

*MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE*

*UNIVERSITÉ MENTOURI CONSTANTINE 1
FACULTÉ DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL*

N° D'ORDRE

N° SÉRIE



THÈSE

***PRÉSENTÉE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE
DOCTORAT EN SCIENCES***

SPÉCIALITÉ : MATÉRIAUX

PAR

SAMIA HANNACHI

INTITULÉE :

***EVALUATION DE LA RESISTANCE A LA
COMPRESSION DU BETON SUR SITE :
APPLICATION DE LA METHODE COMBINEE***

*SOUTENUE LE 28 JUIN 2015
DEVANT LE JURY COMPOSÉ DE :*

*M HOCINE CHABIL PROFESSEUR UNIVERSITÉ DE CONSTANTINE 1.....PRÉSIDENT
M ZINEDDINE BOUDAUD PROFESSEUR UNIVERSITÉ LARBI BENMHIDIEXAMINATEUR
M ABDELHAMID BENOUIS PROFESSEUR UNIVERSITÉ DE GUELMA..... EXAMINATEUR
M AHMED BEROUAL MAITRE DE CONFÉRENCES UNIVERSITÉ DE CONSTANTINE 1...EXAMINATEUR
M M NACER GUETTECHE PROFESSEUR UNIVERSITÉ CONSTANTINE 1.....DIRECTEUR DE THÈSE*

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné la force et la patience pour venir à bout de cette thèse.

C'est un grand sentiment de satisfaction et de joie qui m'anime, et que je voudrais légitimement partager avec tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin par leurs conseils, leurs aides et leurs encouragements.

*Je tiens à manifester ma reconnaissance à mon directeur de thèse **M.N. Gaetche**, professeur à l'université Mentouri de Constantine pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux et qui m'ont aidé dans mes périodes de doute.*

*Je remercie également monsieur **H Chabil**; professeur à l'université Mentouri de Constantine d'avoir accepté de présider le jury de délibération.*

*Mes remerciements vont également à messieurs : **A Bennis**; professeur à l'université de Guelma, **Z Boudaoud** professeur à l'université Larbi Benmehdi de Oum-elbouaghi, et **A Bernal**, maître de conférence à l'université Mentouri de constantine; de m'avoir fait l'honneur d'examiner et de porter un regard critique sur mon travail en participant au jury de délibération.*

Résumé

Traditionnellement ; la méthode normalisée utilisée, pour évaluer la qualité du béton dans les ouvrages en béton comprend, les essais de résistance à la compression, effectués sur des éprouvettes coulées au même moment. Mais cette méthode a beaucoup d'inconvénients qui proviennent du fait que :

- les résultats ne sont pas immédiatement disponibles
- le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage, les conditions de cure ou le compactage peuvent être différents
- les propriétés de résistance d'une éprouvette dépendent de sa grosseur et de sa forme.

Le développement de méthodes fiables d'évaluation non destructives des propriétés du béton in situ s'avèrent alors d'une importance particulière. Ces méthodes sont basées sur le fait que certaines propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance et peuvent être mesurées par des moyens non destructifs.

Parmi les méthodes non destructives les plus populaires et habituellement utilisées du fait de leur simplicité et de leur moindre cout, pour évaluer la résistance du béton sur site sont :

- Les ultrasons UPV (ultrasonique pulse velocity)
- Le scléromètre RH (rebound-hammer)

Etant donné la variabilité des paramètres influençant cette propriété du béton ; les mesures des deux essais non destructifs sont corrélés avec les résultats issus des essais mécaniques sur des éprouvettes cylindriques coulées sur chantier et sur des carottes prélevées sur 2 ouvrages en cours de réalisation, l'un à la nouvelle ville Massinissa El-khroub, et l'autre à la nouvelle ville Ali Mendjli à Constantine.

Dans cette étude, la méthode combinée (scléromètre+ultrasons) est utilisée, des équations de corrélations sont dérivées à l'aide de l'analyse statistique (régression simple et multiple) pour l'estimation de la résistance à la compression du béton sur site et la fiabilité de la technique est discutée.

Mots-clés : Contrôle non destructif – scléromètre – ultrason - méthode combinée - résistance à la compression - éprouvette – carotte - régressions

Abstract

Traditionally, the standard method used to assess the strength of concrete in compression in concrete structures under construction includes testing compressive strength, performed on specimens cast at the same time. But this method has many drawbacks that arise because: the results are not immediately available; the concrete specimens may be different from this of the structure, for the fact that the cure or compaction may be different.

On the other hand, the strength properties of a specimen depend on its size and shape. The development of reliable methods for non-destructive evaluation of the properties of in situ concrete then became prove of particular importance.

These methods are based on the fact that some physical properties of the concrete can be connected to the compressive strength and can be measured by nondestructive methods.

- Ultrasound UPV (ultrasonic pulse velocity) and
- The rebound -hammer

Are among the most popular and commonly used non-destructive methods to assess the compressive strength of concrete structures on-site because of their simplicity and their lower cost. The evaluation of the strength of concrete is then based on empirical relationships between the values of the parameters of non-destructive testing and the results obtained by destructive testing; crushing test tubes and cores.

Therefore it is imperative to establish correlation equations by using multi-variable and developing algorithms in matlab environment.

Given the variability of the parameters influencing the property of concrete such as :

- the type and size of the aggregates,
- the type and content of cement,
- the implementation of the concrete

and to account for these factors, both of the two tests are combined and their measurements are calibrated with the results of mechanical tests on cylindrical specimens cast on site and on cores taken from two existing structures in work progress at the new-city, Constantine in Algeria.

In this study; the two tests cited above have been used to determine the concrete quality by applying regression analysis models between compressive strength of *in situ* concrete on existing structure and the nondestructive tests values, the combined method is used, equations are derived using statistical analysis (simple and multiple regression) to estimate compressive strength of concrete on site and the reliability of the technique for prediction of the strength is discussed for this case study.

Keywords: Nondestructive Testing; Rebound Hammer; Ultrasonic Pulse Velocity; Combined Method; Compressive Strength; Specimen Samples; Cores; Regression Analysis

المخلص

عادتا الطريقة المعهودة لتقييم مقاومة الخرسانة للضغط في المنشأة الخرسانية تتضمن التجارب المنجزة على عينات مصبوبة في الموقع أتنا صب الخرسانة في المنشأة. إلا أن هذه الطريقة لها العديد من العيوب الناتجة عن عدم امكانية الحصول الفوري على النتائج بالإضافة الى امكانية الحصول على خصائص غير مطابقة لخصائص خرسانة المنشأة، ذلك لاختلاف طريقة العلاج، خصائص مكان حفظ و تصلب العينات و الدمك و من ناحية أخرى فان خصائص مقاومة العينات تعتمد على شكلها و حجمها.

تطور أساليب ناجعة للتقييم غير المتلف في عين المكان لخصائص الخرسانة يثبت انها ذات أهمية خاصة، حيث تعتمد هذه الطرق على حقيقة الخصائص الفيزيائية للخرسانة التي يمكن أن تكون لها علاقة بالمقاومة و التي يمكن قياسها بوسائل غير متلفة للخرسانة. من بين هذه الوسائل نجد الأكثر شيوعا والتي تستخدم عادة لسبب بساطتها و لكونها غير مكلفة و سرعة تقييمها للخرسانة في الموقع:

- جهاز سرعة الموجات فوق الصوتية (« ultrasonique pulse velocity » UPV)
- المطرقة أو مطرقة شميدت (Schmidt Hammer test or rebound-hammer) (« RH »)

تقييم مقاومة الخرسانة مبني على العلاقات التجريبية بين القيم المحصلة من كلتا التجارب المتلفة الغير متلفة للخرسانة (المتلفة: كسر العينات، الجزرات). لذلك لابد من وضع معادلات الارتباط من خلال تحليل الانحدار متعدد المتغيرات باستخدام برنامج "Matlab" . نظرنا لتنوع المعاملات التي تؤثر على خواص الخرسانة كحجم الركام، كمية الاسمنت، طريقة عمل و صب الخرسانة. نتائج كلا الاختبارين للطريقة قياس المقاومة الغير متلفة للخرسانة يجب أن تعاير عن طريق قياسها بالمقارنة مع نتائج الاختبارات الميكانيكية للعينات المصبوبة في الموقع بالإضافة الى عينات مأخوذة من المنشأة الجاري انجازه بالمدينة الجديدة

في هذه الدراسة تم استخدام طريقة الجمع (طريقة سرعة الموجات فوق الصوتية، طريقة المطرقة أو مطرقة شميدت) معادلات تم استنباطها باستعمال التحليل الاحصائي (الانحدار البسيط و المتعدد) من أجل تقييم مقاومة الخرسانة للضغط في موقع البناء بالإضافة الى مناقشة موثوقية تقنية.

كلمات البحث : مراقبة غير متلفة ، مقاومة الضغط، انحدار، عينة، فوف صوتية ، الجزرات، مطرقة شميدت، طريقة الجمع.

Table des matières

Table des matières	5
Table des figures	9
Liste des tableaux	12
Symboles et abréviations	13
1. Chapitre 1 : Introduction générale	15
2. Chapitre 2 : Etude bibliographique	20
2.1. Caractéristiques des bétons.....	20
2.1.1. Constituants.....	20
2.1.2. Formulation.....	21
2.1.3. Propriétés mécaniques.....	22
2.1.4. Propriétés influençant la résistance mécanique.	23
2.2. Evaluation destructive et non destructive des bétons	24
2.2.1. Les méthodes destructives	24
2.2.2. Les méthodes semi destructives	24
2.2.3. Les méthodes non destructives	25
2.2.4. Choix d'une méthode simple ou combinée	28
2.3. Evaluation de la résistance du béton sur site	29
2.3.1. Essai traditionnel de compression	29
2.3.2. Prélèvement des carottes du béton	33
2.3.3. Exploitation des essais de compressions sur éprouvettes et carottes	38
2.3.4. Facteurs influençant la résistance de compression	40
2.4. Les ultrasons	41
2.4.1. Historique	41
2.4.2. Différentes techniques acoustiques pour le CND.....	42
2.4.3. Définitions	44
2.4.3.1. Principe de base	45
2.4.3.2. Différentes types d'ondes	45
2.4.3.3. Différents mouvements d'ondes	48
2.4.3.4. Paramètres de l'onde ultrasonore	48
2.4.3.5. Production et détection des ultrasons	55
2.4.3.6. Faisceau ultrasonore	57

2.4.4. Technique de la transmission de l'onde ultrasonique - UPV	60
2.4.4.1. Historique	60
2.4.4.2. Principe de fonctionnement	60
2.4.4.3. Appareillage et méthodologie	62
2.4.4.4. Facteurs influençant les mesures de l'UPV	65
2.4.4.5. Relation résistance à la compression-UPV	68
2.4.4.6. Fiabilité et limitation	69
2.4.4.7. Normes et standards	69
2.5. Le scléromètre ou rebound hammer	70
2.5.1. Introduction	70
2.5.2. Historique	74
2.5.3. Principe physique de fonctionnement	75
2.5.4. Appareillage et méthodologie	75
2.5.5. Facteurs influençant les mesures du rebound hammer number-RHN	79
2.5.6. Relation résistance à la compression-RHN	82
2.5.7. Fiabilité et limitations	83
2.5.8. Normes et standards	83
3. Chapitre 3 : Méthode combinée	85
3.1. Besoin pour des essais non destructifs combinés	85
3.2. Combinaison de la vitesse ultrasonore et du scléromètre	86
3.3. Incertitudes et variabilités des mesures RH et UPV	87
3.4. Identification du modèle empirique pour la corrélation des mesures UPV et RH...89	
3.5. La méthode "Sonreb"	90
3.5.1. Historique	90
3.5.2. La méthode RILEM	91
3.5.3. La méthode Australienne	93
3.5.4. Développement de relations de corrélations multi-variables	94
3.5.5. Recommandations et approches de normes européennes	98
3.6. L'analyse de régression	99
3.6.1. Introduction à la régression linéaire simple et multiple	99
3.6.2. Régression linéaire simple	100
3.6.3. Méthode des moindres carrées	103
3.6.4. Régression linéaire multiple	105
3.6.5. Coefficient de détermination multiple	107
3.6.6. Linéarisation	108
3.6.7. Conclusion	110
4. Chapitre 4 : Méthodologie expérimentale, corrélations et modélisations	111
4.1. Introduction	112
4.2. Description de l'ouvrage sous investigation	113

4.3. Méthodologie de l'UPV	113
4.3.1. Principe	113
4.3.2. Configuration des mesures	114
4.3.3. Equipement et mode opératoire	115
4.3.4. Influence des armatures	118
4.3.5. Exploitation des résultats et corrélation résistance-UPV	123
4.4. Méthodologie rebound hammer RH (scléromètre)	124
4.4.1. Principe	124
4.4.2. Equipement et mode opératoire	125
4.4.3. Influence de l'angle d'inclinaison	131
4.4.4. Exploitation des résultats et corrélation résistance-RHN	132
4.5. Procédure de prélèvement des carottes de béton	136
4.5.1. Introduction.....	136
4.5.2. Méthodologie.....	137
4.5.3. Informations dans le procès-verbal	140
4.6. Procédure de l'essai de compression sur carottes et éprouvettes	141
4.6.1. Introduction	141
4.6.2. Méthodologie	141
4.6.3. Interprétation des résultats	143
4.7. Corrélations entre les résultats des essais destructifs et les résultats des essais non destructifs.	144
5. Chapitre 5 : Résultats et discussion	152
5.1. Corrélations-éprouvettes site 1	152
5.1.1. Méthode simple RH – vs- résistance compression-éprouvettes	153
5.1.2. Méthode simple UPV- vs -résistance compression-éprouvettes	153
5.1.3. Méthode combinée RH-vs-UPV-vs- résistance compression-éprouvettes...154	
5.2. Corrélations-carottes site 1.....	157
5.2.1. Méthode simple RH – vs- résistance compression-carottes	157
5.2.2. Méthode simple UPV- vs- résistance compression-carottes	157
5.2.3. Méthode combinée RH-vs-UPV-vs- résistance compression-carottes	158
5.3. Corrélations-éprouvettes site 2	157
5.3.1. Méthode simple RH – vs- résistance compression-éprouvettes	157
5.3.2. Méthode simple UPV- vs -résistance compression-éprouvettes	157
5.3.3. Méthode combinée RH-vs-UPV-vs- résistance compression-éprouvettes...158	
5.4. Corrélations-carottes site 2	159
5.4.1. Méthode simple RH – vs- résistance compression-carottes	159
5.4.2. Méthode simple UPV- vs- résistance compression-carottes	159
5.4.3. Méthode combinée RH-vs-UPV-vs- résistance compression-carottes	160
5.5. Tableau comparatif et discussion.....	161

6. Conclusion et recommandations	163
Références bibliographiques.....	166
Appendice 1	
Norme Algérienne NA 17004 : 2008.....	177
Appendice 2	
Programme développé pour la régression double dans matlab	217

Table des figures

Chapitre 2

Figure.2.1 : éprouvette cylindrique pour essai de compression	30
Figure.2.2 : Résistances de compressions relatives du béton	31
Figure.2.3: Carottage vertical	34
Figure.2.4 : Carottage horizontal.....	34
Figure.2.5 : schématisation d'un milieu élastique	46
Figure.2.6 : direction de propagation d'onde	47
Figure.2.7 : longueur d'onde	47
Figure.2.8 : direction de vibration	48
Figure.2.9 : onde plane	49
Figure.2.10 : onde sphérique	49
Figure.2.11 : Comportement des ondes sonores incidentes à une interface	54
Figure.2.12 : Faisceau ultra-sonore	57
Figure.2.13 : Géométrie d'un faisceau d'une onde plane	59
Figure.2.14 : Géométrie d'un faisceau focalisé	60
Figure.2.15 : Schéma du diagramme du circuit de la vitesse de propagation	61
Figure.2.16 : appareil à ultrason Tico	63
Figure.2.17 : essai transparent sur une poutre à l'aide de l'appareil à ultrasons Tico	63
Figure.2.18 : Méthode directe	64
Figure.2.19 : Méthode semi-directe	64
Figure.2.20 : Méthode indirecte	65
Figure.2.21 : Exemple de relation résistance du béton vs vitesse de propagation	68
Figure.2.22 : Original Schmidt type N/L	72
Figure.2.23 : Original Schmidt type NR/LR	72
Figure.2.24 : Digi-Schmidt type ND/LD	73
Figure.2.25: Silver Schmidt type ST/PC (N/L)	74
Figure.2.27 : Coupe longitudinale à travers le scléromètre (modèles N/L).....	76
Figure.2.28 : Différentes étapes du fonctionnement du scléromètre	77
Figure.2.29 : courbe de conversion pour une résistance à la compression moyenne, mesurée sur des éprouvettes cylindriques (150×300)	78
Figure.2.30 : influence des différents types de granulats sur la valeur de l'indice de rebondissement des éprouvettes normalisées	81

Chapitre 3

Figure.3.1 : courbes -ISO- donnant les résistances pour un béton de référence méthode Sonreb	92
Figure.3.2 : La méthode Australienne pour l'estimation de la résistance (d'après IAEA, 2002)	93
Figure.3.3 : Courbes ISO ($f_c = 30$ MPa) selon 14 modèles de loi de double puissance	97
Figure.3.4 : diagramme de dispersion (nuage de points)	101
Figure.3.5 : diagramme de dispersion (ajustement d'une droite au nuage statistique)	102
Figure.3.6 : diagramme de dispersion (illustration des distances verticales entre la droite et les différents points éloignés)	104

Chapitre 4

Figure.4.1 : Appareillage utilisé lors des essais aux ultrasons	116
Figure.4.2 : Points de mesures pour l'essai aux ultrasons	117
Figure.4.3 : Mesures des ultrasons dans le béton armé	119
Figure.4.4 : Illustration du principe du scléromètre	125
Figure.4.5 : Pratique de l'essai au scléromètre sur un mur de béton	126
Figure.4.6 : Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil sur éprouvettes	127
Figure.4.7 : Points de mesures pour un panneau (exemple dalle 3 x 3 m ²)	129
Figure.4.8 : Points de mesures pour un poteau de 3,5 m de hauteur et de section de 30 x 30	129
Figure.4.9 : Grille de mesure sur éprouvette	130
Figure.4.10 : Essai au scléromètre sur un élément vertical	131
Figure.4.11 : Essai au scléromètre sur des éléments horizontaux	131
Figure.4.12 : Essai au scléromètre sur des éléments inclinés	131
Figure.4.13 : Courbe de transformation unique	133
Figure.4.14 : Courbes d'étalonnage pour bétons conservés à l'air	135
Figure.4.15 : Mise en place d'un carottier à la surface d'une paroi en béton	138
Figure.4.16 : Mise en place d'un carottier à la surface d'une dalle en béton	139
Figure.4.17 : Essai de compression sur éprouvettes cylindriques en béton	141
Figure.4.18 : Mise en place du bâti de compression	142
Figure.4.19 : Variabilité de N – éprouvette - site1	147
Figure.4.20 : Variabilité de V – carotte - site 1	147
Figure.4.21 : Variabilité de N – éprouvette – site 2	150
Figure.4.22 : Variabilité de V - carotte - site 2	150

Chapitre 5

Site 1

Figure.5.1 : Corrélation : indice du scléromètre et résistance compression – éprouvette	150
Figure.5.2 : Corrélation : vitesse ultrasonique et résistance compression – éprouvette	151
Figure.5.3 : Corrélation : vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance à la compression – éprouvette	151
Figure.5.4 : Corrélation : indice scléromètre et résistance à la compression – carottes	152

Figure.5.5 : Corrélation : vitesse ultrasonore et résistance à la compression – carottes	153
Figure.5.6 : Corrélation : vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance à la compression - carottes.....	153

Site 2

Figure.5.7 : Corrélation : indice du scléromètre et résistance compression – éprouvette	154
Figure.5.8 : Corrélation : vitesse ultrasonique et résistance compression – éprouvette	155
Figure.5.9 : Corrélation : vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance à la compression – éprouvette	155
Figure.5.10 : Corrélation : indice scléromètre et résistance à la compression – carottes	156
Figure.5.11 : Corrélation : vitesse ultrasonore et résistance à la compression – carottes	157
Figure.5.12 : Corrélation : vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance à la compression - carottes.....	157

Liste des tableaux

Chapitre 2

Tableau.2.1 : Plages de variations des propriétés mécaniques moyennes des bétons courants, D'après Dreux and Fiesta [1998]	22
Tableau.2.2 : Classes et résistances caractéristiques des bétons.....	31

Chapitre 3

Tableau.3.1 : modèles de relations UPV/résistance trouvés dans la littérature	90
Tableau.3.2 : modèles de relations rebound number/résistance les plus rencontrées dans la littérature	90
Tableau.3.3 : Equations pour déterminer la relation entre la résistance à la compression du béton, l'indice de rebondissement R et la vitesse ultrasonique V	95
Tableau.3.4 : modèles de relations UPV-Rebound number - résistance trouvés dans la littérature	97

Chapitre 4

Tableau.4.1 : Influence des armatures ; l'axe de propagation étant perpendiculaire à l'axe des aciers	120
Tableau.4.2 : Influence des armatures ; l'axe de propagation étant parallèle perpendiculaire à l'axe des aciers	121
Tableau.4.3 : modèles de scléromètre en fonction du matériau testé	125
Tableau.4.4 : coefficients de correction de l'indice de rebondissement pour les différents angles d'inclinaison	132
Tableau.4.5 : valeurs du coefficient K en fonction du nombre d'essais	144
Tableau.4.6 : Résultats des essais - éprouvettes site 1	145
Tableau.4.7 : Résultats des essais - carottes site 1	146
Tableau.4.8 : Résultats des essais - éprouvettes site 2	147
Tableau.4.9 : Résultats des essais - carottes site 2	148

Chapitre 5

Tableau.5.1 : Résultats des corrélations pour les éprouvettes	152
Tableau.5.2 : Résultats des corrélations pour les carottes	154
Tableau.5.3 : Résultats des corrélations pour les éprouvettes	156
Tableau.5.4 : Résultats des corrélations pour les carottes	158
Tableau.5.5 : Tableau récapitulatif	158

Symboles et abréviations

CND : contrôle non destructif

END : Evaluation non destructive

NDT: non destructive testing

RHN : rebound hammer number

UPV : ultrasonic pulse velocity

SonReb (sonique-rebound) : méthode combinant le scléromètre à béton plus les ultrasons

R_c : résistance du béton à la compression

R_t : résistance du béton à la traction

E : module de Young

P : charge appliquée

E/C : rapport eau/ciment

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton d'éprouvettes normalisées

$f_{ck, is}$: résistance caractéristique à la compression sur site

$f_{ck, is, cyl}$: résistance caractéristique à la compression du béton d'éprouvette exprimée en résistance équivalente d'un cylindre de 300×150 mm

$f_{ck, is, cube}$: résistance caractéristique à la compression du béton exprimée en résistance équivalente d'un cube de 150mm

f_{is} : résistance d'essai de la résistance du béton sur site

$f_{is, plus faible}$: plus faible résistance à la compression du béton sur site

$f_{m(n), is}$: valeur moyenne de la résistance du béton à la compression sur site de N résultats

$f_{is, 1}$: résultat d'essai de la résistance estimée à la compression sur site, obtenu selon des méthodes d'essai indirectes lorsqu'une relation spécifique est établie par des essais sur carottes.

$f_{is, R}$: résultat d'essai de la résistance à la compression estimée sur site, obtenu par des essais au scléromètres étalonnés par des essais sur carottes

$f_{is, V}$: résultat d'essai de la résistance à la compression estimée sur site, obtenu par des essais upv étalonnés par des essais sur carottes

Z : impédance acoustique

F : la fréquence d'émission en Hz

I : l'intensité ultrasonore en $W.m^{-2}$

P : la pression d'onde acoustique

λ : Longueur d'onde

α : coefficient d'atténuation

η : coefficient de viscosité

μ : coefficient d'absorption

R : coefficient de réflexion

T : coefficient de transmission

Chapitre 1

Introduction générale

Le béton est aujourd'hui le matériau le plus largement utilisé depuis plus d'un siècle, aussi bien dans le génie civil que dans le bâtiment, plus que tous les autres matériaux réunis. A la fois robuste et universel; il est au début d'une profonde mutation : l'ampleur et l'étendue de ses performances mécaniques et physiques augmentent sans cesse.

Cependant le béton peut se dégrader sous l'influence de causes liées à sa qualité originelle ou à des sollicitations d'exploitation ou d'environnement.

Les ouvrages en béton se comportent généralement assez bien même s'ils sont exposés à un environnement sévère. Néanmoins des statistiques montrent que certaines difficultés surgissent au cours de la période de construction pour différentes raisons ; la plus fréquente est une insuffisance de la résistance du béton à la compression.

En effet, suite aux constats et expertises effectués sur des structures en béton armé après des catastrophes naturelles « séismes, Chleff (ex El Asnam) 1980, Boumerdes 2003 ». Il a été constaté que l'un des facteurs majeurs à l'origine de l'ampleur des désastres est dû au non-respect des normes de construction. La qualité du béton mis en place est de loin inférieure à celle officiellement mentionnée par les essais d'écrasement aux laboratoires.

Traditionnellement ; la méthode normalisée utilisée, pour évaluer la qualité du béton dans les ouvrages en béton comprend, les essais de résistance à la compression, à la flexion et à la traction, effectués sur des éprouvettes coulées au même moment. Mais cette méthode a beaucoup d'inconvénients qui proviennent du fait que : les résultats ne sont pas immédiatement disponibles ; le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage, par le fait même que la cure ou le compactage peuvent être différents ; d'autre part, les propriétés de résistance d'une éprouvette dépendent de sa grosseur et de sa forme [Soutsos et al. 2009)

Bien que les normes de la construction couvrent cette incertitude par l'affectation de la résistance du béton par un coefficient de sécurité et la pondération des charges, ces mesures se sont avérées insuffisantes pour compenser les imperfections de la mise en place du béton.

Le non-respect des propriétés mécaniques du béton sur chantier est dû essentiellement à différents facteurs :

- L'échantillon est non représentatif,
- La - non qualification de la main d'œuvre,
- L'absence de contrôle strict et continu,
- La difficulté de maintenir une formulation constante pendant la mise en oeuvre du béton,
- Les propriétés de résistance d'une éprouvette de béton dépendent de sa grosseur et de sa forme.

Le développement de méthodes fiables d'auscultation et de vérification des propriétés du béton in situ s'avèrent alors d'une importance particulière. Plusieurs méthodes non destructives d'évaluation ont été mises au point. Ces méthodes sont basées sur le fait que certaines propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance et peuvent être mesurées par des moyens non destructifs.

Parmi les méthodes non destructives les plus populaires et habituellement utilisées du fait de leur simplicité et de leur moindre cout, pour évaluer certaines propriétés et déterminer la résistance du béton sur site sont :

- Les ultrasons UPV (ultrasonic pulse velocity)
- Le scléromètre ou rebound-hammer RH

L'évaluation de la résistance du béton se fait alors sur la base de relations empiriques entre les valeurs des mesures des essais non destructifs et les résultats obtenus par les essais destructifs et semi destructifs.

De ce fait il est impératif d'établir des équations de corrélations par l'analyse de régression multi-variable.

La méthode d'auscultation par ultrasons qui consiste à mesurer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques est actuellement la seule du genre qui permet d'effectuer des essais de résistance sur le béton coulé sur place. Cette méthode permet de mesurer le temps de propagation d'une impulsion ultrasonore à travers le béton.

La représentativité des résultats obtenus par cette méthode dépend de plusieurs paramètres intrinsèques au béton : sa maturité (jeune âge, prise) ; l'homogénéité du matériau (ségrégation, nature, zone), la détection d'un ou de plusieurs défauts (fissures, amas, porosités, vides), l'endommagement et la caractérisation mécanique (microfissuration, présence de vide, atteintes chimiques), les dimensions et nature des granulats.

L'interprétation des résultats nécessite la prise en considération du taux d'influence de chacun des paramètres sur la vitesse de propagation des ondes ultrasonores. Plusieurs chercheurs ont expérimenté l'influence de ces paramètres sur la caractérisation du béton par ultrasons [Goueggou et al 2007], [Chaix 2003], [Popovics et al 2005].

L'essai au scléromètre (rebound hammer) évalue la résistance en compression du béton par le rebond d'une masse élastique (marteau) [Neville, 2000].

Malgré le fait que l'essai au marteau Schmidt est très simple à réaliser, il présente plusieurs inconvénients [Kolek 1958, Carino 1974, Tanigawi 1988, Evangelista 2003].

- Dans un premier temps, il est sensible aux variations locales dans le béton. Par exemple, si la tête du marteau est appuyée sur un granulat, l'indice de rebondissement sera plus élevé que s'il est situé sur un vide.
- Dans un second temps, la tête du marteau doit toujours être perpendiculaire à la surface du béton, ce qui n'est pas facilement réalisable. De plus, la position du marteau par rapport à la verticale influencera l'indice de rebondissement, la gravité agissant sur le déplacement de la masse du marteau.

Dans notre présent travail nous nous proposons de combiner les résultats de ces deux essais et de les corrélés à ceux issus d'un contrôle destructif (écrasement d'éprouvettes et carottes).

La combinaison des deux essais ; rebound hammer et ultrasons UPV (ultrasonic pulse velocity) résulte dans l'amélioration de la précision de l'estimation de la résistance à la compression du béton, avec l'objectif de déterminer une résistance à la compression du béton potentiellement fiable [Breysse, Soutsos et al. 2009].

L'intérêt dans l'utilisation de la méthode combinée est que la variabilité de certaines propriétés du béton produit des effets opposés pour chacun de ses composants (rebound hammer et UPV).

Par exemple une augmentation dans l'humidité augmente la valeur des ultrasons mais diminue la valeur du rebound hammer et donc l'utilisation de la méthode combinée réduit les effets des :

- ✓ Dimension des granulats
- ✓ Type et dosage du ciment
- ✓ Rapport eau /ciment
- ✓ Pourcentage de l'humidité

et produit une plus fiable et meilleur estimation de la résistance à la compression du béton.

La problématique est qu'avec cette grande frénésie de construire et l'accroissement exponentiel incessant de chantiers qui voient le jour avec une vitesse incroyable il devient plus que nécessaire et même indispensable de trouver des outils simples, économiques et rapides pour le contrôle et l'évaluation de la résistance du béton sur site. Le béton étant un matériau très hétérogène même avec une composition identique, il est très difficile de développer des modèles mathématiques fiables pour prédire la valeur de la résistance du béton sur site.

L'objectif de cette étude est donc:

- **De mieux comprendre la combinaison des deux techniques non destructives pour l'évaluation de la résistance du béton.**
- **De mieux comprendre les courbes de corrélation déjà établies**
- **D'établir des courbes de corrélation entre les essais destructifs et les essais non destructifs pour les cas de notre étude**
- **De développer des équations de corrélation en utilisant l'analyse de régression multi-variable entre les paramètres issus du contrôle non destructif et ceux donnés par l'écrasement d'éprouvettes et de carottes de béton prélevées sur l'ouvrage**
- **De comparer la précision et évaluer la fiabilité des essais non destructifs.**

Les trois essais ont été pratiqués sur des ouvrages en béton armé d'habitation R+5 en cours de construction ; l'un à la nouvelle ville Massinissa et l'autre à la nouvelle ville Ali Mendjli par l'organisme de contrôle ; le CTC de Constantine.

La présente étude s'articule autour des chapitres suivants :

- Une introduction générale qui présente la position du problème et précise le but de cette recherche.
- Le deuxième chapitre concerne une étude bibliographique autour des essais non destructifs dans le béton, en insistant sur deux méthodes utilisées : le Rebound hammer et l'UPV
- Un historique est donné sur la méthode Sonreb qui est la méthode combinée la plus populaire ainsi qu'une brève revue de l'analyse de régression qui est la méthode statistique utilisée pour modéliser et corréler nos différents valeurs et résultats d'essais.
- Dans le chapitre suivant, les essais destructifs et semi-destructifs sont décrits et les résultats rassemblés et présentés pour pouvoir procéder aux différentes corrélations.
- Le cinquième chapitre résume les différentes équations de corrélations obtenues qui sont alors commentées et discutées quant à l'utilisation des deux méthodes séparément ou en les combinant.
- Enfin le dernier chapitre est consacré à conclure notre étude et propose quelques recommandations pour d'éventuels travaux de recherches quant à l'utilisation de la méthode combinée pour l'auscultation et le diagnostic des altérations survenues aux ouvrages en béton.

Chapitre 2

Etude bibliographique

2.1. Caractéristiques des bétons

Le béton est un matériau de construction hétérogène, composé principalement de granulats, sable, ciment, eau et quand il est nécessaire des adjuvants. Ces composants forment une masse plastique lorsqu'ils sont mélangés correctement, cette masse peut être coulée ou moulée dans des dimensions et formes voulues.

Une fois durcie cette masse doit supporter des charges et des contraintes en particulier de compression.

2.1.1. Constituants

Le béton désigne un matériau composé de granulats et de sables liés entre eux par une pâte (liant). Dans les bétons "hydrauliques", le liant est une pâte à base de ciment et d'eau. Certaines additions minérales et adjuvants peuvent être ajoutés en faible quantité afin de donner des propriétés spéciales, comme des fumées de silice ou des super-plastifiants. Lorsque le béton ne contient pas de granulats mais uniquement du sable, du ciment et de l'eau on parle alors de mortier.

Les granulats sont les plus gros constituants du béton, et peuvent provenir de différentes roches inertes [Dreux and Fiesta 1998] (silico-calcaires, basaltes, granites, . . .).

Ils représentent environ 50% en masse du béton complet. Ils peuvent être "roulés" (granulats issus du lit de rivières) et ont alors une forme arrondie, ou "concassés" (issus de carrières) et peuvent présenter des formes angulaires. Leur dimension est déterminée par criblage sur des tamis à mailles carrées. Classiquement, leur granulométrie peut varier de 5 mm à 20 mm voire plus. Les bétons sont caractérisés par le paramètre D-max qui représente le diamètre des granulats de plus grandes dimensions. Une bonne part de la résistance des bétons est tirée des granulats, et particulièrement des plus gros d'entre eux.

Le sable représente les constituants rocheux dont les dimensions peuvent varier de 100 μm à environ 5 mm. Leur granulométrie est définie de la même manière que pour les plus gros granulats. La dimension des grains de ciment étant de l'ordre de quelques micromètres, le béton présente alors une continuité de dimensions allant du micromètre au centimètre. Cette continuité assure une bonne compacité du matériau en minimisant les espaces entre les constituants, ce qui améliore les propriétés mécaniques de l'ensemble.

2.1.2. Formulation

Les bétons sont conçus suivant une formulation, donnée sous forme de quantité massique de chaque composant afin d'obtenir un volume de 1 m^3 de béton. Il existe différentes méthodes de formulations, qui visent à optimiser l'empilement des différentes particules (grains de ciment, sable, gravillons) afin de minimiser les espaces vides [Dreux and Fiesta 1998, De Larrard 2000].

Le choix de la formulation permet d'obtenir des propriétés mécaniques ou de mises en œuvre recherchées. Le mélange des différents constituants du béton lors de sa fabrication s'appelle une "gâchée". L'eau du mélange hydrate progressivement le ciment. La pâte de ciment hydratée forme alors un matériau poreux qui solidarise le sable et les granulats entre eux et le matériau acquiert ses propriétés mécaniques. On appelle "cure" le moyen utilisé pour protéger le béton des échanges avec l'extérieur (en particulier le séchage) afin d'assurer la prise puis le durcissement de manière optimale, la cure est particulièrement importante pendant le jeune âge du béton. On considère traditionnellement que les propriétés mécaniques finales du béton sont atteintes au bout de 28 jours. Ces propriétés évoluent en fait continûment et ne peuvent être considérées comme réellement stabilisées qu'au bout de 90 jours ou plus.

Le rapport de la quantité massique d'eau sur celle du ciment (appelé rapport E/C) joue un rôle important sur les propriétés mécaniques du béton. Un béton ayant un rapport E/C élevé sera plus aisé à mettre en œuvre, cependant, l'espacement entre les grains de ciment sera plus grand du fait de la quantité d'eau d'hydratation et de la porosité finale de la pâte de ciment qui sera plus importante.

A l'inverse un rapport E/C faible donnera un béton plus compact avec de meilleures propriétés mécaniques mais une ouvrabilité plus faible. Ce rapport E/C est en général compris entre 0,3 et 0,9 pour les cas les plus extrêmes.

2.1.3. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du béton sain dépendent de la qualité des constituants, de la formulation et les conditions de cure. Les propriétés de différents bétons seront donc très variables. Pour les ouvrages, on caractérise généralement les bétons par leur résistance à la compression R_c , généralement déterminée après 28 jours de cure, elle dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

La résistance à la traction R_t peut également être déterminée, elle traduit alors la résistance à la fissuration du béton. Cette résistance à la traction correspond à environ 10% de la résistance à la compression du béton (tableau 2.1).

R_c (MPa)	R_t (MPa)	E (GPa)	ν	P ($kg.m^{-3}$)
12-60	1-5	20-40	015-030	2200-2400

Tableau.2.1 : Plages de variations des propriétés mécaniques moyennes des bétons courants, D'après Dreux and Fiesta [1998].

Une autre propriété importante du béton est la porosité. Elle est définie comme le volume total des vides contenus dans le béton pour 1 m³ de matériau. Cette porosité augmente avec le rapport E/C et est en général comprise entre 11 et 18%. Elle est constituée de pores plus ou moins interconnectés, ainsi que de micro ou macro-fissuration. Les dimensions caractéristiques des pores vont d'une dizaine de nanomètres au millimètre. Ils peuvent être remplis d'air ou d'eau libre suivant la teneur en eau libre du béton. Cette teneur en eau libre désigne l'eau présente dans les vides du béton et ne participant pas à l'hydratation du ciment. On recherche particulièrement une faible porosité lors de la formulation du béton, qui assure une meilleure résistance mécanique du béton. La porosité du béton dépend du rapport E/C, un rapport E/C élevé induisant une plus forte porosité, mais également des conditions de cure ; l'hygrométrie doit être maintenue élevée pendant la cure afin d'assurer la meilleure hydratation possible du ciment, de même une augmentation de la durée de cure diminue le diamètre moyen des pores [Neville 2000, Baron et Sauterey 1982].

2.1.4. Paramètres influençant la résistance mécanique.

Qualité du ciment

La qualité mécanique du ciment est traduite par sa classe de résistance, qui est un paramètre déterminant pour la résistance du béton (tableau 2.2). Plus celle-ci est élevée plus la résistance du béton l'est également. Elle est mesurée à 28 jours sur des éprouvettes de mortier normalisé. On distingue trois classes de résistances **32,5**, **42,5** et **52,5**.

Dosage en ciment et en eau

La résistance croît avec le dosage pondéral du ciment C et décroît avec le dosage pondéral de l'eau ; c'est pourquoi le facteur **E/C** est déterminant pour la résistance du béton.

Influence des granulats

La proportion relative sable/gravier mais aussi la forme et la nature influencent la résistance, Bolomey [Bolomey 1930] a établi que c'est essentiellement la forme (roulés ou concassés) et la taille maximale des granulats qui influencent la résistance. Le module de finesse et la propreté du sable ainsi que le fuseau granulométrique jouent également un facteur important.

Influence de la température et de l'humidité

Ces paramètres sont influents, notamment durant la phase de durcissement. L'hydratation du ciment Portland étant une réaction exothermique, elle est accélérée par une élévation de température. Il se produit alors une contraction thermique après prise dont les effets sont d'autant plus importants que les pièces sont massives et les coffrages sont isolants. Cependant, des températures trop élevées ou mal contrôlées à cause de l'enlèvement trop rapide de coffrages peuvent être défavorables au matériau durci par la génération des contraintes dues à la dessiccation, créant alors des réseaux de fissures ou de microfissures. Les réactions d'hydratation sont fortement ralenties en dessous d'une hygrométrie de conservation de 80%. Il est donc nécessaire de retenir l'eau à l'intérieur du béton à la fois pour favoriser l'hydratation mais aussi pour éviter des contraintes de dessiccation risquant de générer des fissures ; cette protection durant les premiers jours d'hydratation est communément appelée cure.

2.2. Evaluation destructive et non destructive des bétons

2.2.1. Méthodes destructives

La plupart des propriétés des bétons sont en général évaluées par des essais sur des échantillons ayant été confectionnés avec la même gâchée que les ouvrages (éprouvettes normalisées 16/32 par exemple) ou bien ayant été prélevés (carottes) directement sur les ouvrages à ausculter [Bungey and Millard 1996]. Ces essais sont destructifs. Les mesures des résistances R_c et R_t sont par exemple réalisées avec des presses (compression, traction par fendage, par flexion, etc.). L'utilisation de méthodes dites non destructives applicables in situ est primordiale dans les cas où il est impossible de prélever un échantillon sur la structure, ou si l'on souhaite suivre l'évolution d'une caractéristique au cours du temps. Les principales techniques d'auscultation du béton couramment utilisées en génie civil sont présentées dans les ouvrages de Malhotra and Carino [Malhotra and Carino 1991], Bungey and Millard [Bungey and Millard 1996], ou Breyse and Abraham [Breyse and Abraham 2005].

2.2.2. Méthodes semi-destructives

Une série de méthodes permet d'évaluer in situ la résistance mécanique en surface du béton. Leur utilisation est assez répandue et quelque fois normalisée comme la norme européenne EN 13791 [EN 13791 2007].

Des scléromètres permettent de mesurer la dureté de la surface de béton. La hauteur de rebond d'une masse projetée avec une certaine vitesse sur la surface du béton permet de remonter à la résistance en surface du béton. Cet appareil ne donne qu'une information locale sur les propriétés du béton.

D'autres méthodes telles que les essais de résistance à la pénétration (sonde Windsor) ou des essais d'arrachement d'une tige métallique scellée dans le béton (pull-out) fournissent également des informations locales sur la résistance à la compression du béton en surface. Ces méthodes sont partiellement destructrices car elles laissent des impacts et des trous dans le parement (que l'on peut reboucher facilement). Ces méthodes sont couramment utilisées sur les ouvrages et peuvent donner des informations très utiles aux maîtres d'œuvres. Cependant, la précision reste faible et l'information n'est que locale.

2.2.3. Méthodes non destructives

Comparée au développement des méthodes d'évaluation non destructive dans le domaine des structures en acier, l'évolution de ces techniques pour les ouvrages en béton se fait plus lentement. Cela peut s'expliquer par la complexité du matériau béton, et notamment son hétérogénéité à l'échelle macroscopique, par rapport à l'acier [Carino 2003]. De ce fait, il est difficile de transférer les technologies développées pour l'acier au domaine de l'auscultation du béton.

En 2000, une revue faite par le Comité Technique « Non Destructive Evaluation » de la RILEM recensait plus de 115 méthodes d'évaluation des propriétés du béton [Burghardt 2000]. Actuellement, ces méthodes d'auscultation non destructives sont utilisées mais elles ne sont pas encore totalement reconnues par la communauté de l'END (physiciens, électriciens, mécaniciens...), et par conséquent, elles ne sont pas encore systématiquement utilisées (et réciproquement) [Carino 2003]. L'OECD-NEA (1998) précise qu'il y a un manque général de confiance dans les techniques END car il y a très peu d'avis indépendants sur leur applicabilité, leur capacité, leur précision et leur fiabilité. De plus, il n'existe souvent pas de consensus possible, ni de norme appropriée.

Les méthodes d'END sont souvent utilisées pour mesurer un phénomène précis, comme par exemple évaluer la résistance en compression du matériau, alors qu'elles pourraient s'inscrire dans le cadre d'un vaste programme de surveillance de l'ensemble d'une structure [McCann et Forde 2001].

Les méthodes non destructives utilisées aujourd'hui pour l'auscultation des structures en béton peuvent être classées en sept catégories qui sont décrites succinctement dans les paragraphes suivants.

➤ les inspections visuelles

L'inspection visuelle [Graybeal et al. 2002] est la plus simple et la plus immédiate des techniques d'auscultation non destructive d'une surface. Les pathologies les plus courantes sont décrites afin d'aider à la détection, à la reconnaissance et au diagnostic.

Les progrès technologiques récents permettent de soutenir cette méthode, en offrant des capteurs complémentaires de l'œil (appareils numériques), des moyens d'enregistrement (pour un suivi dans le temps) ainsi que des procédés d'analyse d'image pour l'interprétation.

Cette méthode reste néanmoins très subjective puisque les résultats sont étroitement liés à l'expérience et au jugement de l'inspecteur.

Le suivi topographique des ouvrages est aussi un moyen d'inspection très important qui permet de suivre les déformations d'ouvrages dans le temps.

➤ **Les méthodes acoustiques** : soniques et ultrasoniques

Les techniques d'auscultation reposant sur la propagation d'ondes mécaniques sont largement employées dans les domaines de la métallurgie [Garnier et al. 2009]. Elles sont dérivées des méthodes géophysiques sismiques et reposent sur l'interprétation, soit en temps, soit en fréquence, de l'onde enregistrée en fonction de l'onde émise. Les principales techniques sont : les Ultrasons (US), les Ondes de Surface (OS) [Hévin 1998, Hassaim 1999, Al Wardany 2005], la Tomographie Acoustique (TO) [Côte 1988, Sahebi 1996, Kharrat1997], l'Emission Acoustique (EA) et l'Impact-Echo (IE).

➤ **Les méthodes électromagnétiques**

Le principe repose sur l'émission d'une onde électromagnétique et sur l'analyse du signal induit et de ses perturbations. On distingue principalement 3 types de méthodes : l'auscultation basse fréquence (pachomètre), le radar et la méthode capacitive.

Ce sont les développements des antennes à hautes et très hautes fréquences (1,5 GHz) qui ont permis la transposition de ces méthodes géophysiques au génie civil. La méthode RADAR, utilisée notamment à la surface des tabliers de ponts [Rhazi et al. 2003] permet, par un balayage très rapide d'avoir une image en trois dimensions de la structure. Ainsi, on peut déterminer la profondeur des armatures [Dérobert et al. 2001], l'épaisseur de différentes couches présentes dans le béton, une estimation de la teneur en eau [Laurens 2001, Sbartai 2005] et de la contamination par les chlorures [Klysz 2004]. Généralement couplée avec des mesures du potentiel et de vitesse de corrosion, elle renseigne sur l'état d'avancement de la corrosion des armatures [Balayssac et al. 2002].

➤ **Les méthodes électriques** : résistivité, potentiel et Vitesse de corrosion

Elles reposent sur la mesure des intensités des courants, et/ou des différences de potentiel au sein du matériau, dues soit à des réactions électrochimiques naturelles dans le matériau (cas de la corrosion), soit à des sollicitations artificielles. Cette famille regroupe les mesures de la résistivité électrique [Lataste 2002], du potentiel de corrosion, et de la vitesse de corrosion [Andrade et al. 1996].

➤ **Les méthodes thermiques**

Dans le domaine du contrôle non destructif d'ouvrages, les méthodes thermiques sont émergentes. L'apparition récente de la thermographie infrarouge (TIR) a permis aux méthodes thermiques de s'immiscer dans le domaine de l'auscultation des ouvrages [Sirieix et al. 2005]. Il s'agit alors de mesurer la réponse d'un ouvrage aux variations de températures naturelles ou artificielles (respectivement pour les méthodes dites passives ou actives). Les mesures sont effectuées dans le domaine spectral de l'infrarouge dit moyen, entre 2 et 15 μm [Gaussorgues 1999].

➤ **Les méthodes radiographiques**

Il s'agit des techniques classiques de radiographie : la surface à ausculter est exposée à un rayonnement (γ ou X selon la méthode), qui après avoir traversé le matériau impressionne un film photographique. On distingue parmi ces méthodes la gammagraphie, la radiographie et la radioscopie [Roënelle et al. 2005].

➤ **Les méthodes optiques**

Les méthodes optiques de mesure de champs ont l'avantage de ne pas interagir avec l'objet ausculté. Certaines méthodes, comme la photoélasticimétrie, le moiré et l'holographie ont été employées par le passé (il y a environ une vingtaine d'années) mais se sont confrontées à des difficultés de mise en œuvre sur le terrain. Avec le développement de l'informatique et de la vidéo, ces techniques sont aujourd'hui des méthodes dont l'utilisation est de plus en plus

simple. Mais il ne faut pas perdre de vue la difficulté d'interprétation qui demande encore aujourd'hui une très bonne connaissance de la mesure et de la physique des phénomènes mis en jeu.

Parmi cette grande famille, nous pouvons citer trois techniques de mesure optiques :

- la photogrammétrie,
- la projection de franges et
- l'interférométrie.

Ces méthodes sont, de manière générale, de plus en plus courantes dans le monde industriel et notamment en génie civil [Taillade 2005].

2.2.4. Choix d'une méthode simple ou combinée

Chacune des sept familles de méthodes présentées ici a ses spécificités propres selon le principe physique auquel elle obéit. Elles présentent donc toutes des avantages et des limites tant au niveau de leur sensibilité aux différents facteurs que de leur utilisation sur site (vitesse de mise en œuvre, encombrement du matériel...).

Il est nécessaire que l'existence des différentes techniques d'évaluation, leur capacité, leur limites, leur fiabilité, leur précision, les conditions d'exploitation ainsi que toutes les conditions de mise en œuvre soient portées à la connaissance des différents acteurs de la construction.

Une fois le type d'évaluation connu (ici le suivi de la résistance à la compression) on est conduit à choisir la technique la plus adaptée.

Cependant dans certains cas, une technique appliquée isolément ne permet pas d'apporter une réponse complète et fiable. Des essais complémentaires à partir de méthodes différentes peuvent s'avérer nécessaires pour apporter des renseignements complémentaires et confirmer des grandeurs déjà acquises. Ces données acquises par les essais non destructifs peuvent aussi être utilement regroupées avec des données issues à partir d'essais semi-destructifs faits en nombre limité. Il reste néanmoins évident que, tout aussi nécessaires que soient les techniques pour évaluer un ouvrage, elles ne sont pas suffisantes. L'analyse critique des résultats et leurs interprétations restent des éléments fondamentaux pour la réussite de toute évaluation.

Le choix judicieux d'une technique peut être fait en prenant en compte la mise en œuvre de la technique.

Les essais non destructifs exigent une grande compétence de ceux qui les réalisent tout autant que ceux qui les interprètent. De même le choix des outils d'application de ces techniques reste délicat ; la fiabilité de l'instrumentation et des praticiens qui les utilisent doit faire l'objet d'une attention particulière d'où il est préférable de porter son choix sur une technique économiquement rentable et dont la mise en œuvre est plus aisée.

Alors si deux ou plusieurs méthodes d'END sont possibles, il devient nécessaire d'utiliser des critères de comparaison afin de choisir la plus pertinente. Le résultat synthétique du groupe de travail de l'AFGC sur l'END des ouvrages en béton armé [Breysse et al. 2005] en retient cinq :

- ✓ la facilité du mode opératoire,
- ✓ le caractère non destructif, la répétabilité,
- ✓ la sensibilité,
- ✓ la validité conceptuelle ou encore
- ✓ le degré de pertinence.

L'ensemble de ces contraintes, de différentes natures (économique, pratique, scientifique...), motive le choix de l'utilisation d'une ou plusieurs méthodes d'END à mettre en œuvre afin de qualifier au mieux l'état d'un ouvrage lors de la mise en place d'une stratégie d'évaluation et d'auscultation ; le couplage des méthodes peut permettre d'augmenter le nombre ou la qualité des informations sur un ouvrage et améliorer l'évaluation des propriétés recherchées.

2.3. Evaluation de la résistance à la compression du béton sur site

2.3.1. Essai traditionnel de compression

La caractéristique essentielle du béton durci est la résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours). Le béton est un matériau travaillant bien en compression, dont la connaissance de ses propriétés mécaniques est indispensable pour le calcul du dimensionnement des ouvrages.

Le principe de l'essai est de soumettre une éprouvette cylindrique, cubique ou une carotte à une force croissante et constante jusqu'à rupture de celle-ci afin de déterminer sa résistance à la compression suivant des spécifications et de normes bien déterminées.

- Norme de référence : EN 12390-3 (2007): Essais pour béton durci :
- Conditions de préparation et de conservation définies dans la norme EN 12390-2 (2007)

En général, les nouvelles normes EN correspondent aux Normes Nationales (Algériennes) en vigueur à quelques détails près et étant donné que ces normes sont citées régulièrement dans notre travail de recherche ; nous nous en tiendrons à ces normes Européennes pour tout ce qui suit.

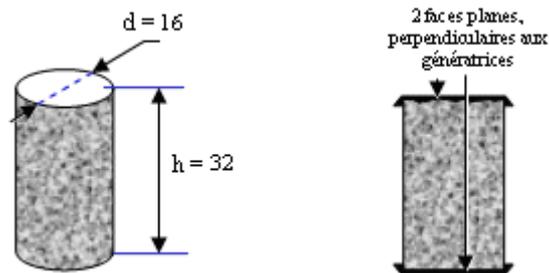


Figure.2.1 : éprouvette cylindrique pour essai de compression

La résistance en compression à 28 jours est désignée par f_{c28} . Elle se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre. Le cylindre le plus couramment employé est le cylindre de 16 (figure.2.1).

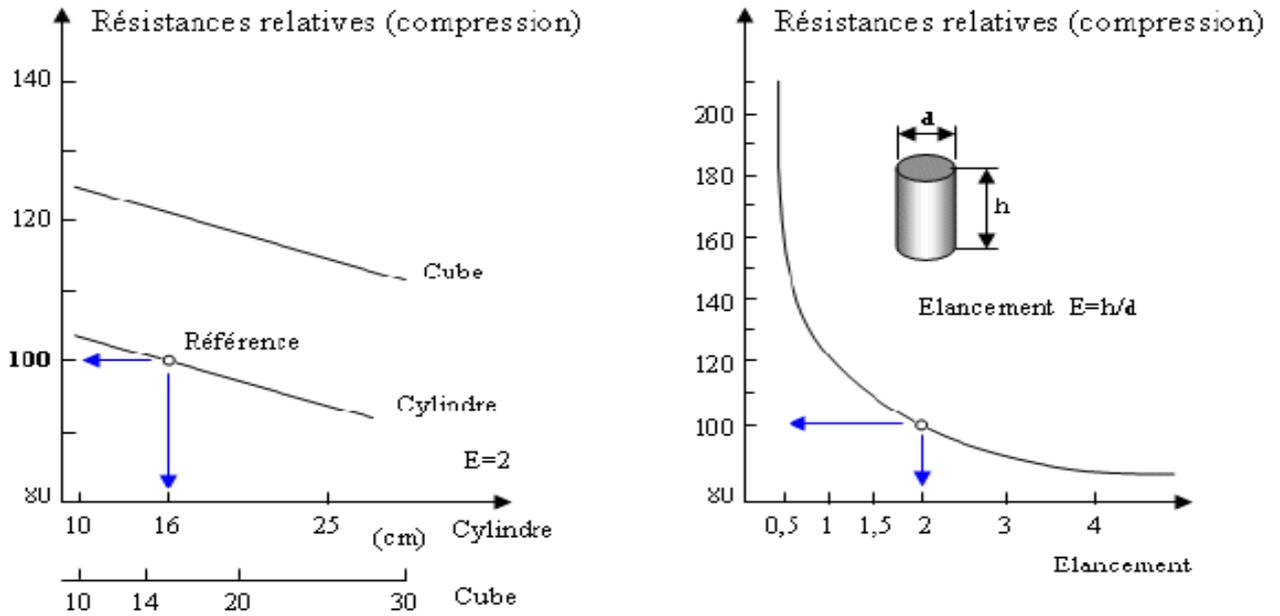


Figure.2.2 : Résistances de compressions relatives du béton

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Classe	C12, 5/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/45	C45/55	C50/60
f_{ck} cyl	12	16	20	25	30	35	40	45	55
f_{ck} cube	15	20	25	30	37	45	45	55	60

Tableau.2.2 : Classes et résistances caractéristiques des bétons

La norme européenne EN 13791 décrit les différentes procédures de détermination de la résistance en compression sur ouvrages ou sur éléments préfabriqués. Elles distinguent les méthodes directes qui consistent à mesurer la résistance sur des carottes prélevées directement sur l'ouvrage, des méthodes indirectes qui sont peu destructives. Parmi ces méthodes on trouve l'essai au rebound hammer et l'essai UPV (ultrasonique pulse velocity).

Dans la plus part des pays dans le monde, l'évaluation de la résistance du béton à la compression se fait traditionnellement par l'écrasement d'éprouvettes cubiques ou cylindriques coulées à partir de béton fourni au chantier. Malgré que cette procédure soit bien acceptée par la profession, elle a ses limites du fait que les problèmes ne seront détectés que lorsqu' il est déjà trop tard pour pouvoir y remédier d'une manière économique, étant donné que les essais d'écrasement sont généralement réalisés à 7 et 28 jours. Parallèlement des abus sont commis comme par exemple :

- Couler les éprouvettes avant l'ajout de l'eau au béton de la structure à couler
- Préparer les éprouvettes avec un béton spécial différent de celui de la structure.

L'évaluation de la résistance à la compression du béton in-situ au moyen de contrôle semi ou non destructif s'avère un moyen efficace pour éliminer tous ces abus et permet aussi d'assurer une compaction effective et une bonne cure avec une meilleure indication de la finition du béton.

L'autre avantage est le temps à gagner sur la rapidité de l'exécution du programme totale de la construction étant donné que l'évaluation précise de la résistance permet un 'turn-around' du coffrage ce qui va permettre d'augmenter la rapidité, de réduire le cout de la construction et améliorer la qualité.

Parmi les méthodes non destructives les plus populaires et habituellement utilisées du fait de leur simplicité et de leur moindre cout, pour évaluer certaines propriétés et déterminer la résistance du béton sur site sont :

- Les ultrasons UPV (ultrasonique pulse velocity)
- Le rebound-hammer RH ou scléromètre

2.3.2. Prélèvement de carottes de béton pour l'évaluation de la résistance du béton

Cet essai est encadré par les normes européennes :

- EN 12504-1 : Carottes
- EN 13791 : Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton.

Introduction

Dans l'Industrie du béton, les essais pour la détermination de la résistance mécanique sont généralement réalisés sur les produits eux-mêmes, voire sur éprouvettes confectionnées lors de la fabrication.

Le recours au carottage est assez rare. En fait, il est essentiellement pratiqué dans les cas suivants :

- Soit parce que la structure a subi des dommages par exemple par le feu, surcharges, fatigue et/ou a été dans un environnement agressif...
- Soit parce que les résultats obtenus lors des épreuves de contrôle de fabrication ne sont pas conformes et qu'il est nécessaire de procéder à des investigations complémentaires pour décider des actions à entreprendre.
- ✓ Avant extraction, les implications possibles du carottage sur les structures doivent être considérées.
- ✓ Les emplacements choisis devront être dénués d'armatures métalliques ou ne présenter que peu d'armatures.
- ✓ Les carottes seront de préférence prélevées à une distance des joints ou des arêtes, suffisante pour ne pas rendre disgracieux ou impossible le ragréage des «trous».

En règle générale, l'extraction est réalisée par :

- un carottage vertical pour les dalles, les tabliers de ponts, les semelles et éventuellement pour les poutres de faible hauteur ;

- un carottage horizontal dans l'âme des poutres de grande hauteur, dans le tiers central des poteaux, des murs, des piédroits...



Figure.2.3: Carottage vertical



Figure.2.4 : Carottage horizontal

Principe

Les carottes extraites au moyen d'un carottier sont soigneusement examinées, leurs extrémités sont préparées par rectification ou par surfaçage, puis testées en compression.

Définitions

Carottage : C'est le découpage des échantillons de béton ou carottes, d'une structure, à l'aide d'une machine, ou carotteuse dont la partie active est le carottier.

Carottier : Il est constitué d'un tube mince, muni à une extrémité d'une couronne diamantée. La dépouille interne correspond à la différence entre les diamètres intérieurs de la couronne diamantée et du tube. La différence entre les diamètres extérieurs est la dépouille externe.

Éprouvette carotée : C'est la partie de la carotte, obtenue après élimination des extrémités et destinée aux essais de résistances mécaniques et autres mesures.

Résistance «vraie» : Cette résistance intègre : la qualité propre du béton et des déficiences éventuelles dans une mise en œuvre et/ou une cure insuffisante.

Élancement : L'élancement d'une éprouvette carotée est le rapport entre sa longueur et son diamètre.

Voilage : Déplacement circonférentiel de l'outil dans une section donnée.

Battement : Déplacement de l'outil suivant une direction parallèle à son axe.

Le matériel

La carotteuse est composée essentiellement d'un bâti, d'un moteur et d'un carottier.

Le bâti Il doit être rigide et parfaitement immobilisé par rapport à la structure dont on veut extraire des carottes. Le positionnement se fait par l'un des moyens suivants :

- par lestage, pour des dallages par exemple ;
- par ancrage, par exemple avec des pointes «spit» ou des chevilles à expansion ;
- par étayage, en général pour un carottage horizontal ;
- à l'aide de ventouse(s) avec pompe à vide.

La fixation doit être particulièrement soignée afin d'éviter toute vibration préjudiciable à la qualité de la carotte et à la durée de vie de l'outil diamanté.

Le moteur Les moteurs peuvent être électriques, pneumatiques, thermiques ou hydrauliques.

La puissance du moteur dépend du diamètre des carottes à prélever. Pour des diamètres compris entre 70 et 100 mm, la puissance doit être au minimum de 2 kW.

La vitesse de rotation de la broche doit permettre une vitesse périphérique de l'outil diamanté d'environ 2 à 3 m/s. Cela nécessite une broche tournant entre 500/700 tr/min avec un carottier de Ø 70 mm et 350/550 tr/min avec un carottier de Ø 100 mm.

Le carottier Il doit être choisi en fonction de la dureté et de l'abrasivité du béton. Dans tous les cas, il s'agit d'un outil dont la couronne est constituée de segments de 2 à 4 mm d'épaisseur. L'espace entre segments est nécessaire à l'évacuation de l'eau de refroidissement et des débris de forage. Ces segments sont constitués de particules de diamant noyées dans un liant métallique, la concentration en particules de diamant, leur taille et la nature de la matrice sont fonction du type de béton à carotter.

Il est nécessaire de les aviver périodiquement par carottage dans un matériau tendre et abrasif (grés par exemple) ou avec une meule.

Les dépouilles interne et externe du carottier doivent être importantes. Elles seront au minimum de 0,8 mm/m. Après montage, le carottier doit tourner parfaitement «rond», sans voilage ni battement excessif.

Autres éléments

- La tête d'injection, permet d'assurer par l'intérieur de l'outil l'arrosage nécessaire au refroidissement des segments diamantés et à l'évacuation des débris. L'arrosage continu à l'eau est de l'ordre de 6 à 10 g/min au début du carottage.
- Le système d'avance de l'outil : le moteur est monté sur une crémaillère et l'ensemble moteur-outil se déplace en translation par rapport au bâti. L'avance manuelle doit être la plus uniforme possible et de ce fait, nécessite un soin soutenu de la part de l'opérateur. La vitesse d'avance dépend de la nature et de la qualité du béton, de la puissance de la machine et de l'état du carottier, elle est en général de 3 à 4 cm/min. Au début du carottage, afin d'éviter

l'usure prématurée de la couronne diamantée, il est recommandé d'utiliser un guide de centrage, celui-ci évite un déplacement de l'outil sur la surface à carotter sous l'effet du couple résistant.

- La liaison moteur-outil se fait par un raccord auto-centreur.

Diamètre des carottes

Pour des bétons dont la taille maximale des granulats est de 25 mm (D), il est recommandé d'utiliser des carottiers de diamètre supérieur à 70 mm.

Exemple :

$D = 20 \text{ mm} : R (\text{carotte } \varnothing 100 \text{ mm}) > \text{ de } 7 \% R (\text{carotte } \varnothing 50 \text{ mm}).$

$D = 20 \text{ mm} : R (\text{carotte } \varnothing 50 \text{ mm}) > \text{ de } 20 \% R (\text{carotte } \varnothing 25 \text{ mm}).$

Longueur des carottes

Pour l'estimation de la résistance du béton, l'éprouvette carotée doit avoir un élanement de 2. Cette longueur est obtenue après élimination d'au moins 30 mm à chacune des extrémités de la carotte et en évitant si possible, les inclusions et les défauts apparents très nets de compacité. Cette longueur est évidemment limitée par la zone de béton à carotter.

Dans le cas où l'épaisseur du produit est faible, l'utilisation d'éprouvettes carotées d'un élanement inférieur à 1,5 doit faire l'objet d'une concertation préalable entre les parties. L'élanement de 1 est toutefois le minimum.

Marquage et identification

Immédiatement après carottage, marquer les carottes sans ambiguïté. L'emplacement et l'orientation de l'extraction de la carotte, dans le produit ou l'ouvrage en béton, doivent être consignés. Si une carotte est elle-même découpée afin de constituer un certain nombre d'échantillons, chaque échantillon doit être pourvu d'un marquage indiquant son emplacement et son orientation par rapport à la carotte dont il est issu.

Par ailleurs, il est utile de noter :

- les dimensions précises (le diamètre moyen est le résultat de 6 mesures : trois au 1/3 de l'éprouvette et trois au 2/3) ; la hauteur puis la masse (pesée réalisée à l'état hygrométrique mais les surfaces de la carotte sont essuyées) ;
- les défauts d'homogénéité ;
- l'étendue des vides possibles, des nids de ségrégation... ;
- la position éventuelle des fissures, des aciers, les défauts et inclusions ;
- la dimension approximative des granulats et si possible leur nature.

2.5.3. Exploitation des résultats des essais de compression sur carottes et éprouvettes

Après avoir rectifié les carottes pour obtenir préférentiellement un élancement de 1 (le diamètre est égal à la hauteur), il est possible de procéder à des essais de résistance à la compression avec une presse adéquate.

La norme NF EN 13791 de septembre 2007 indique deux méthodes pour déterminer la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton

- La première à partir des résultats d'essais à la compression sur carottes approches ; A (15 carottes) et B (entre 3 et 14 carottes),
- la seconde à partir de méthodes indirectes, éventuellement corrélées avec des essais sur carotte.

Approche A (nombre de carottes ≥ 15)

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

- La résistance moyenne d'essai
- La résistance la plus faible d'essai + 4 Mpa

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 \times S$$

$$f_{ck,is} = f_{is, \text{ plus faible}} + 4$$

Avec :

- s est l'estimation de l'écart-type des résultats d'essai ou 2,0 N/mm², selon la plus grande des deux valeurs ;
- k₂ : généralement égal à 1.48.

Approche B (nombre de carottes compris entre 3 et 14)

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

- La résistance moyenne d'essai
- La résistance la plus faible d'essai + 4 Mpa

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is, \text{ plus faible}} + 4$$

Avec :

- K dépendant du nombre d'essai

La résistance caractéristique à la compression sur site est évaluée en utilisant soit l'approche A, soit l'approche B.

L'approche A s'applique lorsqu'au moins 15 carottes sont disponibles. L'approche B s'applique lorsque le nombre de carottes disponibles est compris entre 3 et 14. L'applicabilité des deux approches à l'évaluation de la résistance du béton des structures existantes, pour lesquelles il n'existe aucune connaissance préalable, peut être définie sur le lieu d'utilisation.

2.3.4. Facteurs influençant la résistance à la compression des carottes

Généralités

Les facteurs influençant la résistance des carottes peuvent être classés en catégories selon que leur influence est liée à une caractéristique du béton ou est provoquée par une variable d'essai.

Caractéristiques du béton

- Teneur en eau

La teneur en eau de la carotte aura une influence sur la résistance mesurée. Ainsi, la résistance d'une carotte saturée en eau est de 10 % à 15 % inférieure à celle d'une carotte comparable sèche.

- Conditions de conservation

Les conditions de conservation auront une influence sur la résistance mesurée. La résistance augmente avec la maturité.

- Porosité

Une porosité accrue fait diminuer la résistance. Environ 1 % de porosité réduit la résistance de 5 % à 8 %. Sens par rapport au coulage Selon la «stabilité» du béton frais, il est possible que la résistance mesurée d'une carotte prélevée verticalement dans le sens du coulage soit plus grande que la résistance d'une carotte prélevée horizontalement dans le même béton. Cette différence peut varier entre 0 % et 8 %.

Variables d'essai

- Diamètre des carottes

Le diamètre des carottes influence la résistance mesurée et la variabilité de la résistance. Lorsque le diamètre diminue pour la même longueur de carotte, la variabilité de la résistance augmente et on peut prévoir que le niveau de résistance change à mesure que le diamètre diminue.

La variabilité de la résistance mesurée augmente lorsque le rapport du diamètre sur la classe granulaire maximale décroît.

- Rapport longueur/diamètre

Le rapport longueur/diamètre a une influence sur la résistance mesurée

- Planéité des surfaces finales

Les écarts de planéité diminuent la résistance mesurée.

2.3. Les ultrasons

2.4.1. Historique

Les méthodes acoustiques sont avec l'inspection visuelle, les plus anciennes formes du contrôle non destructif. Le son est un moyen de détecter la présence des vides, fissures ou délaminations.

En 1920, le scientifique russe Sergei Y. Sokolov de l'institut électrotechnique de Leningrad, en ce qui était l'URSS s'est proposé d'abord d'utiliser la vitesse de l'onde ultrasonique (UPV) pour trouver les défauts dans les objets métalliques. Cependant ce n'est qu'en 1942 qu'un réel progrès a été réalisé par Firestone à l'université de Michigan et indépendamment par Sproule en Angleterre [NDT ressources center].

Après la seconde guerre mondiale, s'en est suivie une rapide évolution dans l'instrumentation du contrôle non destructif ; l'objectif principal étant la détection des défauts. En réponse à ce besoin des techniques de plus en plus sophistiquées utilisant les ultrasons ; courant de Foucault, radiographie... sont apparues.

C'est au début des années 1970 avec l'amélioration de la technologie, l'apparition de la mécanique de rupture et le développement de nouvelles lois pour prédire le taux d'évolution des fissures dans le béton sous chargement cyclique (fatigue) qu'un réel et majeur changement se produit dans le domaine du NDT.

2.4.2. Différentes techniques acoustiques pour le CND

Pour le contrôle non destructif du béton (CND), les méthodes qui reposent sur la propagation des ondes mécaniques appelées fréquemment ondes acoustiques, les plus utilisées sont :

- Les ultrasons (auscultation sonique ou ultrasonique pulse vitesse UPV)
- L'impact-écho
- L'émission acoustique

D'autres techniques comme la tomographie sismique ou les ondes de surface restent encore d'un usage limité.

✓ La technique de l'émission acoustique

Elle se distingue par le fait qu'il n'est pas nécessaire de générer artificiellement des ondes élastiques dans le matériau. Les signaux détectés lors d'un essai non destructif proviennent du comportement mécanique de la structure sous sollicitation. Le matériel est donc limité à la réception, souvent composé de plusieurs capteurs afin de localiser l'origine de l'émission et donc des défauts.

✓ La technique impact-écho

Elle consiste à interpréter dans le domaine fréquentiel la réponse d'une structure à un choc. Sa mise en œuvre est simple ; l'unité de mesure est composée d'un générateur (marteau ou bille) et du transducteur récepteur.

Cette méthode repose sur les propriétés de propagation d'ondes sonores dans le béton, suite à l'impact produit en surface par une bille d'acier.

Le calibrage a lieu, soit à un endroit dont on connaît l'épaisseur (prélèvement d'une carotte après la mesure), soit par la mesure du temps de propagation entre deux récepteurs placés l'un derrière l'autre.

La fréquence de résonance et la vitesse de propagation des ondes sonores dans le béton permettent de définir l'épaisseur du béton au niveau du point de mesure.

Un récepteur enregistre les signaux émis mécaniquement, qui sont représentés en temps réel sur un écran et peuvent être enregistrés pour documentation.

Pour pouvoir définir l'épaisseur d'un élément de construction, il faut connaître les propriétés du matériau ; dans ce cas, la vitesse de propagation des ondes sonores dans le béton. Alors que la fréquence de résonance est mesurée par le système, la vitesse de propagation des ondes sonores doit être déterminée par le calibrage du système.

Cette méthode de contrôle permet de calculer l'épaisseur d'une couche accessible d'un seul côté (par ex. d'un tunnel), de rechercher des vides ou des défauts d'étanchéité (retassures) dans le béton. Cette technique de mesure de l'épaisseur d'un élément ou d'un enrobage a l'avantage d'être extrêmement précise.

✓ **La technique de l'auscultation sonique (UPV)**

Communément nommée (UPV) est une méthode complète, qui donne des renseignements, à la fois sur les grandeurs mécaniques (module de Young) que sur les grandeurs structurelles (compositions et densités) du matériau examiné.

Dans le cas du contrôle ultrasonore du béton, les ondes sont générées par exemple par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc, également utilisés dans le récepteur. Ces ondes, qui se propagent, subissent un ensemble de phénomènes, ou elles sont atténuées et leur vitesse modifiée, liés à la divergence géométrique du faisceau, à la dissipation sous forme de chaleur due à la viscosité du matériau et à la diffusion par interaction avec l'ensemble des diffuseurs qu'elles rencontrent. Ces diffuseurs sont les granulats, les grains de sables, les fissures et les microfissures voire les barres de renfort.

Dans le cas des émissions d'ondes de fréquences adaptées, l'énergie du faisceau peut être transférée en ondes transmises cohérentes, en ondes transmises incohérentes ainsi qu'en ondes rétrodiffusées.

Le principe général est de mesurer la vitesse de l'onde mécanique se propageant dans le béton en transmission, cette méthode permet principalement de détecter entre autres choses une non uniformité des propriétés de la structure, des grosses fissures ou des vides résultants par exemple de "nids de cailloux". Elle peut également être utilisée pour déterminer les modules d'élasticité ou le coefficient de Poisson des structures, [Zhou et al. 1995, Qixian and Bungey 1996, Wu et al. 1995].

Les ultrasons par transmission UPV technique couramment utilisée par de nombreuses entreprises pour évaluer la résistance à la compression du béton in situ, permet de mesurer la vitesse et l'atténuation des ondes élastiques. Elle consiste à envoyer une onde ultrasonique d'un transducteur "émetteur" et d'enregistrer le signal réponse par l'intermédiaire d'un transducteur "receveur". Les deux transducteurs sont généralement identiques en géométrie et avec une même gamme de fréquence. La gamme de fréquence typiquement utilisé pour le béton est de 20 kHz à 300 kHz.

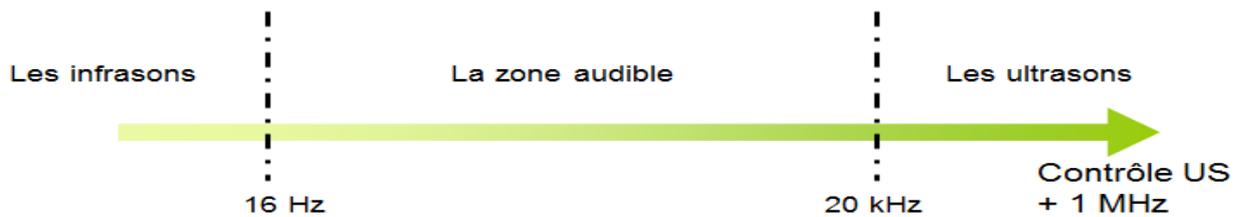
C'est cette technique qui sera utilisée dans notre travail expérimental.

2.4.3. Définitions

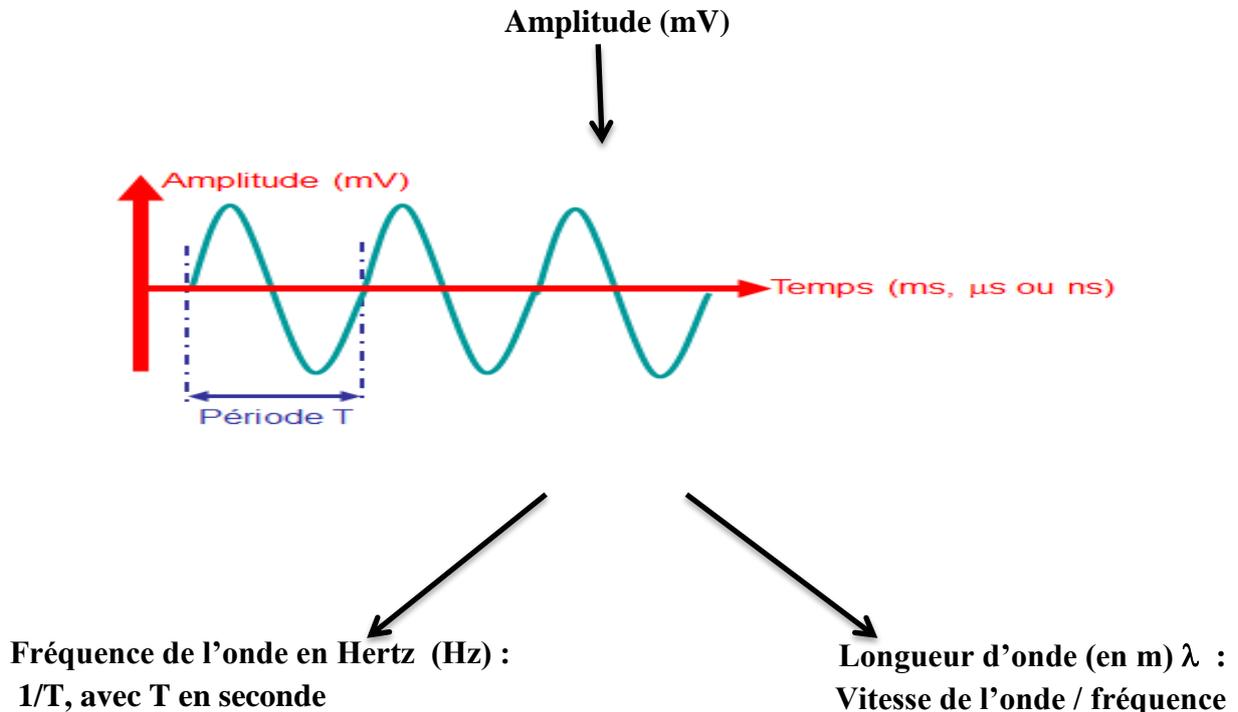
Une onde ultrasonore est une vibration mécanique se propageant dans un milieu élastique (solide, liquide ou gaz) et dont la fréquence se trouve au-delà des fréquences audibles.

Son : onde vibratoire qui a besoin d'un milieu matériel pour se propager

On distingue trois catégories d'onde acoustique :



Caractéristiques principales des ondes acoustiques



On considère comme ultrasonore une onde dont la fréquence se situe entre 20 kHz et 1 GHz.

Les ondes ultrasonores présentent toutes les propriétés générales des ondes élastiques. Elles n'ont pas de propriété qui leur soit propre.

L'intérêt des ultrasons réside dans la petitesse de leur longueur d'onde qui est souvent du même ordre de grandeur que les dimensions caractéristiques des milieux qu'ils parcourent (diamètre des grains, hétérogénéités, défauts éventuels), ce qui leur permet de traverser facilement les matériaux solides et les fluides.

De plus, la petitesse de leur longueur d'onde leur confère une propagation assimilable à celle des ondes optiques, **ce qui permet d'appliquer les lois relatives à l'optique physique (notamment lois de Snell- Descartes).**

2.4.3.1. Principes de base

Les ondes ultrasonores, vibrations élastiques de la matière, ont des propriétés liées aux caractéristiques élastiques du support matériel.

Ainsi, dans les liquides ou les gaz, qui sont des milieux n'offrant aucune résistance au cisaillement, les ondes ultrasonores sont de type longitudinal, les particules matérielles se déplaçant, par rapport à leur position d'équilibre, parallèlement à la direction de propagation de l'onde, engendrant des fronts de compression et de décompression, eux-mêmes perpendiculaires à cette direction.

Les corps possèdent une certaine élasticité ; ils peuvent donc se déformer sous l'action de forces extérieures et reprendre leur forme initiale lorsque celles-ci sont supprimées.

Un milieu élastique peut être schématisé grossièrement par des petites masses élémentaires (figurant les particules) réparties régulièrement dans l'espace et reliées par des ressorts (figurant les forces de cohésion de la matière).

L'onde sonore est une onde mécanique qui nécessite un milieu matériel élastique et déformable pour se propager (figure 2.5).

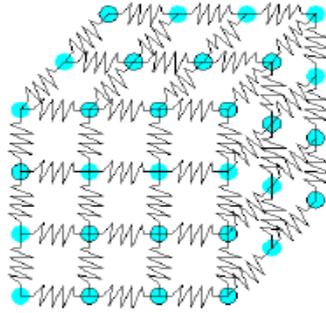


Figure.2.5 : schématisation d'un milieu élastique

L'existence de forces internes de cohésion dans tous les corps leur confère des aptitudes aux déformations. Ainsi, quand un élément d'un milieu matériel subit un ébranlement, son déplacement, grâce aux forces de cohésion intermoléculaires provoque le déplacement des éléments voisins de telle sorte que l'ébranlement se propage de proche en proche à travers tout le milieu, mais sans transport de matière.

Pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton ; les ondes mécaniques sont couramment utilisées d'où la mesure de la vitesse d'une onde mécanique se propageant à travers le béton (transmission ou réflexion) ou à sa surface (onde de surface).

2.4.3.2. Différents types d'ondes

Ils existent trois types d'ondes dans un milieu élastique ;

- des ondes longitudinales,
- des ondes transversales et
- des ondes de Rayleigh.

Les ondes longitudinales et transversales sont aussi appelées respectivement ondes de compression (P-waves) et ondes de cisaillement (S-waves), et sont caractérisées par la direction du mouvement de la particule ; pour les ondes de compression la direction du mouvement de vibration des particules est parallèle à la direction de la propagation (figure 2.6) tandis que pour les ondes de cisaillement la direction du mouvement des particules est perpendiculaire à la direction de la propagation (figure 2.7).

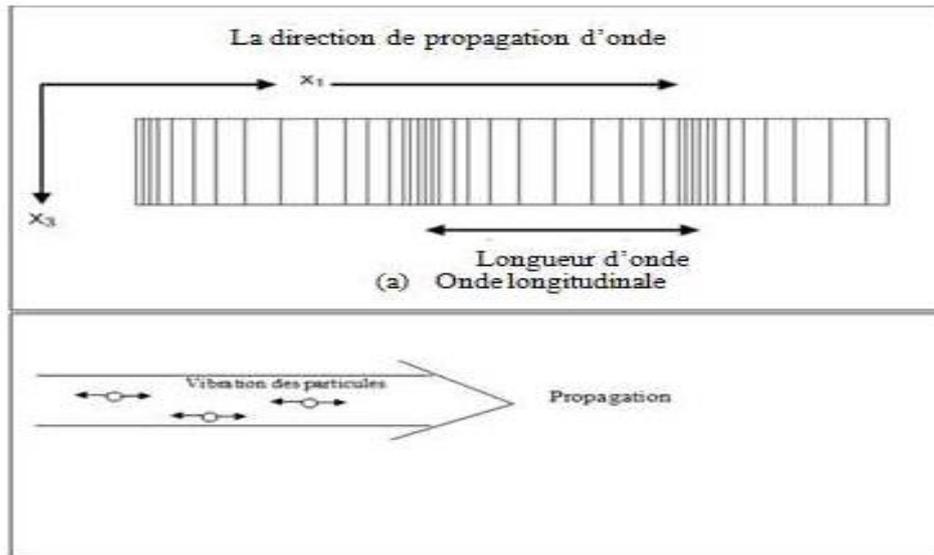


Figure.2.6 : direction de propagation d'onde

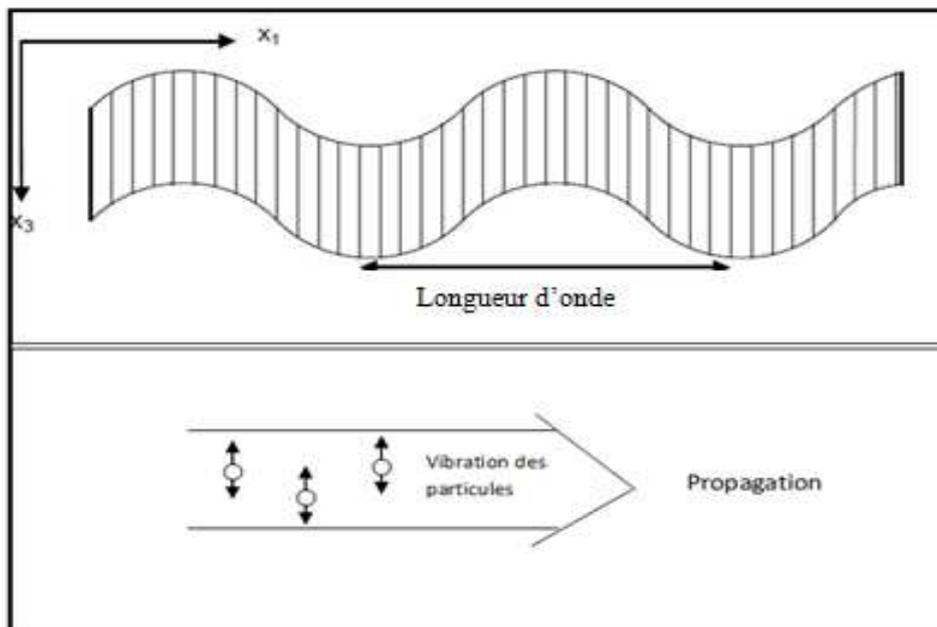


Figure.2.7 : longueur d'onde

Les ondes de Rayleigh sont des ondes de surface, se propageant à la surface des solides pour lesquelles le mouvement des particules est elliptique.

La schématisation des ondes de surface la plus connue est la formation des rides à la surface d'une étendue d'eau, lorsqu'on jette un caillou (figure 2.8).

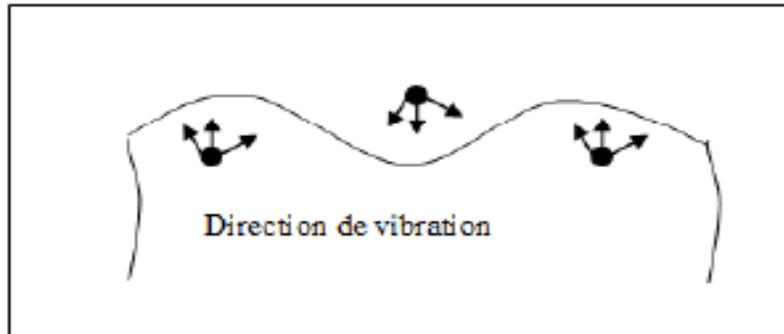


Figure.2.8 : direction de vibration

2.4.3.3. Différents mouvements d'ondes.

Ils existent trois sortes de mouvements d'ondes :

- Ondes planes : l'onde se propage suivant une direction unique ; les surfaces d'ondes sont des plans parallèles entre eux (figure 2.9).
- Ondes sphériques : l'onde est générée par un point ou une sphère dont toute la surface vibre uniformément, l'amplitude de la vibration décroît en fonction de l'éloignement de la source (figure 2.10).
- Ondes cylindriques : la propagation des ondes est générée par un impact en un point de la surface du solide ; les ondes longitudinales et transversales s'éloignent dans un mouvement d'hémisphère alors que les ondes de surface s'éloignent du point d'impact en un mouvement cylindrique.

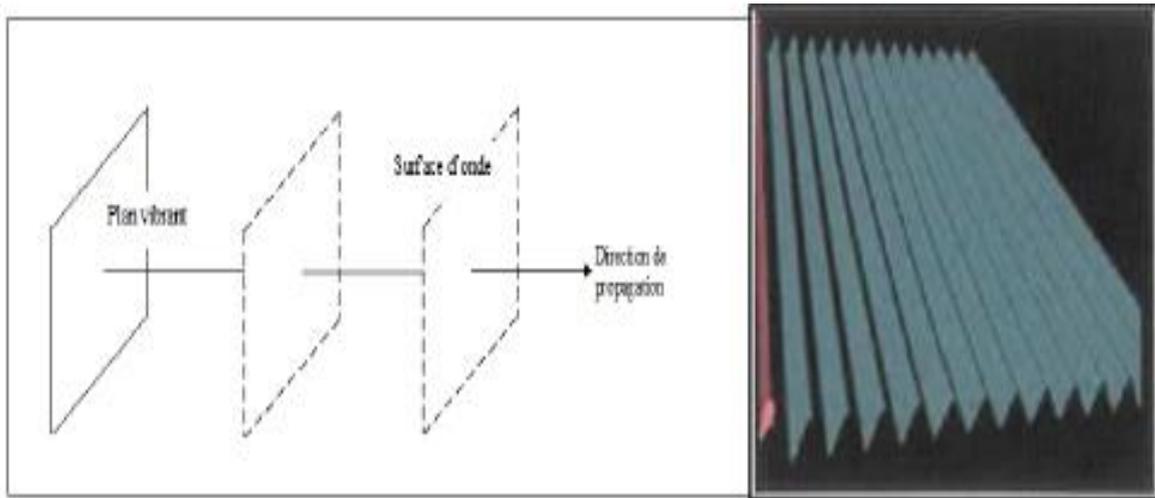


Figure.2.9 : onde plane

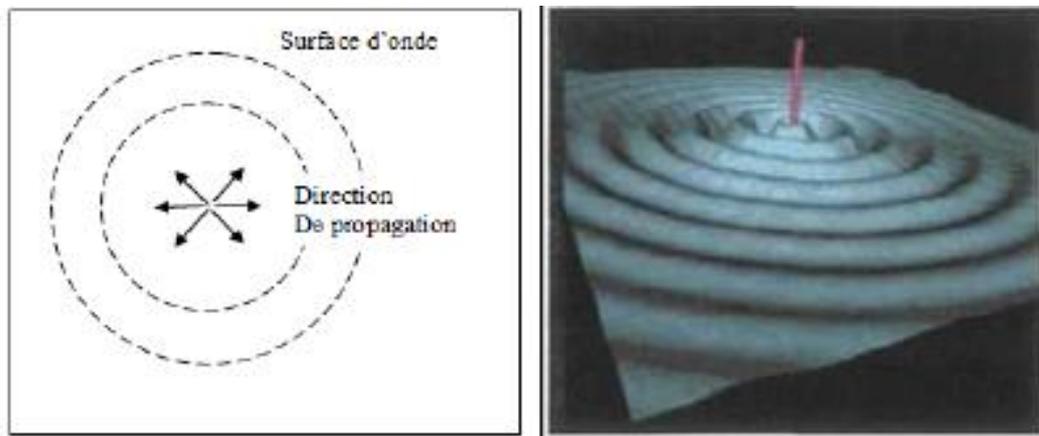


Figure.2.10 : onde sphérique

2.4.3.4. Paramètres de l'onde ultrasonore

❖ L'impédance acoustique

Le comportement du milieu vis-à-vis des ultrasons est exprimé par une constante appelée impédance acoustique Z . Elle caractérise la qualité du matériau à transmettre les ondes ultrasonores. Elle est définie comme le produit de la densité et de la vitesse du son du milieu et donnée par la relation suivante :

$$Z = \rho c$$

Où:

- c est la vitesse du son dans le milieu en m.s-1;
- ρ est la densité du milieu en kg.m-3.

❖ La longueur de l'onde

La longueur d'onde ultrasonore dans un milieu est reliée à une fréquence donnée, elle est donnée par la relation suivante :

$$C = f \lambda$$

Où:

- c est la vitesse du son dans le milieu en m.s-1;
- f est la fréquence d'émission en Hz.

❖ La pression et l'intensité

La pression acoustique varie selon la fréquence de l'onde ultrasonore. L'énergie délivrée dans le milieu dépend de ces variations de pression qui soumettent les particules du milieu à des mouvements vibratoires.

On appelle intensité ultrasonore l'énergie qui traverse perpendiculairement une unité de surface pendant une unité de temps. Elle est reliée à la pression acoustique par la formule suivante :

$$I = p^2 / \rho c$$

Ou:

- c est la vitesse du son dans le milieu en m.s-1;
- ρ est la densité du milieu en kg.m-3;
- P est appelée la pression d'onde acoustique exprimée en kg.m-1.s-2 .
- I est l'intensité ultrasonore en W.m-2.

❖ Émission et réception de l'onde ultrasonore

L'intensité d'une onde acoustique qui se propage dans les différents milieux s'atténue le long de son parcours. Plusieurs facteurs contribuent à cette atténuation telle que l'absorption, la réfraction, la réflexion et la diffusion. L'émission d'impulsions ultrasoniques dans un solide produit deux effets : un effet thermique qui dépend de la puissance acoustique de l'onde et qui

engendre une propagation de la chaleur dans le milieu et un effet mécanique qui est la transmission, la réflexion et la dispersion.

❖ Atténuation et coefficient d'atténuation d'une onde sonore

La propagation des ondes s'accompagne d'une atténuation géométrique liée à la géométrie du front d'onde, elle peut être définie comme la diminution de l'amplitude et une perte fréquentielle des hautes fréquences du signal propagé en fonction du milieu de propagation.

L'atténuation de l'énergie pendant la transmission d'ondes est due à plusieurs facteurs :

- Absorption d'énergie causée par le frottement intrinsèque du milieu ce qui conduit à la conversion de l'énergie mécanique en une énergie thermique.

- Réflexion, réfraction, diffraction et dispersion de l'onde sont des caractéristiques du milieu hétérogène comme le béton.

L'atténuation de l'onde ultrasonore est généralement caractérisée par le coefficient d'atténuation α qui détermine la variation de la pression acoustique après que l'onde ait parcouru une distance unitaire dans un milieu donné ;

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$$

Où ;

α_1 ; prend en compte la transformation de l'énergie mécanique en énergie thermique

α_2 ; prend en compte la diminution de l'énergie des ondes dues aux phénomènes de réflexions et réfraction dans diverses directions.

Le coefficient d'atténuation α exprimé en dB/m et donné par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\eta \omega^2}{2v_L^3 \rho}$$

- η est le coefficient de viscosité exprimée en N.s.m⁻² ;
- ρ est la densité du milieu en kg.m⁻³;
- v_L est la vitesse longitudinale dans le milieu en m. s⁻¹.

❖ L'absorption et la dispersion

L'absorption des ultrasons dans les solides dépend beaucoup de la structure de ces derniers. Dans les milieux homogènes, l'absorption du son est due essentiellement au coefficient de viscosité et à la conductivité thermique. Comme dans les liquides, l'absorption est proportionnelle au carré de la fréquence sonore. Dans le cas des substances poly-cristallines c'est-à-dire des substances formées d'un grand nombre de petits cristaux séparés (les monocristaux), l'absorption du son est principalement déterminée par les dimensions relatives des cristaux et de la longueur d'onde. À haute fréquence, lorsque la longueur d'onde λ est petite par rapport à la taille des cristaux, l'absorption se fait dans chaque monocristal. Le coefficient d'absorption étant proportionnel au carré de la fréquence dans ce cas, il est égal à : [Brown et Goodman, 1971]:

$$\mu = \frac{8\eta\pi^2}{3\rho\lambda^2c}$$

où:

- μ est le coefficient d'absorption en m^{-1} ;
- η est le coefficient de viscosité qui varie en fonction de la température en $\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}$;
- ρ est la densité du milieu en $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$;
- c est la vitesse du son dans le milieu en $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$;
- λ est la longueur de l'onde ultrasonore en m.

❖ Réflexion et réfraction de l'onde ultrasonore

Lors du passage d'une onde ultrasonore à travers une interface séparant deux milieux de caractéristiques acoustiques différentes, une partie de l'onde incidente est réfléchiée et une autre est réfractée. L'énergie contenue dans l'onde réfractée est égale à l'énergie de l'onde incidente diminuée de celle contenue dans l'onde réfléchiée. Le mécanisme de réflexion d'une

onde ultrasonore est un point important dans l'étude de propagation d'ondes ultrasonores dans un milieu.

Soit une onde acoustique qui frappe, avec un angle d'incidence θ_i , par rapport à la verticale, l'interface séparant les milieux 1 et 2, tel qu'illustrée à la figure IV-6. Cette dernière donne naissance à l'interface, à une onde réfléchie et une onde transmise. Les directions de propagation de ces ondes font respectivement des angles θ_r et θ_t , avec la normale à l'interface [Brown et Goodman, 1971], [Dognon, 1953], [Syrota, 1994] et [Banks étal, 1966].

Soit les suffixes i, r et t se rapportant respectivement aux ondes incidentes, réfléchies et transmises. La variation de pression incidente P_i , la pression réfléchie P_r et la pression transmise P_t s'écrivent alors :

$$P_i + P_r = P_t$$

Sous l'incidence normale on a $\theta_i = \theta_t = 0$

Le coefficient de réflexion R est défini par le rapport de la puissance réfléchie sur la puissance incidente, il est exprimé par la relation suivante :

$$R = \frac{P_r}{P_i} = \left(\frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} \right)^2$$

Le coefficient de transmission T défini par le rapport de la puissance transmise sur la puissance réfléchie, est donné par la relation suivante :

$$T = 1 - R = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2}$$

où Z_1 et Z_2 sont les impédances acoustiques des milieux 1 et 2 respectivement, exprimées en $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$ et données par l'équation IV. 1.

Dans le cas où une onde ultrasonore arrive à l'interface des milieux solides, sous incidence oblique plutôt que sous incidence normale, la partie transmise de l'onde est alors réfractée. De

plus, si la source se trouve dans un milieu solide, une onde incidente longitudinale sera réfléchiée et réfractée à la frontière, pour donner naissance, dans chacun des milieux, à une onde longitudinale et à une onde transversale. Une onde incidente longitudinale Z_i , telle que représentée à la figure 2.11, sera réfléchiée et réfractée à l'interface des milieux 1/2 pour donner naissance dans le milieu 1 à une onde longitudinale L_r et une onde transversale T_r et, dans le milieu 2, à une onde longitudinale L_t et une onde transversale T_t . Les angles de réflexion et de réfraction sont fonction des vitesses relatives dans les milieux respectifs.

$$\frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1} = \frac{\sin \alpha_2}{\alpha_2} = \frac{\sin \alpha_3}{\alpha_3} = \frac{\sin \alpha_4}{\alpha_4}$$

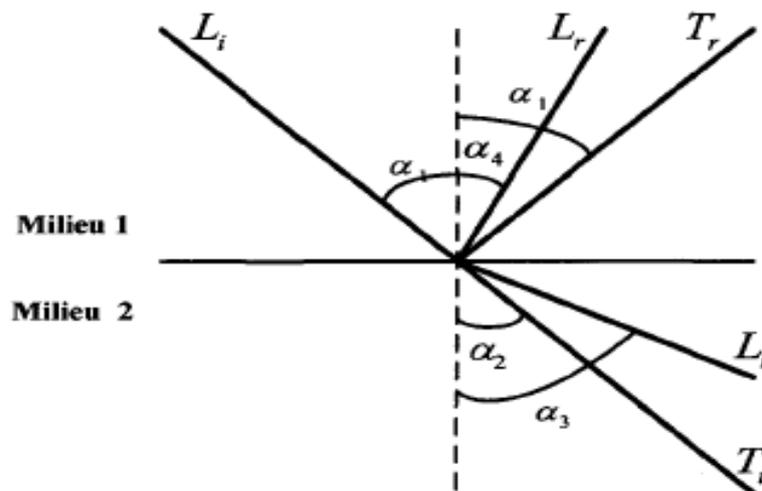


Figure.2.11 : Comportement des ondes sonores incidentes à une interface

2.4.3.5. La production des ultrasons

Ce n'est qu'en 1917, sous l'influence des nécessités pressantes de la lutte anti-sous-marine, qu'est apparu le premier générateur d'ultrasons. Actuellement trois phénomènes sont utilisés ; dans les trois cas l'énergie électrique transportée par des courants alternatifs de fréquence élevée est transformée en énergie mécanique (oscillations d'un système mécanique).

La détection des ultrasons

La détection et la mesure des ultrasons sont réalisées au moyen d'appareils divers. Les phénomènes piézoélectriques, magnétostrictifs et électrostrictifs étant réversibles, les dispositifs utilisés à l'émission peuvent constituer des récepteurs. Dans ce cas, les vibrations mécaniques engendrent une tension électrique de même fréquence que les ultrasons à détecter et c'est cette tension qui est étudiée. Les ultrasons exercent une pression de radiation qui devient appréciable quand l'énergie de rayonnement est suffisamment grande. La poussée qui est alors exercée sur une petite palette de surface connue peut être mesurée. Les ultrasons sont aussi détectés au moyen de différents dispositifs interférométriques ou d'appareils conçus pour étudier les ondes stationnaires.

Génération des ultrasons

Il y a deux voies pour générer des ultrasons dans les pièces à contrôler :

- les méthodes avec contact utilisant un transducteur électro-acoustique, générateur de vibrations mécaniques qui seront transmises à la pièce par couplage acoustique,
- les méthodes dites sans contact pour lesquelles la génération des ultrasons se fait à la surface de la pièce elle-même par tout moyen susceptible d'activer les particules du milieu.

La mise en évidence de l'onde de retour peut se faire selon les mêmes voies :

- la détection directe des vibrations à la surface de la pièce par interférométrie laser ou méthode électro-magnéto-acoustique (EMAT),
- le couplage vers un transducteur spécifique agissant en tant que récepteur.

Les générateurs piézoélectriques

La piézoélectricité a été utilisée par Langevin pour réaliser un générateur d'ultrasons dans lequel l'élément essentiel est constitué par une sorte de mosaïque de lamelles de quartz, d'orientation et d'épaisseur rigoureusement identiques, collées entre deux disques d'acier. L'ensemble est appelé un triplet. On relie les deux disques métalliques aux deux bornes d'une source de courant alternatif. Les lames de quartz présentent la propriété de se déformer à la même fréquence que celle de la tension qui leur est appliquée. Elles produisent des vibrations mécaniques qui sont transmises au milieu dans lequel se trouve l'appareil.

La grande majorité des palpeurs ultrasonores utilisés pour le contrôle non destructif sont des transducteurs piézoélectriques. La piézoélectricité, découverte en 1880, est la propriété réversible de certains matériaux de se déformer sous l'action d'un champ électrique. Cet effet piézoélectrique, caractérisé par les paramètres

- g (constante pression)
- K (facteur de couplage) est minime pour les cristaux naturels comme le quartz.

Il est beaucoup plus important dans certains matériaux comme les céramiques piézoélectriques de synthèse, dont les plus utilisées sont : le titane de baryum, le titane zirconate de plomb et le métaniobate de plomb.

Les films polymères piézoélectriques, en particuliers les membranes PVDF (PolyFluorure de Vinylidène), constituent une autre famille de matériaux piézoélectriques pouvant avoir des applications dans le domaine des ultrasons.

2.4.3.6. Faisceau ultrasonore

Description du faisceau ultrasonore émis par un transducteur piézoélectrique

Le faisceau ultrasonore émis par un transducteur piézoélectrique est constitué d'un lobe principal formant un cône dans lequel la plus grande partie de l'énergie est concentrée et de lobes secondaires d'énergie beaucoup plus faible. Il comprend deux régions distinctes. La première appelée zone de Fresnel (ou champ proche) où le faisceau est quasiment cylindrique. La seconde appelée zone de Fraunhofer (ou champ lointain) se caractérise par une divergence du faisceau selon un demi-angle par rapport à l'axe (figure 2.12).

L'onde ultra-sonore peut se déplacer dans toutes les directions de l'espace (sifflet à ultrasons) : le front de l'onde est alors sphérique et l'on parle d'*onde sphérique*.

Plus on est éloigné de la source ultra-sonore, plus l'intensité est faible car l'énergie se répartit, la distance augmentant, sur une surface plus grande. L'intensité ultra-sonore décroît donc, dans un milieu homogène comme l'inverse du carré de la distance.

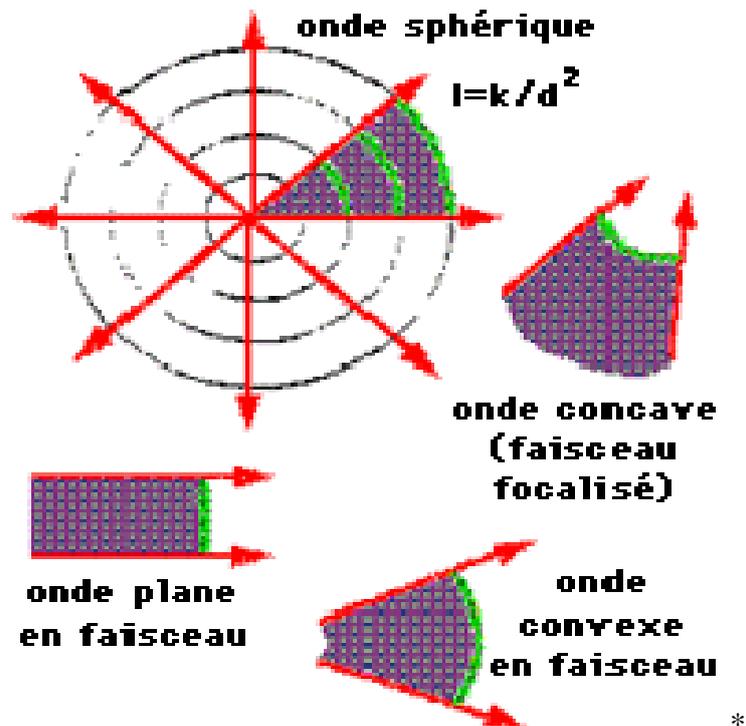


Figure.2.12 : Faisceau ultra-sonore

Mais les grandes fréquences des ultrasons autorisent la création de *faisceaux*, c'est-à-dire d'une onde directionnelle. Pour obtenir un faisceau ultra-sonore, il faut que la longueur d'onde soit inférieure à la source : notion de longueur d'onde maximale et donc de fréquence minimale ultra-sonore en dessous de laquelle on ne peut produire de faisceau (1 MHz).

Lorsque la source est plane, le front de l'onde est plan et l'on parle d'onde plane. La surface n'augmente pas avec la distance et donc l'intensité ne décroît pas en s'éloignant de la source : ceci permet d'améliorer la pénétration des ultrasons en concentrant l'énergie dans une direction.

Il est possible également de modifier le front d'onde afin d'obtenir une surface d'onde concave : cela permet une *focalisation* du faisceau.

Faisceau d'une onde plane

La géométrie du faisceau dépend de la distance à laquelle on se place de la source, ainsi que de sa forme : il est possible de définir deux zones différentes.

- la zone de *FRESNEL* : si la source est circulaire, toute l'énergie est concentrée dans une zone cylindrique. Son diamètre d est celui de la source D et sa longueur l est donnée par la formule :

$$d = D \sqrt{\frac{D}{4c f}}$$

avec

d = diamètre de la zone l = longueur de la zone

D = diamètre de la source c = célérité

f = fréquence

Autrement dit, la longueur de cette zone augmente quand la fréquence augmente et quand son diamètre est majoré. C'est la partie utile du faisceau ultra-sonore (figure 2.13) et l'idéal serait une grande longueur et un petit diamètre (notion de compromis). Le front d'onde y est plan.

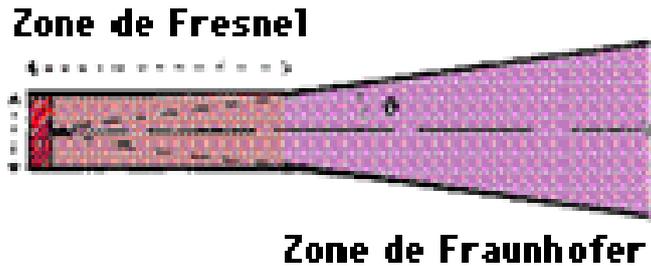


Figure.2.13 : Géométrie d'un faisceau d'une onde plane

- La zone de FRAUNHOFER : elle est plus éloignée de la source et sa forme est conique. Le faisceau va en s'élargissant selon un angle de divergence θ qui est constant. Cette divergence est inversement proportionnelle à la fréquence et au diamètre de la source :

$$\sin \theta = \frac{1,22c}{d f}$$

avec

θ = angle de divergence

d = diamètre de la source

c = célérité

f = fréquence ultra-sonore

Le front d'onde est convexe dans cette zone et il y a diminution rapide de l'intensité car la surface sur laquelle elle se répartit augmente.

Deux paramètres conditionnent donc la géométrie du faisceau ultra-sonore, la fréquence et le diamètre de la source : quand ils augmentent, la zone de FRESNEL s'allonge et la divergence de la zone de FRAUNHOFER diminue, ce qui améliore la géométrie du faisceau.

Faisceau focalisé

Il existe plusieurs moyens pour donner à l'onde un front concave et assurer ainsi sa focalisation, c'est-à-dire la concentration de son énergie sur une zone restreinte. Le moyen le plus simple est d'utiliser une source de surface concave (figure 2.14).

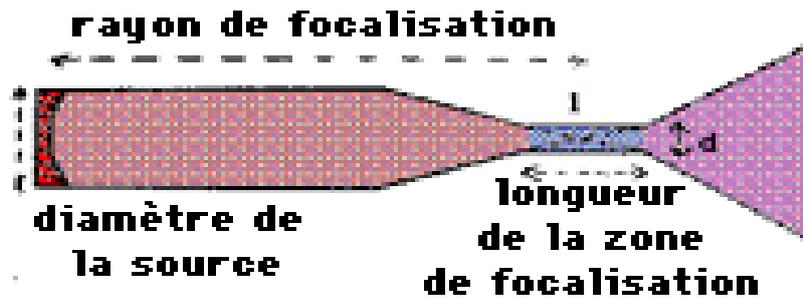


Figure.2.14 : Géométrie d'un faisceau focalisé.

2.4.4. Technique de l'auscultation sonique communément nommée UPV

2.4.4.1. Historique

Dès le début des années 1940, [Powers 1938, Obert 1939, Hornibrook 1939 et Thomson 1940] étaient les premiers à conduire des recherches extensives des techniques de vibration comme la méthode de fréquence de résonance.

Après la deuxième guerre mondiale, les recherches se sont accélérées [Carino. 2003] et le développement de l'UPV a commencé en Angleterre [Jones. 1948] puis au Canada [Leslie et al. 1949] pour que du stade de recherche au laboratoire elle passe au stade de l'application sur chantier ; pour devenir un outil incontournable du contrôle non destructif.

2.4.4.2. Principe de fonctionnement

La technique de l'UPV est basée sur le principe de la vitesse de l'impulsion d'une onde de compression transmise à travers un milieu et dépend des propriétés élastiques de ce milieu

Le principe de l'auscultation sonore consiste à mesurer le temps de propagation d'un train d'ondes entre deux points. Une partie de l'auscultateur, le transducteur, produit des ultrasons. Grâce aux propriétés piézoélectriques des matériaux, l'énergie électrique émise est transformée en énergie mécanique ultrasonore. L'appareil mesure le temps t nécessaire à l'onde pour atteindre le récepteur qui la convertit en signal électrique (figure 2.15). Connaissant la distance l de l'émetteur au récepteur, il est possible de connaître la vitesse v de propagation de l'onde dans le milieu.

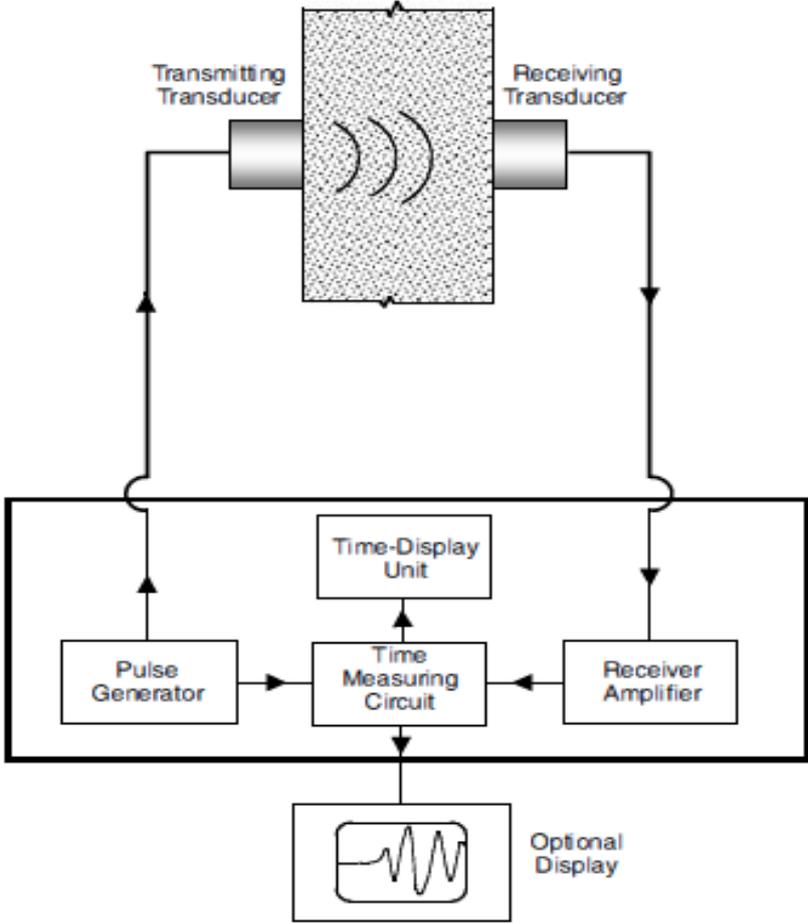


Figure.2.15 : Schéma du diagramme du circuit de la vitesse de propagation

La vitesse de l'impulsion v est donnée par la relation :

$$v = \frac{l}{t}$$

L'onde est générée généralement par des cristaux piezo-electriques à excitation par choc, également utilisé par le récepteur.

Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation permettent de déterminer les constantes élastiques par l'intermédiaire du temps de transmission de l'impulsion.

Ondes longitudinales $v_l = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$

Ondes transversales $v_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$

Où v_l et v_t sont les vitesses longitudinales et transversales, ρ la masse volumique du milieu, E le module d'élasticité et ν le coefficient de poisson.

2.4.4.3. Appareillage et méthodologie

L'appareil industriel type (figure 2.16) est composé de

- un générateur électrique (voltage de 150 à 1000 volts) et un amplificateur d'ondes
- un transducteur émetteur
- un transducteur récepteur (un ou plusieurs pour la méthode indirecte)
- une barre de calibration
- un oscilloscope pour voir le signal et mesurer le temps



Figure.2.16 : appareil à ultrason Tico



Figure.2.17 : essai transparent sur une poutre à l'aide de l'appareil à ultrasons Tico

Méthodologie

Il existe 3 méthodes pour conduire l'essai ultrasonique :

- ❖ Les mesures en transparence (figure 2.17et 2.18) des ondes sonores longitudinales à travers un élément. L'émetteur et le récepteur sont placés sur les deux faces opposées de l'élément à ausculter. C'est la méthode la plus employée car il y a un maximum d'énergie de l'impulsion est transmise puis reçue donc c'est la méthode la plus satisfaisante.

- ❖ Les mesures indirectes ou de surface (figure 2.19) : cette méthode s'effectue principalement lorsqu'une seule des faces de l'élément est accessible lorsque il faut

déterminer la profondeur d'une fissure ou bien la présence de couches multiples dans un même élément. Pour réaliser cette mesure, il faut placer l'émetteur et le récepteur sur la même face plane de l'élément à ausculter. L'émetteur reste sur un même point, tandis que le récepteur se déplace en effectuant à chaque fois une mesure. Ou alors on peut travailler avec plusieurs transducteurs récepteurs

- ❖ la mesure en semi-directe (figure 2.20) : l'émetteur et le récepteur sur deux faces perpendiculaires. On a recours à cette méthode lorsque l'ensemble de la structure n'est pas accessibles.

La distance séparant les 2 transducteurs ne doit pas être trop grande pour que l'onde ne s'atténue pas trop ce qui ne pas faciliter la détection du signal de l'impulsion.

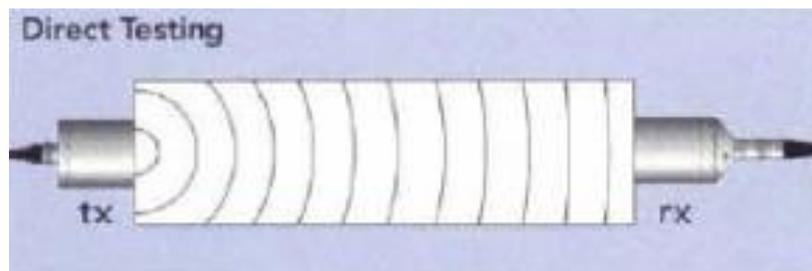


Figure.2.18 : Méthode directe

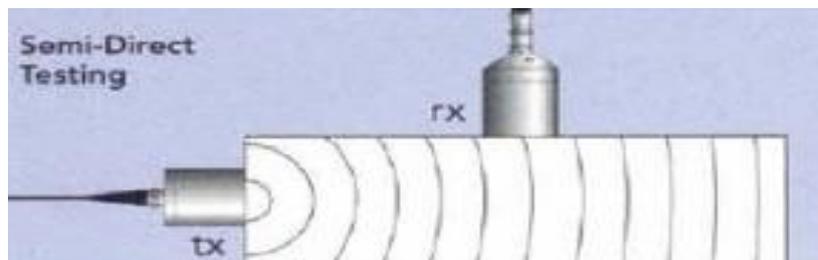


Figure.2.19 : Méthode semi-directe

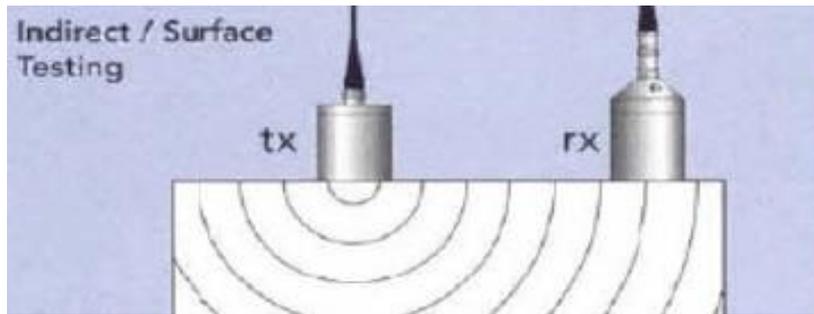


Figure.2.20 : Méthode indirecte

2.4.4.4. Facteurs affectants la vitesse de propagation

Plusieurs facteurs peuvent affecter la vitesse de propagation qu'ils soient liés aux propriétés du béton ou autres.

- **Dimension et type des granulats, granulométrie, teneur**

Plusieurs chercheurs ont montré que la vitesse d'impulsion est très affectée par le type et la teneur en granulats. Jones 18 a rapporté que pour une même composition de béton et une même résistance à la compression, le béton composé avec de granulats arrondis a la plus faible vitesse de propagation, les granulats concassés par contre donnent une valeur plus élevée de la vitesse de propagation.

Des résultats de recherches additionnels [Jones 1962, Bullock 1959 and Kaplan 1959] ont montré que pour la même valeur de résistance à la compression, les bétons ayant les plus grandes teneurs en granulats donnent les valeurs les plus élevées de la vitesse de propagation.

- **Type de ciment**

Le type de ciment n'a pas d'influence directe sur la vitesse de propagation [Jones 1954].

Le taux d'hydratation diffère d'un ciment à un autre et ceci influence la vitesse de propagation.

Comme le degré d'hydratation augmente, le module d'élasticité augmente aussi, ainsi que la vitesse de propagation.

- **Le rapport eau/ciment**

Kaplan [Kaplan 1959] dans son travail de recherches, a démontré que lorsque le rapport e/c augmente, la résistance du béton à la compression et la valeur de la vitesse de la propagation correspondante diminue en supposant la même composition de béton.

- **Les adjuvants**

Les entraîneurs d'air n'ont pas vraiment une influence sur la relation entre la vitesse de propagation et la résistance à la compression du béton [Jones 1954]. D'autres adjuvants vont influencer approximativement la vitesse de propagation de la même manière que le taux d'hydratation. L'addition du chlorure de calcium par exemple réduit le temps de durcissement du béton et fait augmenter la valeur de la vitesse de propagation.

- **L'âge du béton**

Le phénomène est similaire à celui du développement de la résistance à la compression du béton. Jones [18] a montré que la vitesse de propagation augmente très rapidement au début puis se stabilise. La vitesse de propagation atteint plus vite sa valeur maximale que la résistance. Il conclut que les erreurs expérimentales font qu'il est impossible d'évaluer avec précision la valeur de la résistance à la compression avec précision.

- **Positionnement du transducteur**

La nature du contact du transducteur par rapport à la surface de l'élément à tester a une grande influence sur la valeur des vitesses de propagation ; un contact impropre peut mener à des lectures erronées de la vitesse de propagation.

- **Température du béton**

Au-delà de l'intervalle des températures comprises entre 5 à 20°C ; l'influence de la température est très importante [Jones et al. 1969] des rectifications doivent être faites comme cela est recommandé dans les normes BS 1881 Part 203, 1986.

▪ **L'humidité et condition de cure du béton**

La valeur de la vitesse de propagation pour un béton saturé est plus élevée que pour un béton qui durcit à l'air. Néanmoins l'influence de l'humidité est moins importante sur les bétons à hautes résistances que pour les bétons avec des résistances normales.

▪ **Distance entre les transducteurs**

Théoriquement la distance de trajet de l'onde et sa fréquence ne doivent pas le temps de propagation, donc pas d'effet sur la vitesse de propagation du fait de la nature de non-homogénéité du béton [Jones. 1962].

RILELM 24 [RILEM. 1972] recommande les distances optimales entre transducteurs suivantes :

- 100 mm – pour un béton dont la plus grande dimension des granulats est 30 mm.
- 150 mm – Pour un béton dont la plus grande dimension des granulats est 45 mm.

▪ **Niveau de contrainte**

La valeur de la vitesse de propagation n'est généralement pas affectée par le niveau de contraintes que subit l'élément à tester ; seulement quand le béton est sujet à de très grandes contraintes avec des cycles répétés, des fissures se développent ce qui va réduire la valeur de la vitesse de propagation.

▪ **Présence de barres de renfort**

L'un des facteurs les plus importants influençant la vitesse d'impulsion est la présence de barres de renfort.

La vitesse de propagation de l'acier est 1.4 à 1.7 fois celle du plein béton. Alors il est préférable quand il est possible, d'éviter de tester à l'endroit de présence des barres de renfort. Lorsque ceci est inévitable il faut alors corriger en affectant de facteurs de correction ; qui sont recommandés par la RILEM 23 [RILEM. 1972] et les British standards.

2.4.4.5. Relation résistance à la compression du béton -UPV

Malgré qu'il n'existe pas de relation physique directe entre la résistance à la compression du béton et la vitesse ultrasonique de propagation ; la résistance peut être évaluée en établissant au préalable des courbes graphiques corrélant les deux paramètres (figure 2.21).

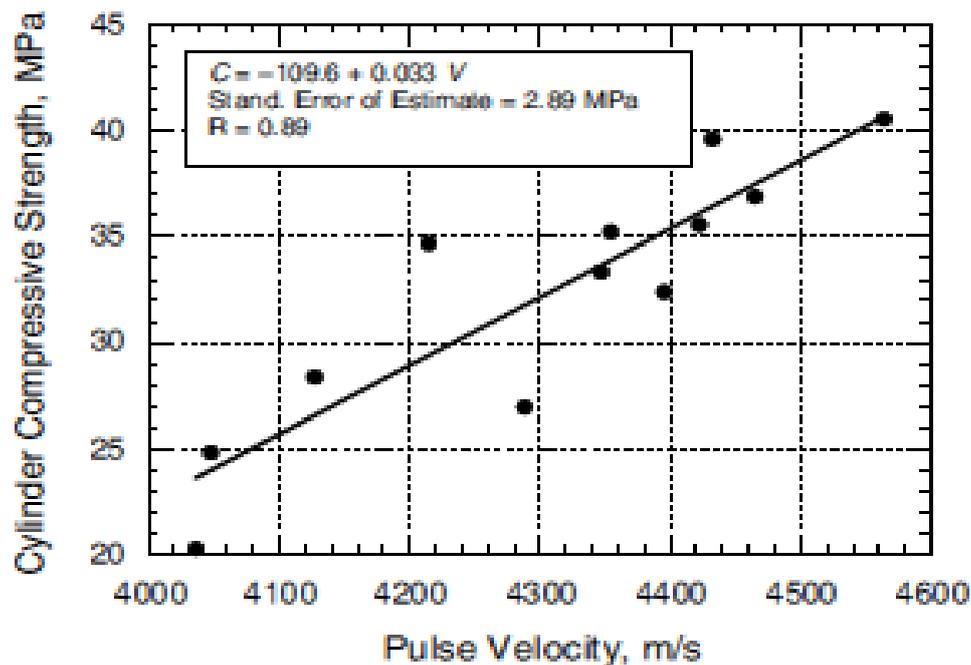


Figure.2.21 : exemple de relation résistance à la compression du béton vs vitesse de propagation

La relation entre la résistance et la vitesse de propagation n'est pas unique d'autant plus qu'elle est affectée par plusieurs facteurs. L'influence de ces facteurs a été étudiée par plusieurs chercheurs [Sturup et al. 1984, Anderson et al. 1981, Kaplan 1959], tous ont conclu qu'il est vain de tenter d'établir une relation théorique entre la résistance à la compression et la vitesse de propagation sauf condition faite d'établir au préalable des corrélations pour le même type de béton que celui qui est sous investigation.

RILEM [RILEM. 1972], British standards [BS 1986], et American concrete institute ACI [ACI. 1995] recommandent de développer et d'établir une relation entre la vitesse de propagation et la résistance à la compression pour éventuellement s'en servir plus tard pour le contrôle in-situ du béton.

2.4.4.6. Fiabilité et limitations

La méthode de la vitesse d'impulsion est un excellent moyen pour étudier l'homogénéité du béton. La procédure est simple, le matériel disponible sur le marché est facile à utiliser en laboratoire ainsi que sur site. Avec la disponibilité de petits instruments numériques portables, qui sont relativement peu coûteux et facile à utiliser, le contrôle par ultrasons ajoute une nouvelle dimension à la qualité du contrôle non destructif du béton in-situ. Etant donné qu'un grand nombre de variables influent sur les relations entre les paramètres de résistance du béton et l'UPV, son utilisation pour évaluer les résistances à la compression du béton n'est pas recommandée à moins que des tests de corrélation aient été effectués au préalable.

2.4.4.7. Normes, standards et lignes directrices pour l'essai de l'UPV

Plusieurs normes et recommandations (guidelines) ont été développées pour standardiser et bien encadrer la procédure de l'essai non destructif de la mesure ultrasonique UPV, la Procédure la plus ancienne et la utilisée est donnée par la norme américaine ASTM-C597-0 depuis 1971.

Les différentes normes et standards suivant les pays sont résumés ici-bas :

- ASTM-C 597-0, standard test method for pulse velocity through concrete
- EN 12504, testing concrete in structure part 4; determination of ultrasonic pulse velocity.
- D676-02, standard test method for integrity of concrete deep foundation by ultrasonic crosshole testing.
- ASTM-C 1383, test method for measuring the P-wave speed and the thickness of concrete using the impact echo method annual book of ASTM standards vol.04.02
- AIEA: guidebook on non-destructive testing of concrete structures, Vienna 2002;

- ACI 228.1R-03: ACI committee report; in place methods to estimate concrete strength.

2.5. Le scléromètre (rebound hammer-RH)

2.5.1. Introduction

L'augmentation de la dureté du béton avec l'âge a conduit au développement de méthodes d'essai pour mesurer sa résistance à la compression. Ces méthodes reposent sur deux principes physiques ; l'indentation et le rebondissement.

Les méthodes reposant sur l'indentation consistent à appliquer une charge à la surface du béton à l'aide d'un indenter qui peut prendre plusieurs formes géométriques suivant la méthode d'essai. Pendant l'indentation le matériau se déforme de manière elasto-plastique ; la déformation plus ou moins prononcée suivant le matériau ; pour le béton c'est un enfoncement et donc l'essai consiste à mesurer la largeur et la profondeur de l'enfoncement dû à l'impact.

Les méthodes d'indentation ont vu le jour en Allemagne en 1934 Introduits dans les standards allemands en 1935 [Boundy 1964] puis elles ont été utilisées en Angleterre et en URSS sous trois formes différentes :

- Testing pistol by Williams
- Spring hammer by Frank
- Pendulum hammer by Einbeck

Les méthodes basées sur le principe du rebondissement consistent à projeter une masselotte par un ressort contre la surface du béton et mesurer ensuite l'indice de rebondissement sur une échelle graduée.

2.5.2. Historique

De nos jours, la méthode la plus largement utilisée pour mesurer la dureté superficielle du béton est le scléromètre de Schmidt (Schmidt rebound hammer), [Szallagy K., 2013].

A l'origine développée en 1905 par l'ingénieur Swiss Ernest Schmidt et présenté à la Swiss fédéral testing and experimental Institute of Zurich ; l'appareil sera développée ensuite en

intégrant une échelle graduée pour lire directement l'indice de rebondissement [Schmidt, 1950 1951,1954], et en utilisant un seul ressort au lieu de deux pour plus de simplicité et de pratique [Greene. 1954, Anderson et al. 1955].

Introduit et développé par Proceeq SA, fondée en 1954 ; plusieurs centaines de milliers d'exemplaires de l'original Schmidt rebound hammer ont été fabriqués et utilisés de par le monde [Baumann, 2006].

Il s'agit sans aucun doute de l'appareil de mesure NDT le plus couramment utilisé pour évaluer rapidement l'état d'une structure en béton. Au fil des années, son application s'est étendue aux tests de roches et aux tests de dureté de bobines de papier.

PROCEQ fabrique aussi un plus large éventail de marteaux pour s'adapter pratiquement à toutes les applications des essais in situ - y compris l'original Schmidt marteau de type N et L , le type enregistrement NR et LR , types numérique ND et LD DIGI- SCHMIDT.

Le dernier modèle PROCEQ Silver Schmidt - un instrument fabriqué en Suisse - offre des avantages sans précédent aux utilisateurs. Le nouvel instrument dispose d'une facilité d'utilisation inégalée ; facilité de lecture de l'indice de rebondissement et une précision supérieure, ainsi qu'une plage de mesure étendue. Un certain nombre d'avantages ont été intégrés, comme la correction automatique des relevés basés sur la direction de l'impact - éliminant le besoin de se référer aux courbes de conversion de direction de l'impact.

L'appareil léger robuste permet également des corrections automatiques pour la carbonatation. La collecte des données et le traitement des résultats des tests de ces équipements sont conformes aux principales normes de l'industrie telles que ASTM C805 / EN 12504-2 / BS 1881, partie 202 / DIN 1048, partie 2 / UNE 83,307 / ISO / DIS 8045.

- **Original Schmidt série N/L** (figure 2.22)

La référence pour tous les scléromètres à rebond et la base pour la définition de chaque norme internationale sur les scléromètres à rebond. Disponible avec différentes énergies d'impact pour permettre aux clients de tester un large choix de matériaux et de types de structures.

Plage de mesure: 10 à 70 MPa. La valeur de rebond est directement lue sur l'échelle. Les applications types sont le test d'uniformité, l'identification des zones où la qualité du béton est médiocre et l'évaluation de la résistance à la compression.

L'Original Schmidt type L est l'option idéale pour tester les éléments à parois minces dont l'épaisseur est comprise entre 50 et 100 mm ou pour analyser les petits composants.

Il sert également à examiner les composants en simili-pierre qui sont sensibles aux impacts. En mécanique des roches, l'Original Schmidt type L est généralement utilisé pour la classification des roches.



Figure.2.22 : Original Schmidt type N/L

- **Original Schmidt série NR/LR** (figure 2.23)

Version éprouvée avec valeurs d'impact enregistrées sur du papier nominatif pour un contrôle plus facile. Simplifie grandement le calcul de la valeur de rebond et le contrôle de l'uniformité de l'objet testé.

Les Plages de mesure: 10 à 70 MPa. Les valeurs de rebond sont enregistrées sous forme de diagramme à barres sur du papier nominatif. Une bobine de papier peut enregistrer jusqu'à 4000 frappes.



Figure.2.23 : Original Schmidt type NR/LR

- **Digi-Schmidt série ND/LD** (figure 2.24)

Le premier scléromètre à rebond digital au monde avec stockage de données, correction de l'angle d'impact et affichage direct de la résistance à la compression. Permet également de corriger le facteur de forme et la carbonatation. Il est accompagné d'un certain nombre de courbes de corrélation préprogrammées, permettant à l'utilisateur de sélectionner celle qui convient le mieux au béton testé.

Les plages de mesure: 10 à 70 MPa. Les valeurs de rebond sont stockées dans l'appareil d'affichage électronique et peuvent être converties automatiquement en valeurs de résistance à la compression. L'ensemble des données et paramètres peut être transféré vers un ordinateur en vue d'une évaluation ultérieure avec le logiciel ProVista. La capacité de la mémoire de l'appareil d'affichage est suffisante pour 250 séries de mesure de 10 frappes chacune.



Figure.2.24 : Digi-Schmidt type ND/LD

- **Silver Schmidt série (ST/PC) N/L** (figure 2.25)

Le scléromètre à rebond le plus abouti avec des caractéristiques de dispersion, une durabilité et une plage de mesure inégalées. Les courbes de corrélation définies par l'utilisateur pour les mélanges spécifiques à ce dernier peuvent être chargées sur le scléromètre afin d'obtenir la meilleure évaluation possible de la résistance à la compression.

Les plages de mesure: 10 à 100 MPa. Une plage étendue peut être obtenue avec les courbes définies par l'utilisateur. Le Silver Schmidt crée une nouvelle référence pour les tests avec le scléromètre à rebond. Il présente un principe de mesure unique et une mécanique entièrement repensée.

Des tests de validation indépendants réalisés par le BAM de Berlin ont montré que le Silver Schmidt présente moins de dispersion que le scléromètre classique sur toute la gamme. Son indépendance intrinsèque en termes d'angle de frappe élimine entièrement toute source possible d'erreur utilisateur. Une mémoire importante, l'évaluation automatique selon des critères statistiques prédéfinis et les outils d'analyse logicielle améliorent nettement l'application d'évaluation de conformité.

Le Silver Schmidt facilite la création de courbes de conversion personnalisées spécifiques à la composition du béton testée, augmentant ainsi sensiblement la validité des estimations de résistance à la compression. Cette procédure est recommandée dans toutes les directives et normes internationales pertinentes.



Figure.2.25: Silver Schmidt type ST/PC (N/L)

2.5.3. Principe physique de fonctionnement

L'essai au scléromètre (rebound hammer) est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton et il existe une relation empirique entre la résistance à la compression du béton et l'indice de rebondissement qui est un code composé d'une lettre (donnant une indication sur la qualité du béton) et un nombre (donnant indication sur la résistance à la compression). Le marteau a une masse approximative de 1,8 kg et convient aux essais de laboratoire comme aux essais de chantier. Une masselotte commandée par un ressort se déplace sur un plongeur dans un tube de protection, la masse est projetée contre la surface du béton par le ressort et la distance de rebondissement est mesurée sur une échelle arbitraire marquée de 10 à 100 [Kolek 1958, Carino, 1994]. Voir figures 2.27 et 2.28.

La surface sur laquelle l'essai est effectué peut être horizontale, verticale, ou à tout autre angle, une correction doit être apportée aux valeurs lues pour tenir compte de l'angle d'inclinaison de la frappe. La correction à apporter dépend du modèle de scléromètre il faut seulement que l'appareil soit étalonné à la position où il sera utilisé.

L'étalonnage peut être effectué avec des éprouvettes cylindriques de $16 \times 32 \text{ cm}^3$, constituées avec la même composition de béton que celui de l'ouvrage.

Selon ASTM-C805, l'indice de rebondissement dépend directement de la dureté de la surface ; l'énergie absorbée par le béton est liée à sa résistance à la compression.

2.5.4. Appareillage et méthodologie

Le scléromètre, constitué d'un marteau en acier comprimé par un ressort qui, après libération, projette une tige de percussion en acier au contact de la surface de béton. La vitesse de déplacement du marteau produite par le ressort doit être constante et reproductible. Le rebondissement du marteau en acier par rapport à la tige de percussion en acier ou d'autres valeurs de rebondissement doit être mesurée sur une échelle linéaire solidaire du bâti de l'instrument.

Le scléromètre est un appareil cylindrique composé de divers éléments illustration ci-dessous :

❖ **Appareillage**

Scléromètre à béton modèles N/L

- 1 Tige de percussion
- 2 Surface à examiner
- 3 Bâti
- 4 Repère avec tige
- 5 sans affectation
- 6 Bouton-poussoir complet
- 7 Barre de glissement
- 8 Disque de guidage
- 9 Calotte
- 10 Anneau de pression
- 11 Couvercle
- 12 Ressort de pression
- 13 Verrou
- 14 Marteau: 14.1 modèle N, 14.2 modèle L
- 15 Ressort amortisseur
- 16 Ressort de frappe
- 17 Douille
- 18 Rondelle de feutre
- 19 Fenêtre en plexiglas
- 20 Vis
- 21 Contre-écrou
- 22 Goupille
- 23 Ressort verrouilleur

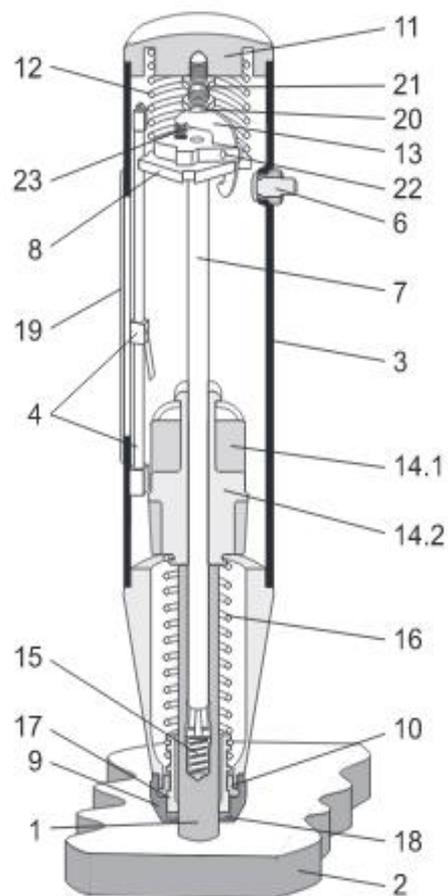


Figure.2.27 : Coupe longitudinale à travers le Scléromètre

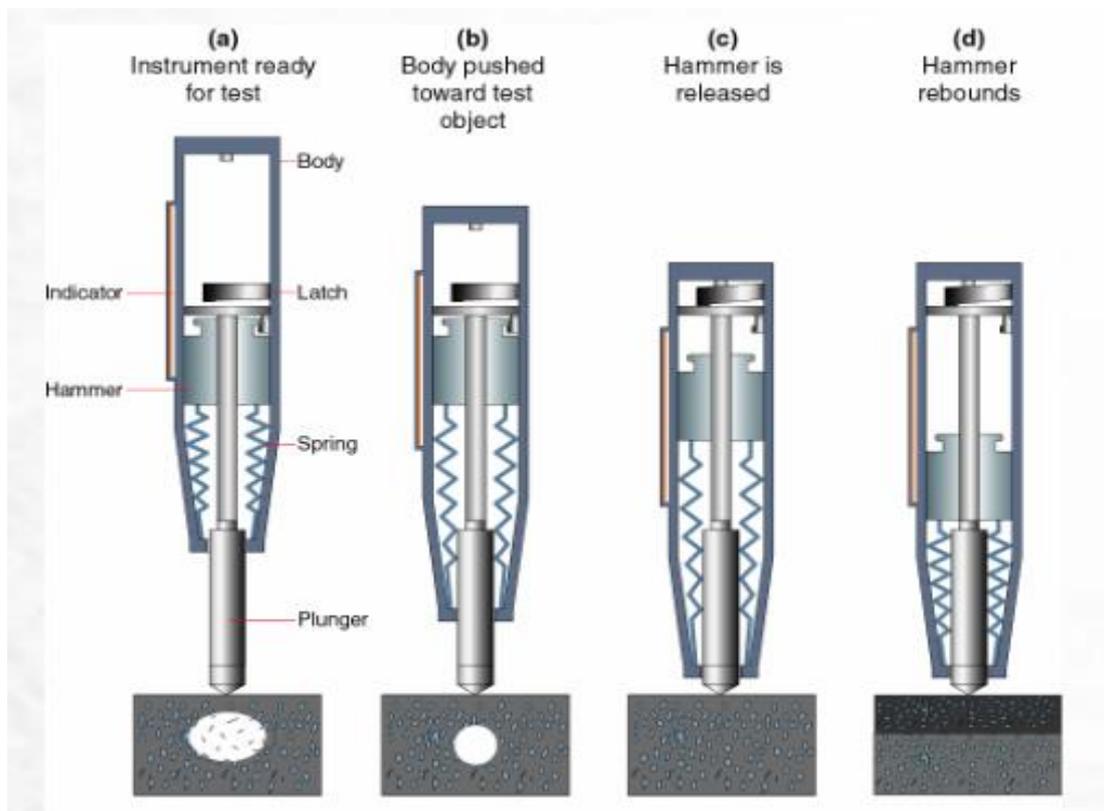


Figure.2.28 : principe de du fonctionnement du scléromètre

❖ Méthodologie

Etalonnage et interprétation des résultats

Il existe un assez grand désaccord entre les chercheurs concernant la précision quant à l'évaluation de la résistance à la compression du béton à partir des valeurs de l'indice de rebondissement [Malhotra 1968, 1976].

DIN 4240 a été le premier rapport publié en 1962 concernant l'utilisation de l'essai de schmidt rebound hammer et l'interprétation de résultats en proposant des courbes de corrélation. D'autres chercheurs ont commencé alors à établir des corrélations entre l'indice de rebondissement et la résistance à la compression du béton et il est devenu évident qu'il n'existe pas de relation unique reliant ces deux paramètres [Kolek 1959], ce qui a conduit à recommander d'établir et de développer des courbes de corrélation en utilisant à chaque fois des éprouvettes issues de la même composition de béton que celui de l'ouvrage en question.

L'indice de rebondissement est très influencé par les propriétés intrinsèques du béton ; selon que l'impact de l'essai se produit juste sur le granulat ou sur la pâte de ciment.

Ainsi ASTM 805 exigent qu'une série de 10 mesures doit être effectuée dans une zone limitée, autour d'un même point pour le même test. Une première correction doit être apporté pour tenir compte de la direction de l'impact (horizontal, vertical) et ainsi pouvoir caller la courbe reliant l'indice de rebondissement à la résistance à la compression du béton comme indiqué sur la figure 2.29

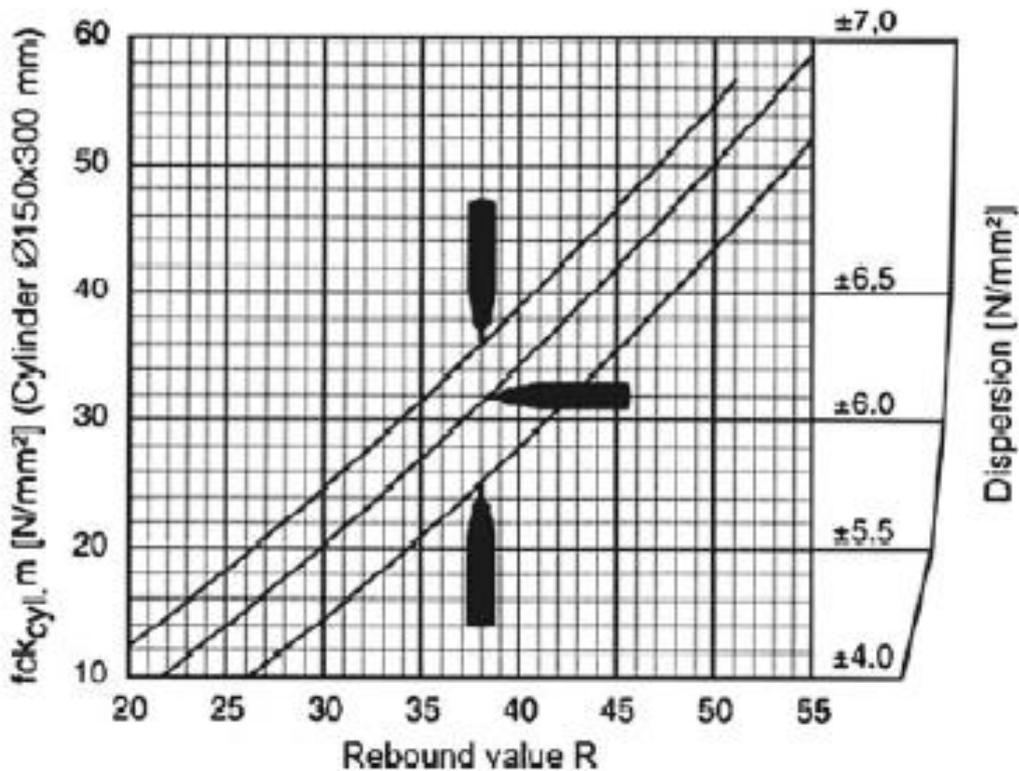


Figure.2.29 : courbe de conversion pour une résistance à la compression moyenne mesurée sur des éprouvettes cylindriques (150×300)

Pour de nombreux pays les courbes de corrélations et d'étalonnage se font sur la base de l'essai d'écrasement d'éprouvettes de 150×150×300.

Un autre facteur important qui influence la lecture de l'indice de rebondissement est la carbonatation de la surface du béton ; sa valeur peut être 50% supérieure que lorsqu'on a une surface normale. Les facteurs de correction ont été proposés par [Malhotra. 1976] ainsi que dans les lignes directrices japonaises et chinoises (ATJ, 1983, JGJ/T 23-2001), mais leurs valeurs sont très différentes les unes des autres.

La seule façon efficace de prendre en compte cet effet reste l'étalonnage et la corrélation sur la base d'écrasement de carottes extraites de l'ouvrage lui-même.

De nombreux autres facteurs sont reconnus comme influençant l'indice de rebondissement [Evangelista et al. 2003] : l'humidité, la texture de la surface, le type de granulat..... de telle sorte qu'il est peu probable que les courbes d'étalonnage prévues et fournies par les industriels fabricant de scléromètres seront d'une quelconque utilité.

C'est la raison pour laquelle EN 113791 a choisi une approche différente et propose une courbe de base et recommande un processus d'étalonnage qui consiste à décaler cette courbe en fonction des résultats des valeurs des résistances à la compression des carottes issues de l'ouvrage sous investigation.

2.5.5. Facteurs influençant l'essai au scléromètre (rebound hammer)

Malgré que l'essai du scléromètre (rebound hammer) soit d'un usage simple, rapide et peu coûteux pour le contrôle du béton il a certains inconvénients et présente certaines limites qui peuvent affecter considérablement sa fiabilité.

L'essai est donc affecté par différents facteurs dont les plus intéressants sont les suivants :

- **Texture de la surface**

La texture de la surface est d'une grande importance quant à la précision des résultats. L'indice de rebondissement se trouve diminué par la rugosité de la surface, des chercheurs comme Kolek et Greene [Kolek 1958 et Grenne 1954] ont recommandé de polir les surfaces avant l'essai.

- **Dimension, forme et rigidité de l'élément à tester**

Pour des éléments de petites dimensions (poutrelle, éprouvette), tout mouvement de l'élément entraîne une diminution de la valeur de l'indice de rebondissement. Pour y remédier, l'élément à tester doit être rigidement maintenu.

- **Age de l'élément à tester**

Zoldners et Victor [Zlollners 1957 et Victor 1963] ont démontré que pour des résistances égales ; des valeurs plus élevées de l'indice de rebondissement sont obtenus pour un béton de 7 jours que pour un béton de 28 jours.

- **Humidité extérieure et intérieure du béton**

Le degré de saturation du béton a un effet décisif sur la valeur de l'indice de rebondissement Zoldners et Victor [Zlollners 1957 et Victor 1963] ont montré que les essais sur des éprouvettes de béton à l'état saturé ont donné des valeurs de l'indice de rebondissement 5 points en moins que lorsque les éprouvettes ont été testées à l'état sec.

- **Type des granulats**

Klieger et al. [Klieger et al. 1954] Ont démontré que pour des valeurs de la résistance à la compression égales, le béton fabriqué avec des granulats concassés donne des valeurs de l'indice de rebondissement de 7 points inférieures que pour un béton fabriqué avec des granulats naturels.

La figure 2.30 montre une étude faite pour 4 différents types de granulats pour la fabrication d'éprouvettes destinées à l'essai au scléromètre (rebound hammer).

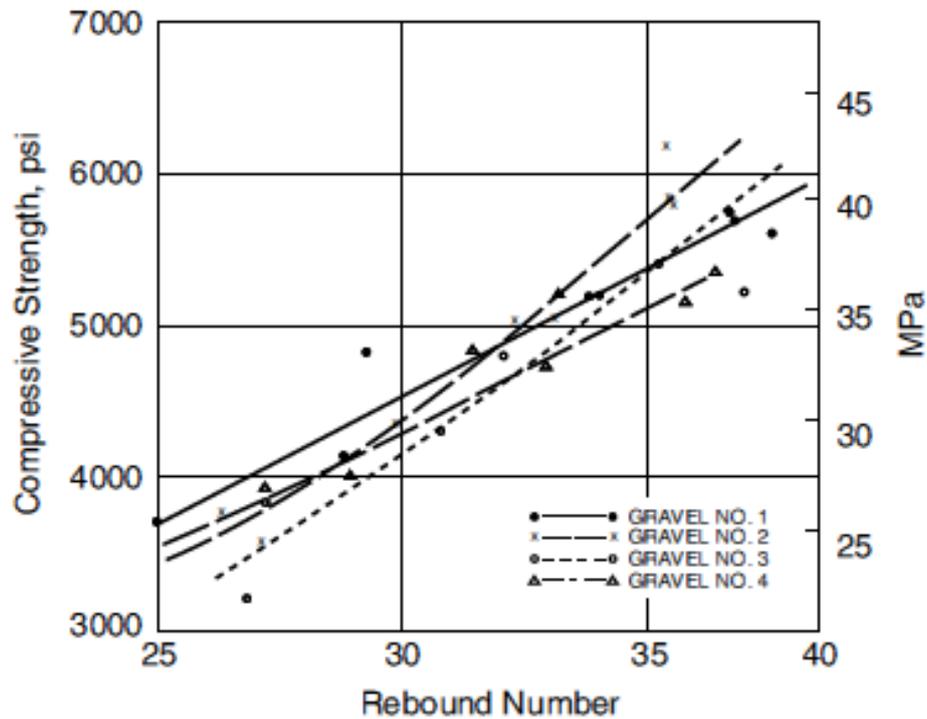


Figure.2.30 : influence de différents types de granulats sur la valeur de l'indice de rebondissement des éprouvettes cylindriques

- **Type de ciment**

D'après [Kolek 1969], le béton fabriqué avec un ciment alumineux a une valeur de la résistance à la compression 100% supérieure par rapport un béton fabriqué avec un ciment ordinaire, ce qui conduit nécessairement à des valeurs élevées de l'indice de rebondissement.

- **Carbonatation de la surface du béton**

La surface de carbonatation affecte sérieusement les essais au scléromètre. Dans des vieux bétons, l'épaisseur de la surface de carbonatation peut atteindre quelques millimètres ; dans ce cas les valeurs de l'indice de rebondissement peuvent être 50% supérieures que pour une surface de béton sans carbonatation.

2.5.6. Relation résistance à la compression – indice de rebondissement (RN)

D'après Malhotra et Carino [Malhotra et Carino 2004], la précision de l'évaluation de la résistance à la compression d'éprouvettes coulées, conservées en cure et testées dans des laboratoires à l'aide de scléromètres proprement étalonnés, varie de ± 15 à ± 20 %. Cependant la précision de l'évaluation de la résistance à la compression du béton par le scléromètre dans la structure est de ± 25 %.

Carette et Malhotra ont mené des investigations afin de démontrer la capacité de l'essai au scléromètre de déterminer l'évolution de la résistance à la compression du béton à l'âge de 3 jours dans le but d'optimiser les temps de coffrages.

Boundy et Handros [Boundy et al. 1964] ont suggéré l'utilisation du scléromètre en conjonction avec une procédure de cure accélérée des éprouvettes pour l'obtention d'une méthode rapide pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton.

Pour des essais in situ, Facioaru [Facioaru. 1969] a proposé quant à lui une méthode d'essais combinés basée sur l'indice de rebondissement et la mesure des ondes ultrasoniques.

Une autre technique à la localisation d'une zone de carottage pour optimiser le nombre de tests à conduire au laboratoire, l'évaluation statistique doit être effectuée selon les spécifications en vigueur.

En conclusion [Malhotra et Carino. 2004], du fait de grandes variations, l'essai au scléromètre ne peut pas être une méthode satisfaisante pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton. La variété d'options s'explique par le fait que des courbes de corrélation n'ont pas été établies dans un contexte standard ; le type de béton, forme et taille des éprouvettes, carottage de la structure ont largement varié. Plus souvent carbonatation et humidité n'ont pas été prises en compte ou contrôlées. Il en résulte une grande variété de courbes de corrélation qui ne peuvent pas être exploitables dans des contextes totalement différents.

L'approche proposée par la norme EN 13791 est d'établir à chaque fois des courbes de corrélation avec de carottes extraites de l'ouvrage lui-même.

En tout état de cause, l'évaluation de la résistance à la compression du béton à l'aide du scléromètre à béton donne des renseignements précieux sur la qualité du béton, l'indice de rebondissement est révélateur des propriétés de la surface du béton mais ne peut en aucun cas être représentatif de la masse du béton.

2.5.7. Fiabilité et la Limitation des résultats

En raison de sa simplicité, sa rapidité et son faible cout, le marteau de rebondissement est, de loin, le dispositif de contrôle non destructif le plus largement utilisé pour le béton. Un autre avantage principal pour l'évaluation de la résistance est que cette technique a un lien plus direct avec les propriétés mécaniques du béton que la plupart des autres méthodes. Mais cette simplicité peut conduire parfois à des manipulations imprudentes. Un test de bon fonctionnement périodique de l'appareil est indispensable, car la poussière de béton pénètre dans l'appareil et peut modifier les caractéristiques de l'impact.

Les limites du marteau Schmidt doivent être reconnues, il ne doit pas être considéré comme un substitut pour les essais de compression, mais plutôt comme un procédé de détermination de l'homogénéité du béton dans les structures.

Son utilisation pour évaluer les résistances à la compression du béton n'est pas recommandée à moins que des tests de corrélation aient été effectués au préalable.

2.5.8. Normes et directives pour l'utilisation du rebound hammer

Les méthodes d'indentation, malgré qu'elles aient été incluses dans les normes allemandes, elles ne sont plus utilisées dans l'industrie, et aucune grande organisation internationale de normalisation n'a publié des normes sur le sujet.

La méthode du marteau de rebondissement (rebound hammer) a gagné une popularité considérable, et de ce fait a été couverte par plusieurs normes et standards :

- ASTM C 805, Standard test method for rebound number of hardened concrete, Annual book of ASTM standard, ASTM C805-85, Detroit, 1994.
- BS 1881 - Part 202 - Recommendations for surface hardness tests by the rebound hammer, BSI, UK 1986.
- DIN 4240, Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge, Richtlinien für die Anwendung, 4-1962.
- EN 12504-2, Testing concrete in structures – Part 2. Non destructive testing – determination of rebound number, 2001.

- EN 13791, Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete, CEN, Brussels, 28p., 2007.
- JGJ/T 23-2001, J 155-2001, Technical specification for inspection of concrete compressive strength by rebound method, 2001 (en Chine).

Quelques directives sont aussi disponibles à ce sujet:

- AIJ, Architectural Institute of Japan, Manual of nondestructive test methods for the evaluation of concrete strength, p. 26, 1983 (au Japan)
- FHWA, Guide to non destructive testing of concrete, FHWA-SA-97-105, USDOT, Washington DC, 1997.
- Malhotra V.M., Carino N.J., Handbook on non destructive testing of concrete, CRC Press, 2004.

Conclusion

D'après toute la littérature mentionnée ci-dessus on arrive aux conclusions suivantes :

- La vitesse de propagation des ultrasons (UPV) montre la compacité du béton et ne varie pas avec le temps.
- L'indice rebound hammer est en rapport avec la résistance du liant ou la cohésion du béton durci. Cette caractéristique prend des valeurs de plus en plus grandes avec l'âge du béton.
- Il est évident qu'une de ces caractéristiques isolée ne permet pas de déterminer la résistance du béton *in situ*. Pour l'obtenir il est nécessaire de connaître ces deux grandeurs qui se complètent d'une certaine manière.

Les deux techniques ont été bien évidemment utilisées dans notre étude.

Chapitre 3

Méthode combinée (sonreb)

3.1. Besoin pour des essais non destructifs combinés

Il est généralement difficile de déduire directement la résistance mécanique des bétons à partir des mesures non destructives avec une précision acceptable. En effet, le résultat est souvent affecté par des erreurs liées à la précision de la mesure et la variabilité du matériau. D'autre part, ces techniques sont généralement influencées par plusieurs facteurs, principalement l'humidité. Par exemple, la vitesse des ultrasons varie fortement avec l'humidité des bétons [Ohdaira et al. 2000, Popovics 2005]. Une stratégie de combinaison des techniques semble donc nécessaire pour découpler les effets, renforcer le diagnostic et envisager ainsi une quantification suffisamment précise de la résistance mécanique des bétons in situ.

En effet, il a été montré que la vitesse ultrasonore et l'essai au rebond sont complémentaires et leur utilisation simpliste permet de réduire l'incertitude sur l'évaluation de la résistance [Breysse 2011]. Quelques études montrent l'efficacité de cette combinaison sur des bétons pendant leur cure [Kneder 1999, Soshiroda 2006, Qasraoui 2000].

L'utilisation et la combinaison de techniques de contrôle non destructif (CND) n'a un intérêt réel que lorsque ces techniques fournissent une information pertinente, utile au diagnostic de l'état du matériau. Le recours au CND repose le plus souvent sur une expertise informelle. L'analyse et la quantification plus systématique des capacités de différentes techniques (précision, sensibilité, degré informatif) sont des préalables indispensables à leur plus large diffusion.

De nombreux experts proposent de combiner plusieurs techniques de diagnostic, chacune fournissant une information complétant l'information fournie par la technique précédente [Dérobert et al. 2005, Naar et al. 2005, Dilek, 2006, Soshiroda et al. 2006]. Cette démarche n'est intéressante que dans la mesure où le surcoût (en temps et financier) de l'exploration

complémentaire est compensé par l'amélioration de la qualité du diagnostic [Gehlen et al. 2006]. Là encore, la connaissance de la qualité des estimations est la seule manière de répondre de manière rationnelle à cette question. Il faut en outre identifier dans quelle mesure les informations fournies sont redondantes ou complémentaires.

L'objectif particulier reste d'établir les relations qui permettront d'améliorer la précision de l'évaluation de la résistance du béton, sur la base de la connaissance des relations quantifiées entre des résultats du CND et les grandeurs recherchées, et la connaissance de la qualité de ces relations. Plusieurs outils et différentes approches seront utilisés : analyse statistique multifactorielle, réseaux de neurones, fusion de données...

3.2. Combinaison de la vitesse ultrasonore et du scléromètre

L'essai de la vitesse ultrasonique (UPV) et du scléromètre, rebound hammer (RH) sont les méthodes non destructives les plus couramment utilisées en matière d'évaluation de la résistance du béton à la compression [Malhotra et Carino 2004].

La norme européenne récente fournit une procédure sur la façon dont la résistance du béton peut être évaluée à partir d'essais non destructifs in-situ [EN 13791 2007]. Seulement elle exige un minimum de 15 carottes qui devront être prélevées sur le site et utilisées afin d'établir des courbes de corrélation. Cette procédure présente des inconvénients du fait de son côté destructeur.

Le développement et la validation d'une méthode fiable devient un enjeu majeur pour les différents acteurs de la construction. Les difficultés rencontrées lors des corrélations ont conduit à des approches combinées afin de corriger certains paramètres sur une première mesure. Ces méthodes combinées ont été développées d'abord par la RILEM (comités techniques 7 et 43) sur la base de travaux de recherches menés par Facaoaru [Facaoaru 1993]. Parmi les nombreuses possibilités de combinaison ; il y a la méthode SonReb (son pour sonic et reb pour rebound) qui combine les mesures de l'indice de rebondissement et des vitesses ultrasoniques), qui est largement utilisée depuis ses premiers développements en Europe de l'est et plus précisément en Roumanie, a gagné une grande popularité dans d'autres pays [Carino 1994, Cianfrone et al 1979, Romanescu 1999], puis a été normalisée en Chine en 2005 [CECCS 2005]. La corrélation entre la résistance à la compression du béton et les mesures non destructives est faite sur la base d'un béton standard ; cinq coefficients sont introduits pour tenir compte de facteurs déterminants.

Les principaux avantages de la **sonreb** reste son côté pratique (peut être utilisée sur toute structure en béton) et la facilité d'utilisation (ne nécessite pas un haut niveau d'expertise) et surtout son faible cout.

Utilisées séparément, les techniques rebound hammer et l'ultrasonique pulse vélocité sont jugés d'une façon unanime pas assez appropriées et fiables pour évaluer la résistance à la compression du béton tandis que leur utilisation combinée semble conduire à des résultats plus fiables.

3.3. Incertitudes et variabilités des mesures RH et UPV

La précision de l'estimation des propriétés in situ dépend de la pertinence et de la qualité du modèle d'une part et de la précision des mesures non destructives d'autre part. Il peut en résulter une forte incertitude, qui rend alors très difficile l'appréciation de la variabilité intrinsèque, propre au caractère hétérogène du matériau. Or cette variabilité intrinsèque peut constituer une vraie cible du diagnostic, en particulier pour les problèmes de durabilité et de fiabilité. La réduction des incertitudes peut donc suivre deux voies, celle de la réduction des incertitudes de mesures, et celle de la fiabilisation des modèles.

La qualité donc d'évaluation peut être affectée par des erreurs et des incertitudes qui sont dus à deux causes principales:

- ✓ Variabilité intrinsèque du matériau ou de la matière
- ✓ Variabilité dans la procédure et la conduite de l'essai

❖ Variabilités UPV / résistance à la compression

La vitesse de l'onde ultrasonique montre une nette augmentation dans les premiers jours de l'âge du béton juste après coulage lors du durcissement. Au-delà de 28 jours, l'augmentation devient pratiquement nulle en raison de plusieurs facteurs qui affectent la vitesse de l'onde ultrasonore dans le béton :

- Type et dimension des granulats
- Conditions de durcissement du béton

- Teneur et type du ciment
- Humidité relative dans le béton
- Présence des barres de renforts
- Présence des vides et fissures
- Carbonatation
- Positionnement des capteurs (méthode directe, indirecte.....).

❖ Variabilités RH / résistance à la compression

L'indice de rebondissement est relié directement à la dureté de la surface du béton ; sachant que la dureté augmente quand la porosité diminue et que la dureté est liée d'une manière empirique à la résistance, l'indice de rebondissement est supposé être un moyen logique pour l'évaluation de la résistance du béton.

Il est généralement admis que l'indice de rebondissement donne surtout des informations sur les couches supérieures du béton (30 mm), donc sensible de ce fait aux propriétés de la surface du béton et presque sans rapport avec les propriétés internes du béton. Le facteur de carbonatation qui affecte la surface du béton est alors majeure du fait qu'il en résulte une couche plus dure (l'indice de rebondissement est supérieur de 50 % par rapport à une surface non carbonatée).

D'autres facteurs peuvent aussi affecter l'indice de rebondissement comme :

- Le type des granulats
- L'humidité du béton
- La rugosité et l'irrégularité de la surface du béton
- Les types de coffrages utilisés et conditions de durcissement du béton
- La direction du positionnement du scléromètre par rapport à la surface du béton
- La rigidité de l'élément à tester.

3.4. Identification du modèle empirique pour la corrélation des mesures UPV et RH

De nombreux chercheurs se sont penchés sur le moyen de corréler l'UPV à la résistance à la compression du béton qui revient à identifier le modèle empirique le plus adapté.

Dans une démarche usuelle d'ingénierie, cela se résume aux 3 étapes :

- sur la base d'un modèle (souvent de type abaque ou équation fournie par le constructeur), et de mesures non destructives en place, on estime la valeur de la résistance f_c
- Cette procédure peut être directe, ou avec une phase de recalage,
- certains paramètres du modèles étant ajustés sur la base de quelques mesures complémentaires de résistance sur des carottes prélevées au voisinage des points de mesures CND.

Une procédure de ce type est formalisée dans le cadre de Normes européennes (EN 13671). La qualité de l'estimation dépend donc de la précision et de la représentativité des mesures, de la qualité du modèle et de la procédure employée pour la calibration.

Que l'on considère comme paramètre de mesure CND la vitesse ultrasonique V ou le rebond R , la littérature révèle l'existence d'une grande diversité de modèles empiriques, de forme diverse (loi linéaire, loi puissance, loi exponentielle...).

De ce fait, la première phase de la procédure est celle de l'identification des coefficients du modèle à partir des valeurs mesurées (résistance et mesures non destructives en un nombre limité de points de contrôle).

D'après la littérature la loi qui régit le modèle le plus utilisé pour la corrélation statistique de l'UPV avec la résistance in-situ est la loi exponentielle (tableau 3.1) [Pessiki 2003] tandis que pour l'indice de rebondissement la loi la plus courante est la loi de puissance (tableau 3.2) [Szilagy 2011].

fonction	expression	Nombre de paramètres	Nombre de références	Références originelles
exponentielle	$a \exp(bV)$	2	26	60, 42
puissance	aV^b	2	17	92
linéaire	$av + b$	2	18	73
Polynomial 2	$aV^2 + Bv + c$	3	6	6
miscellaneous		2 - 3	3	

Tableau.3.1 : modèles de relations -UPV/résistance- trouvés dans la littérature [Breyse 2012]

fonction	expression	Nombre de paramètres	Nombre de références	Références originelles
puissance	aR^b	2	31	26
linéaire	$aR + b$	2	28	115
Poly-nominal 2	$aR^2 + bR + c$	3	15	62
Exponentielle	$A \exp(bR)$	2	7	100
		2 - 4		

Tableau.3.2 : modèles de relations -rebound hammer/résistance- trouvés dans la littérature [Breyse 2012]

3.5. La méthode sonreb

3.5.1. Historique

La méthode sonreb (de son nom : son pour sonic et reb pour rebound) a été développée en grande partie grâce aux efforts de RILEM comités techniques de contrôle non destructif 7 et 43 CND, sous la présidence de Facaoaru [Brozovsky 2000].

L'idée de combiner l'UPV avec le RH a émergé dans les années 60 [Facaoaru 1961, Skramtaev 1996] ; le concept de base est que si les deux techniques sont influencées de

diverses manières par le même facteur, leur utilisation combinée peut annuler l'effet de ce facteur et améliorer ainsi la précision de l'évaluation de la résistance.

Comme cela a déjà été cité ; il est admis que l'UPV donne des informations sur les propriétés intérieures du béton alors que le RH renseigne surtout sur la couche supérieure du béton.

L'analyse statistique de régression multi-variable est utilisée pour établir des relations de corrélation entre les paramètres des techniques non destructives et les valeurs des résistances obtenues par

- l'écrasement des éprouvettes de béton confectionnées à partir du même béton de la structure ou par,
- l'écrasement des carottes issues de la structure sous investigation.

3.5.2. La méthode RILEM

Une relation générale entre la résistance à la compression du béton, l'indice de rebondissement R , et la vitesse de l'onde ultrasonique V , en conformité avec les recommandations provisoires pour " In Situ Résistance du béton Estimation par combinaison des méthodes non destructives, " RILEM Comité TC 43 CND, 1983 constitue la base de la technique SONREB. Figure 3.1 montre cette relation sous la forme d'un abaque.

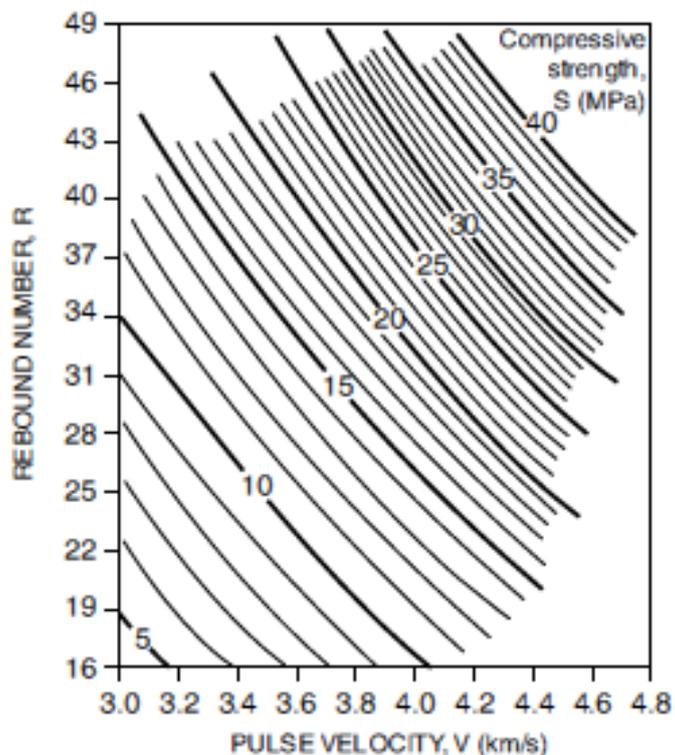


Figure.3.1 : courbes -ISO- donnant les résistances pour un béton de référence méthode Sonreb.

Etant donné la variabilité des paramètres affectants le béton; une série de coefficients de correction peuvent être appliqués pour améliorer la précision de l'évaluation, ces coefficients de correction tiennent compte de :

- type et teneur en ciment
- type du granulat
- dimension maximale des granulats
- fraction des fines ($\leq 0,1$ mm).

La précision de l'évaluation de la résistance peut varier de :

- 10 à 14 % lorsque les équations de corrélation sont développées avec des valeurs connues des résistances obtenues par écrasement d'éprouvettes ou de carottes.
- 15 à 20 % lorsque seule la composition du béton est connue.

3.5.3. La méthode Australienne

En réalité le “monogram” n’est plus qu’une sorte de courbe de conversion ; dans ce cas la valeur de la résistance est donnée par les deux paramètres issus des essais non destructives l’UPV et le RHN.

Il en résulte une série de courbes (figure 3.2) ; deux points importants sont à prendre en considération :

- L’emploi de facteurs de correction n’est pas pratique du fait qu’il n’est pas toujours possible d’identifier les différents constituants du béton.
- Les valeurs de ces coefficients et les relations de corrélation de base ne peuvent pas être extrapolés pour différents bétons.

C’est la raison pour laquelle ; différents “ monograms” sont disponibles dans la littérature ; comme celui de la figure 3.2 [IAEA 2002].

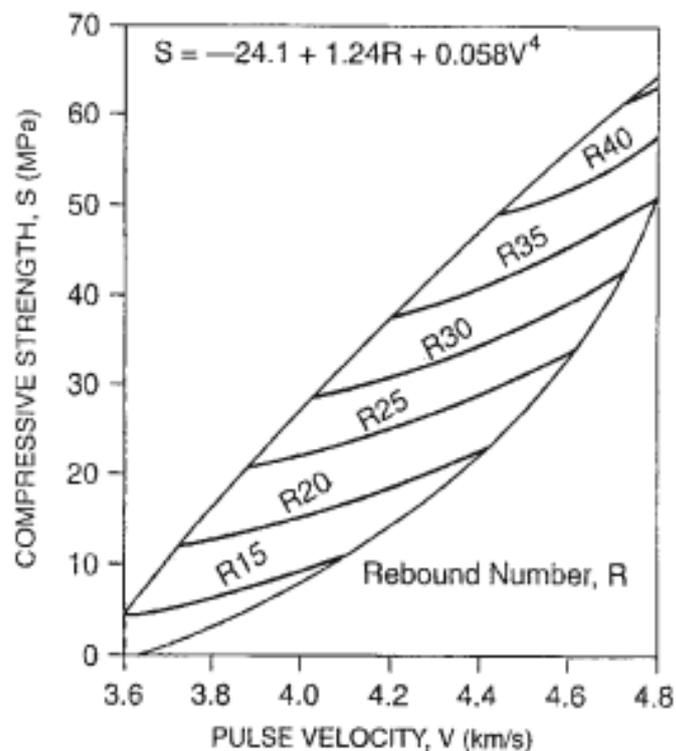


Figure.3.2 : La méthode Australienne pour l’estimation de la résistance du (d’après IAEA, 2002)

Dans ce cas, la relation entre la résistance f_c et Les paramètres issus des essais non destructifs montrent une fonction de 4eme puissance pour l'UPV, identifiée aussi par Meynik et Samarin [Meynik et Samarin 1979].

Depuis une cinquantaine d'années, plusieurs études basées sur l'écrasement d'éprouvettes confectionnées avec le même béton ou de carottes prélevées de la structure sous investigation ont été consacrés pour améliorer la qualité de la corrélation entre les paramètres du contrôle non destructif et la résistance du béton.

3.5.4. Développement d'une relation de corrélation multi-variable

Facaoaru [Facaoura, 1961,1970] a été le pionnier dans ce domaine, il a appliqué la combinaison en prenant la majorité de 3 mesures de l'UPV et 6 mesures du RHN , puis il a déterminé la valeur de la résistance à la compression en utilisant les monograms de surface, ou la résistance du béton est exprimée comme fonction de deux variables :

$$f_c = f(\text{UPV}, \text{RHN})$$

Plusieurs études ont été menées pour améliorer les corrélations que ce soit pour les courbes uni-variables $f_c = f(\text{UPV})$, $f_c = f(\text{RHN})$, ou pour les courbes bi-variables ; $f_c = f(\text{UPV}, \text{RHN})$.

Un grand nombre de fonctions ; relations linéaires, loi de puissance, fonction exponentielle, etc...ont été identifiées et utilisées, il est apparu qu'elles sont toutes plus ou moins équivalentes en terme d'efficacité (tableau 3.3).

No.	Equations	Explications	Reference	RMSE
Single-variable equations				
1	$f_c = 21.575 \times L - 72.276$	f_c [MPa], L[cm]	NDT Windsor Sys. Inc.(1994)	3.7813
2	$f_c = 1.2 \times 10^{-5} \times V^{1.7447}$	f_c [MPa], V[km/s]	Kheder 1 (1998)	6.0974
3	$f_c = 0.4030 \times R^{1.2083}$	f_c [MPa]	Kheder 2 (1998)	2.1651
4	$f_c = 36.72 \times V - 129.077$	f_c [MPa], V[km/s]	Quasrawi 1 (2000)	3.6981
5	$f_c = 1.353 \times R - 17.393$	f_c [MPa]	Quasrawi 1 (2000)	2.8152
6	$f_c = -5333 + 5385 \times L$	f_c [MPa], L[in]	Malhotra et al.	2.2128
Multi-variable equations				
7	$f_c = -25.568 + 0.000635 \times R^3 + 8.397V$	f_c [MPa], V[km/s]	Bellander (1979)	2.2128
8	$f_c = -24.668 + 1.427 \times R + 0.0294V^4$	f_c [MPa], V[km/s]	Meynink et al. (1979)	7.0654
9	$f_c = 0.745 \times R + 0.951 \times V - 0.544$	f_c [MPa], V[m/s]	Tanigawa et al.	2.1000
10	$f_c = [R / (18.6 + 0.019 \times R + 0.515 \times V)]$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Postacioglu (1985)	3.7617
11	$f_c = 18.6 \times e^{0.019 \times R + 0.515 \times V}$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Arioglu et al. (1991)	2.9205
12	$f_c = 10^{3.119 \sqrt{\log R^3 \times V^4} - 5.890}$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Arioglu et al. (1994)	4.2305
13	$f_c = -39.570 + 1.532 \times R + 5.0614 \times V$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Raymar et al. (1996)	7.5910
14	$f_c = 0.00153 \times (R^3 \times V^4)^{0.611}$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Arioglu et al. (1996)	11.1623
15	$f_c = 0.0158 \times V^{0.4254} \times R^{1.1171}$	f_c [kg/cm ²], V[km/s]	Kheder 3 (1998)	2.1375

Tableau.3.3 : Equations pour déterminer la relation entre la résistance à la compression du béton, l'indice de rebondissement R et la vitesse ultrasonique V. [Erdal Mürsel, 2009].

RMSE : root mean square error

Malgré que le type de fonction est généralement fixé, les coefficients de corrélation affectant les paramètres non destructives montrent une assez forte variation, ceci est valable pour les relations de corrélations mono-variable et bi-variable.

- Pour la relation résistance à la compression/rebound hammer number ;

$F_c = f(R) = aR^b$ b variant de 1,12 à 3,44 [Almeida 1993, Pascale et al 2000, Brozovsky 2009, Fabbrocino, 2005].

- Pour la relation resistance à la compression/UPV ;

$F_c = f(V) = aV^b$ b variant entre 5,54 à 8,13 [Almeida 1993, Fabbrocino 2005, Pascale et al 2000].

- Pour la relation resistance à la compression/méthode combinée (UPV+RHN) ;

$f_c = f(V, R) = aV^b R^c$, la variabilité des paramètres est de la même grandeur [Arioglu 1996, Pucinotti 2010, Tanigawa 1994] (figure 3.3).

La variabilité de ces fonctions est due essentiellement à :

- Les relations sont établies sur la base de la résistance d'éprouvettes de laboratoire ou de carottes.
- L'existence de plusieurs facteurs incontrôlables exemple ; la teneur en eau, la procédure de carottage, les dimensions et forme des carottes, etc...
- Erreurs de mesures et des lectures des paramètres non destructives.

Plusieurs autres chercheurs ont essayé de trouver une loi universelle et générale en combinant plusieurs ensembles de données ; [Turgut 2004, Nash't et al 2005, Evangelista et al 2003], tous leurs tentatives se sont avérées en vain [Breysse 2012] (tableau 3.4).

La grande énigme reste de trouver une loi universelle capable de répondre à toutes ces variabilités et incertitudes affectant le contrôle non destructif du béton.

fonction	expression	Nombre de paramètres	Nombre de références	Références originelles
puissance	$aV^b R^c$	3	33	27
Bi-linéaire	$a+bV+cR$	3	15	73
Double exponentielle	$A \exp(bV) \exp(cR)$	3	7	116
Polynomial (2-4)		3 ou 4	6	8
miscellaneous		2 ou 5	8	

Tableau.3.4 : modèles de relations UPV-Rebound number - résistance trouvés dans la littérature. [Breyse 2012].

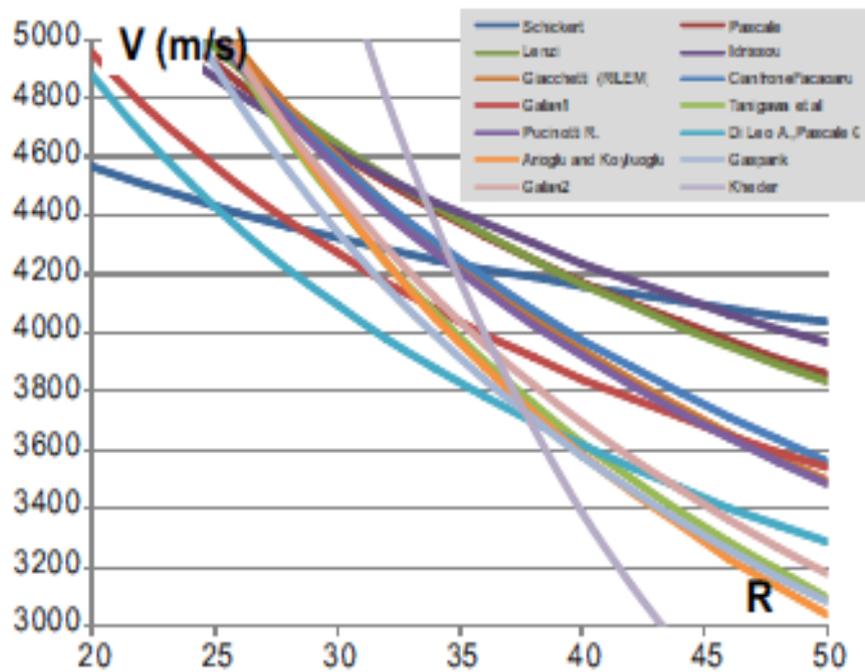


Figure.3.3 : Courbes ISO ($f_c = 30$ MPa) selon 14 modèles de loi de double puissance [Breyse, 2012].

3.5.5. Recommandations et approches des normes européennes

Les mesures des techniques des ultrasons UPV et du rebound hammer RH ne donnent pas une évaluation satisfaisante et assez fiable de la valeur de la résistance du béton du fait de la grande variabilité des bétons de l'influence de plusieurs facteurs incontrôlables (conditions de durcissement, carbonatation de la surface du béton, humidité, etc.). Il en résulte qu'il est impossible d'établir une relation générale pour l'évaluation de la résistance du béton à la compression à partir des techniques non destructives en occurrence concernant notre étude ; l'ultrasonique pulse velocity et le rebound hammer [RILEM 2012].

Cependant les normes européennes recommandent deux approches afin de prédire la valeur de la résistance avec une certaine fiabilité :

- Construire des relations de corrélation spécifiques pour le type du béton étudié en ayant recours bien entendu à l'analyse de régression ; c'est la méthode directe EN13791.
- Utiliser la courbe de corrélation en callant la valeur moyenne des résistances issues de l'écrasement d'un nombre limité de carottes prélevées de la structure.

Dans tous les cas de figures, il est conseillé par la plus part des chercheurs qui ont investi ce domaine, de construire ses propres équations de corrélations pour le type de béton de la structure sous investigation avec un maximum de carottes prélevées, en ayant recours à l'analyse statistique avec une connaissance accrue des conditions expérimentales pour pouvoir contrôler un grand nombre de paramètres affectant le béton et les techniques non destructives.

3.6. L'analyse de régression et corrélation

3.6.1. Introduction à la régression linéaire simple et multiple

En statistiques, plusieurs problèmes consistent à définir la relation qui existe entre deux variables statistiques.

La liaison entre y et x s'écrit suivant la relation fonctionnelle $y = f(x)$: à une valeur donnée de x correspond une valeur bien déterminée de y .

Or, pour de nombreux phénomènes (notamment industriels), une étude exhaustive de tous les facteurs est impossible, à cause de leur grand nombre ou de leur complexité. Il en résulte que la reproductibilité des conditions, d'une expérience à une autre, ne peut être garantie. Partant de cette constatation, la statistique va permettre d'étendre la notion de relation fonctionnelle répétable, à celle de corrélation où la relation entre x et y est entachée d'une certaine dispersion due à la variabilité des conditions d'expérience:

Dans ce genre de problèmes, les principales questions auxquelles nous voudrions répondre sont les suivantes :

- Existe-il une relation ou une dépendance entre les variables statistiques?
- Cette relation, si elle existe, est-elle linéaire ou non ?
- Si une dépendance linéaire existe, de quelle façon peut-on la traduire par une équation mathématique ?
- La relation, si elle existe, est-elle grande ou faible ?
- Si l'équation mathématique de la relation entre les variables existe, comment prévoir les valeurs d'une certaine variable à partir de la connaissance de valeurs de l'autre variable ou des autres variables ?

Pour répondre à toutes ces questions, nous ferons appel à une théorie statistique que nous appelons : L'analyse de la régression.

- L'analyse de la régression est une méthode statistique qui permet d'étudier le type de relation pouvant exister entre une certaine variable (dépendante) dont on veut expliquer les valeurs et une ou plusieurs autres variables qui servent à cette explication (variables indépendantes)
- En d'autres termes, l'analyse de la régression permet d'étudier les variations de la variable dépendante en fonction des variations connues des variables indépendantes.

Une analyse de régression est dite :

- simple si elle permet de prédire les valeurs d'une variable dite dépendante (expliquée (Y)) à partir des valeurs prises par une autre variable dite indépendante (explicative (X)).
- multiple si elle permet de prédire les valeurs d'une variable dite dépendante (expliquée (Y)) à partir des valeurs prises par plusieurs autres variables dites indépendantes (explicatives (X_i)).

L'analyse de régression s'applique généralement là où on a besoin de savoir, comment un paramètre en occurrence ici la résistance à la compression varie en fonction d'autres facteurs (ici le rebound number et l'UPV) pour ensuite modéliser la relation et construire une courbe qui peut s'ajuster avec la meilleure approximation aux points définis par l'ensemble des données.

L'analyse de corrélation nous informe sur la manière dont l'ensemble des points s'ajustent à la courbe.

3.6.2. La régression linéaire simple

Définition : Nuage de points ou diagramme de dispersion

C'est la représentation graphique dans le plan cartésien de l'ensemble des paires de données (x_i, y_i) . Ces données proviennent d'une série statistique de deux variables obtenues à partir d'une étude menée sur un échantillon ou sur une population.

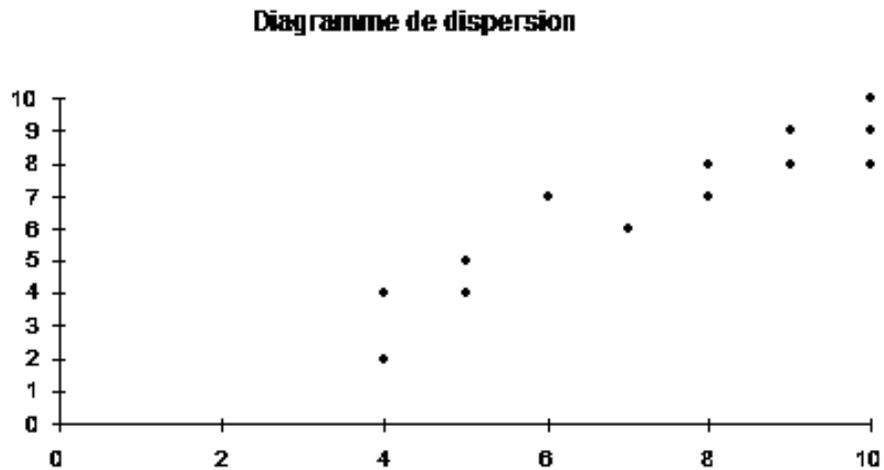


Figure.3.4 : diagramme de dispersion (nuage de points)

Objectif d'une analyse de régression simple

Une fois la représentation graphique effectuée, il est facile de soupçonner l'existence d'une certaine relation entre les deux variables (caractères étudiés). Il faut maintenant chercher à exprimer cette relation à l'aide d'une équation mathématique.

$$Y = f(x)$$

On essaie de trouver ensuite la forme mathématique de la fonction f .

Diagramme de dispersion

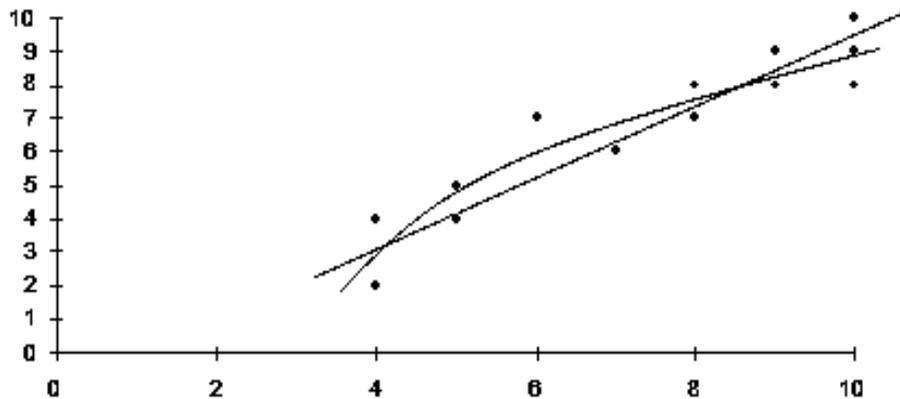


Figure.3.5 : diagramme de dispersion (ajustement d'une droite au nuage statistique)

Définition : Nous appelons régression linéaire l'ajustement d'une droite au nuage statistique d'une série de couples de données.

Ainsi, une régression linéaire simple va permettre de résumer, d'interpréter et de prévoir les variations d'un caractère dit dépendant (Y) en fonction d'un autre dit indépendant (X) et ce en utilisant une droite.

Modèle de régression linéaire simple

- Modèle de régression linéaire simple:

$$y = b_0 + b_1x + e$$

- Équation de la régression linéaire simple (comment l'espérance de y est liée à x) :

$$E(y) = b_0 + b_1x$$

- Équation estimée de la régression linéaire simple (droite de la régression estimée, modèle empirique) :

$$\hat{y} = b_0 + b_1x$$

y = Variable dépendante ou expliquée

\hat{y} = valeur de prévision de y pour une valeur x, ou moyenne de y estimée pour une valeur de x

x = Variable indépendante ou explicative

β_0 et β_1 = Coefficients théoriques de régression (à estimer à l'aide d'un échantillon) par b_0 et b_1

ε = Erreur théorique aléatoire (d'autres facteurs influencent Y)

L'équation estimée de la régression linéaire simple (droite de la régression estimée, modèle empirique) peut être utilisée pour une estimation ponctuelle de la valeur moyenne de y pour une valeur particulière de x ou pour prévoir la valeur ponctuelle de y associée à une valeur particulière de x .

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer le modèle théorique

$$y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon$$

Par le modèle empirique :

$$\hat{y} = b_0 + b_1 x$$

- ❖ Méthode des moindres carrés
- ❖ Méthode de la vraisemblance

3.6.3. La méthode des moindres carrés

Critère des moindres carrés : $\min \sum (y_i - \hat{y}_i)^2$

Où:

y_i = valeur observée de la variable dépendante pour la $i^{\text{ème}}$ observation

\hat{y}_i = valeur estimée de la variable dépendante pour la $i^{\text{ème}}$ observation

Idée de base : cette méthode essaie de construire une droite de régression empirique qui minimise la somme des carrés des distances verticales entre cette droite et chacun des points observés.

Illustration graphique

Diagramme de dispersion

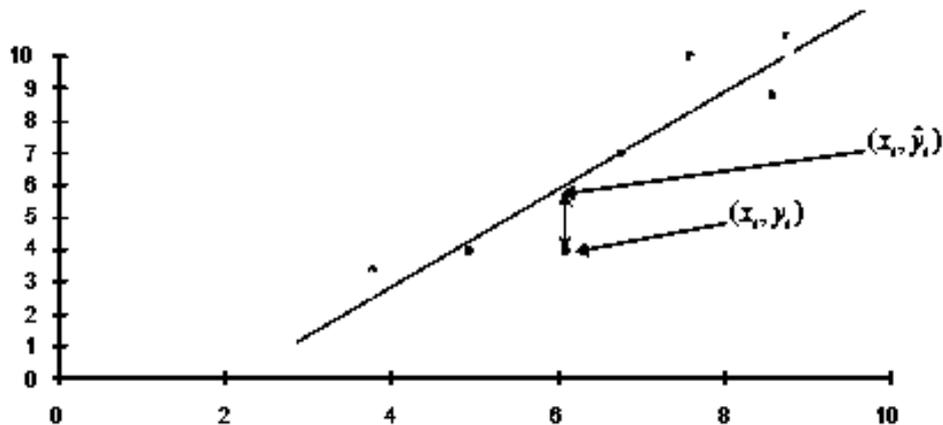


Figure.3.6 : diagramme de dispersion (illustration des distances verticales entre la droite et les différents points éloignés).

Définition : On appelle résidu ou erreur empirique ou écart de prévision, la valeur $e = y_i - \hat{y}_i$, soit la différence (l'écart vertical) entre la valeur observée y_i de Y et la valeur estimée obtenue à partir de la droite de régression, lorsque $x = x_i$.

L'objectif de la méthode des moindres carrés est de déterminer la droite de régression qui

minimise $\sum_{i=1}^n e_i^2$

$$SCres = e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 + \dots + e_n^2 = \sum_{i=1}^n e_i^2$$

$$SCres = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$$

$$SCres = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - b_1 x_i)^2$$

Il s'agit de trouver b_0 et b_1 de sorte que la somme des carrés des résidus $SCres$ soit la plus petite possible (minimale).

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x}$$

$$b_1 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2}$$

L'analyse de régression avec la technique d'ajustement (analyse de corrélation) qui est la méthode des moindres carrés sont les outils pour définir l'équation de la courbe et déterminer le coefficient de corrélation r^2

$$r = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx}} \times S_{yy}}$$

Ce coefficient est défini de telle sorte que lorsque il est égal à 1 ; tous les points s'ajustent parfaitement à la courbe de la fonction estimée et lorsqu'il tend vers 0 ; les points sont alors distribués de façon aléatoire [ASTM 66].

$r \in [-1, 1]$

- Lorsque r tend vers 1 cela se traduit par une forte et positive relation entre x et y
- Lorsque r tend vers -1 cela se traduit par une forte et négative relation entre x et y
- Lorsque r tend vers 0 cela se traduit par une faible relation entre x et y
- Lorsque $r = 1$ cela se traduit par une relation linéaire parfaite entre x et y

3.6.4. La régression linéaire multiple

Dans le modèle de régression linéaire simple, l'analyste n'utilise qu'une seule variable (X) pour expliquer les variations sur la variable dépendante (Y). En utilisant ainsi un modèle de régression linéaire simple, on peut avoir omis d'autres variables explicatives pertinentes, soit

intentionnellement pour une simplification de l'analyse, soit que ces variables n'étaient pas mesurables avec une précision acceptable, soit que le coût encouru pour l'acquisition de cette information additionnelle était prohibitif ou encore simplement à cause d'un manque de planification expérimentale.

Dans le cas de la régression multiple, notre intérêt va consister, entre autres, à accroître la précision de notre estimation de la valeur moyenne de Y en introduisant dans notre analyse plusieurs variables explicatives.

La régression multiple est un outil de la statistique qui a pour but d'expliquer la variabilité existante dans une variable aléatoire (Y) lorsque le comportement de cette variable est conditionné par les valeurs certaines que peuvent prendre d'autres variables, contrôlées ou non par l'expérimentateur.

Forme générale du modèle de régression linéaire multiple

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_p X_p$$

Notation :

Y = variable dépendante ou expliquée à caractère aléatoire;

X1, X2,... Xp = variables indépendantes ou explicatives mesurées sans erreur ou fixées à des niveaux arbitraires (non aléatoire);

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$ Sont les paramètres du modèle (nous les estimons à l'aide d'un échantillon et la méthode d'estimation sera de nouveau la méthode des moindres carrés);

Sens des paramètres du modèle

β_0 Représente la moyenne des Y_i lorsque la valeur de chaque variable explicative est égale à 0.

$\beta_j, j = 1, 2, \dots, p$ Représente le changement subi par $E(Y_i)$ correspondant à un changement unitaire dans la valeur de la j -ième variable explicative, lorsque les autres variables explicatives demeurent inchangées.

Estimation du modèle de régression linéaire multiple

Le modèle linéaire empirique a la forme suivante :

$$\hat{Y} = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + \dots + b_p X_p$$

$b_0, b_1 \dots b_p$ sont les coefficients de régression empiriques (estimations de $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$ respectivement)

$e_i = y_i - \hat{y}_i$ Représente l'erreur empirique pour $1 \leq i \leq n$

Il s'agit maintenant de trouver b_0, b_1, \dots, b_p de sorte que la somme des erreurs au carré soit la plus petite possible (minimale).

3.6.5. Coefficient de détermination multiple

Le coefficient de détermination ou d'explication empirique pour un modèle de régression multiple est donné comme suit :

$$R^2_{YX_1X_2\dots X_p} = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} = \frac{SC_{reg}}{SCT} = 1 - \frac{SCE}{SCT}$$

Ce coefficient permet de mesurer la proportion de la variation totale dans Y qui est expliquée par l'ensemble des variables explicatives X1, X2, X3, ...Xp, c'est-à-dire la dispersion des observations autour de l'hyperplan de régression.

Comme dans le cas de R² dans le modèle simple, 0 ≤ R² ≤ 1.

3.6.6. La linéarisation

Lorsqu'on a une relation multiplicative ou courbe, on passe par la linéarisation de l'équation en utilisant la transformation logarithmique ou toute autre transformation de nature à linéariser la relation.

Le modèle puissance s'écrit par exemple selon l'équation :

$$y = b \cdot x^1 \cdot a^1 x^2 \cdot a^2$$

En utilisant la transformation logarithmique, on obtient:

$$\log y = a \cdot \log x + a_2 \cdot \log x^2 + \log b,$$

soit

$$y' = a_1 x_1' + a_2 \cdot x_2' + b' \text{ avec } y': \log y, x_1': \log x, x_2': \log x^2 \text{ et } b': \log b.$$

On revient ainsi dans ce cas, à un problème de régression multiple linéaire à deux ou trois variables.

Comme pour la corrélation simple, il s'agit de voir dans quelle mesure il y a une relation entre la variable y et les variables indépendantes x_i. Si cette relation est vérifiée significative,

et importante à la fois, on passe à la régression pour le calcul des paramètres ai, b et e. Enfin vient l'étape des résidus, et l'interprétation de ces écarts.

Cas particulier de 2 variables explicatives :

Équation recherchée

$$Y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2$$

Coefficient de régression partielle b₁ et b₂

Les indices 1 et 2 correspondent aux variables explicatives x₁ et x₂ et y à la variable expliquée.

$$\beta_1 = b_1 = \frac{SPE_{1y}SCE_{2-} - SPE_{12}SPE_{2y}}{SCE_{1-}SCE_{2-} - SPE_{12}^2}$$

$$\beta_2 = b_2 = \frac{SPE_{2y}SCE_{1-} - SPE_{12}SPE_{1y}}{SCE_{1-}SCE_{2-} - SPE_{12}^2}$$

❖ Ordonnée à l'origine

$$\beta_0 = b_0 = \bar{y} - b_1\bar{x}_1 - b_2\bar{x}_2$$

- Les résidus sont les différences entre la réalité et la représentation
- Variance résiduelle

$$R = \sqrt{1 - \frac{SCE_{y.x}}{SCE_y}}$$

Somme des carrés des écarts résiduelle

Somme des carrés des écarts y

R² = Coefficient de détermination multiple = part de variance expliquée

3.6.7. Conclusion

La méthode de la régression a pour but de décrire la relation entre la résistance à la compression du béton qui est la variable dépendante ou variable réponse Y et les deux variables indépendantes X1, X2 qui sont l'UPV et le rebound number (N)

régression = modélisation
plusieurs objectifs possibles

1. Description : trouver le meilleur modèle liant les variables Y et X
2. Inférence : tester des hypothèses précises se rapportant aux paramètres du modèle dans la population comme la pente A et l'ordonnée à l'origine B de la droite :

$$Y = AX + B. \quad A \text{ et } B \text{ sont estimés par } a \text{ et } b$$

3. Prédiction : Prévoir et prédire les valeurs de la variable dépendante Y (résistance) pour de nouvelles valeurs de la variable X (UPV ou RN).

Chapitre 4

Méthodologie expérimentale, modélisation et corrélation

4.1 Introduction

Cette étude est basée sur le côté expérimental comprenant des essais non destructifs ; rebound Schmidt hammer (scléromètre), UPV (ultrasonic pulse velocity) sur site et des essais destructifs (mécaniques) sur des éprouvettes coulées au même moment que l'ouvrage ainsi que sur des carottes prélevées sur les ouvrages.

Ce chapitre comprendra :

- Une brève description des ouvrages sous investigation
- Des descriptions des différentes procédures d'essais :
 - ✓ Rebound hammer
 - ✓ UPV
 - ✓ Carottage
 - ✓ Essais mécaniques sur éprouvettes et carottes.

Il est important de signaler que les essais sont réalisés suivant les normes européennes respectives :

- EN -12504-2 Rebound hammer
- EN – 12504-4.....UPV
- EN- 12504-1 :Carottes - prélèvements, examens des essais en compression
- EN - 206-1.....Essais mécaniques sur éprouvettes et carottes

et suivant les instructions des fabricants des différents équipements d'essais.

4.2. Description des ouvrages sous investigation

Les ouvrages sous investigation sont des structures en béton armé (poteaux – voiles) en cours de réalisation :

❖ Site 1

Chantier 700 logements OPGI nouvelle ville Massinissa El-khroub Constantine.

La composition du béton nous est inconnue, seul est connu le dosage en ciment du béton qui est de 350 kg/m^3 .

- Ciment utilisé : CPJ classe 42,5
- Age du béton : 28 jours.

❖ Site 2

Chantier 900 logements OPGI nouvelle ville Ali Mendjli, Constantine

La composition du béton nous est inconnue, seul est connu le dosage en ciment du béton qui est de 350 kg/m^3 .

- Ciment utilisé : CPJ classe 42,5
- Age du béton : 28 jours

Les essais non destructifs scléromètre et UPV ont été pratiqués sur de poteaux et des poutres dont les dimensions varient de :

40×40 au RDC jusqu'à 30×30 au dernier étage,

35×30 pour les poutres.

4.3. Méthodologie de l'UPV (ultrasonic pulse velocity)

4.3.1. Principe

La vitesse sonique et l'atténuation sont deux paramètres qui permettent d'obtenir une information qualitative sur le matériau et sur la structure. La vitesse sonique des ondes de compression longitudinales est en relation avec le module d'élasticité et la résistance à la compression après étalonnage.

L'atténuation donne un complément d'information estimatif sur la cohésion, la compacité ainsi que sur l'hygrométrie du milieu de propagation. Sa mesure et son exploitation sont complexes du fait du grand nombre de paramètres qui entrent en jeu (température, humidité, qualité de l'état de surface et du couplage des transducteurs).

Un train d'ondes longitudinales est produit par un transducteur électro-acoustique maintenu au contact d'une surface du béton soumis à l'essai. Après avoir parcouru une longueur connue dans le béton, le train de vibrations est converti en signal électrique par un deuxième transducteur, et des compteurs électroniques de mesure du temps permettent de mesurer le temps de parcours de l'impulsion.

la vitesse d'impulsion doit est alors donnée par la formule :

$$V = \frac{L}{T}$$

où :

V est la vitesse de propagation du son, en km/s ;

L est la longueur de parcours, en mm ;

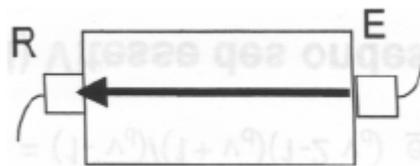
T est le temps que met l'impulsion pour parcourir la longueur, en μ s.

4.3.2. Configuration de mesures

a) Mesures directes (en transparence)

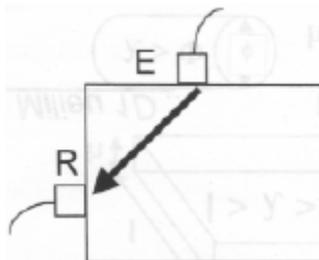
Utilisées dans le cas des éprouvettes ou de poteaux ou dans certaines poutres, les transducteurs

(émetteur et récepteur) sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester. Ce sont les mesures les plus utilisées (réception du maximum d'énergie).



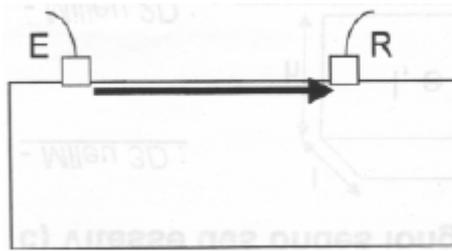
b) Mesures semi-directes

- utiles pour éviter les barres d'armatures



c) Mesures de surface ou indirectes

Utilisées sur tous les éléments de structure et sur éprouvettes, plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur , lorsque l'accès à 2 faces est impossible et pour déterminer la profondeur d'une fissure. L'émetteur est maintenu en un point fixe ; le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.



4.3.3. Equipement et mode opératoire

La méthodologie s'appuie sur la norme européenne EN 12504-4, dans le choix des méthodes et des modes opératoires.

Appareillage

L'appareillage est constitué d'un générateur d'impulsions électriques, d'une paire de transducteurs, d'un amplificateur et d'un dispositif électronique de mesure de temps permettant de mesurer la durée écoulée entre le départ d'une impulsion générée par le transducteur-émetteur et son arrivée au transducteur-récepteur. Un barreau de calibrage est fourni pour permettre d'obtenir une ligne de référence du mesurage de la vitesse.

Il existe deux sortes d'appareils électroniques de mesure du temps :

- un oscilloscope sur lequel le premier front de l'impulsion est visualisé par rapport à une échelle de temps appropriée ;
- un compteur avec affichage numérique direct.

NOTE: Un oscilloscope permet d'examiner la forme d'onde de l'impulsion, ce qui peut s'avérer utile dans les situations complexes ou dans des mesurages des systèmes automatiques.

Dispositif expérimental utilisé dans notre cas : C372-01 Appareil à ultrason TICO comprenant ;

- Affichage LCD avec mémoire non volatile d'une capacité de 25 mesures.
- Plage de mesure 0.1 à 6553.5 μ s, résolution 0.1 μ s, impulsion de tension 1 kV, taux d'impulsion 1/s, avec 4 batteries
- 1.5V, 2 transducteurs 54 kHz,

- câble,
- barre étalon,
- sortie RS 232 pour PC, pâte d'accouplement.
- Coffret. Dimension 325x295x105 mm, poids 2.2 kg.



Figure.4.1 : Appareillage utilisé lors des essais aux ultrasons

Mode opératoire

- Préparation de l'élément

Pour qu'il y ait un contact parfait entre le béton et les transducteurs, il est recommandé d'employer un matériau intermédiaire entre les deux et en prenant soin de vérifier que l'appareil est bien appliqué contre la surface à tester.

Les matériaux d'interposition sont la vaseline, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de glycérol. (Dans notre cas c'était de la vaseline).

Lorsque la surface de béton est très rugueuse, il est nécessaire de poncer et d'égaliser la partie de la surface où le transducteur sera fixé.

- Points de mesures

Le nombre de points de mesures dépend des dimensions de l'ouvrage testé. Pour un grand panneau (dalle, voile, radier, ...) les points de mesures sont situés aux intersections d'un

quadrillage d'une maille de 0.5 m, le cas des petits éléments (poteaux, poutres...) les mesures se font en six points, (voir figures ci-dessous).

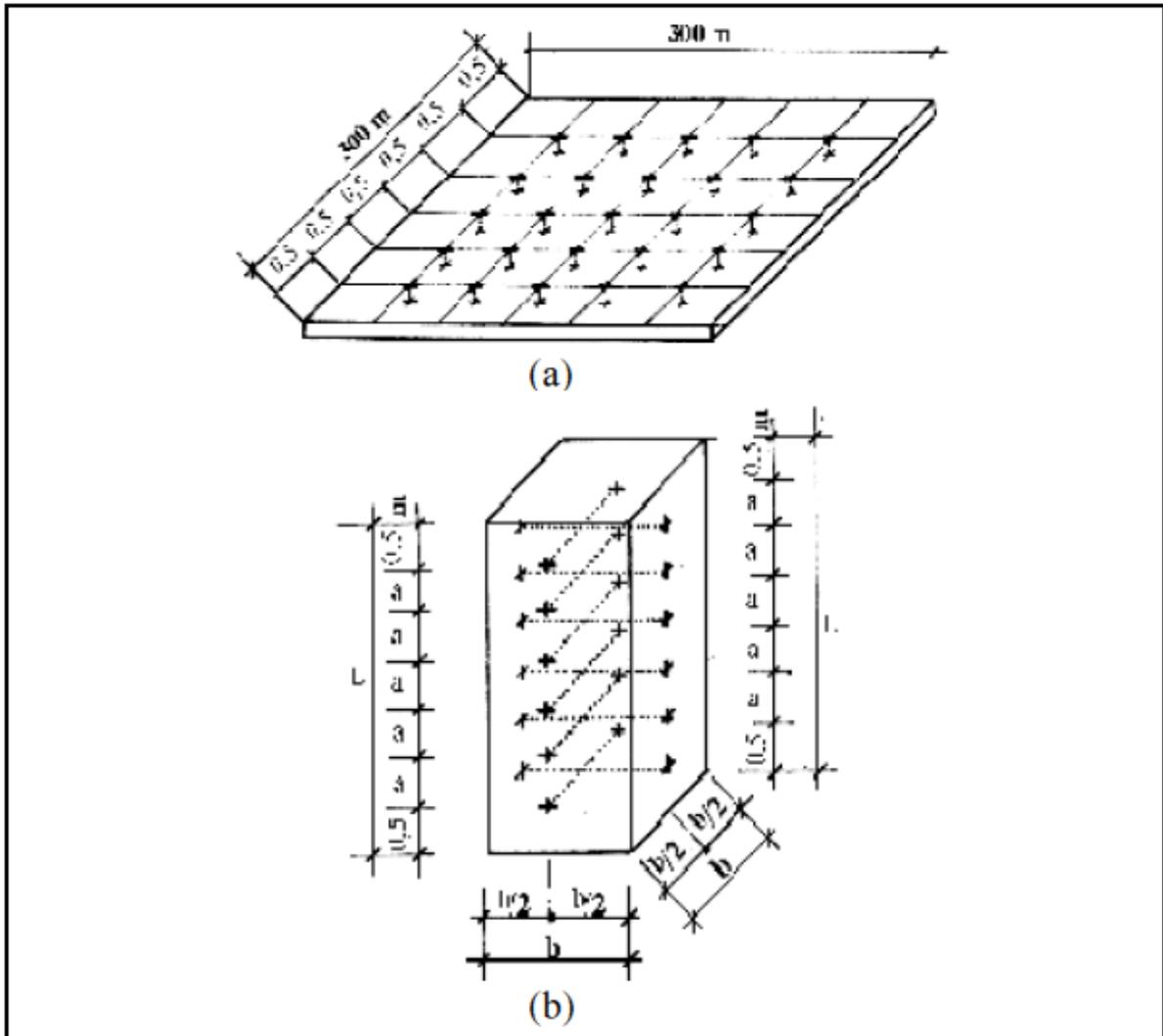


Figure.4.2 : Points de mesures pour l'essai aux ultrasons

a : un panneau (exemple : une dalle de $3 \times 3 \text{ m}^2$)

b : un petit élément (exemple : en poteau de section $b \times b$ et de hauteur h)

Pour notre cas, on a des poteaux et des poutres dont les dimensions ont été mentionnées au début de ce chapitre.

Pour chaque poteau testé ; 3 points de mesures ont été effectués : en bas, au milieu et vers le haut.

➤ Distance minimale de parcours

On recommande une distance minimale de parcours de 150 mm pour les mesures en transmission directe et un minimum de 400 mm pour les mesures en surface, quoique cette dernière méthode ne nous renseigne pas sur la qualité de la couche de béton sou-jacente.

Etant donné que la méthode utilisée est la transmission directe des pulsations, le parcours des pulsations est de ce fait la largeur de la section du poteau ou de la poutre qui se trouve entre les transducteurs.

4.3.4. Influence des armatures

La vitesse de propagation mesurée sur du béton armé, à proximité des armatures, est souvent plus élevée que celle que l'on mesure dans un béton de masse de même composition. En effet, la vitesse de propagation dans l'acier est de 1,2 à 1,9 fois celle que l'on mesure dans du béton non armé.

Dans certains cas, la première impulsion qui arrive au transducteur s'est propagée en partie dans l'acier et en partie dans le béton. L'accroissement apparent de la vitesse de propagation dépend de la proximité des armatures par rapport à l'emplacement des points de mesure, de la section et de nombre des armatures, de leur positionnement par rapport au parcours et de la vitesse de cette impulsion dans le béton d'enrobage.

L'utilisation d'un détecteur de ferrailage nous a permis de positionner nos points de mesure en dehors de la présence des armatures à chaque fois que cela a été possible.

Des corrections ont été apportées automatiquement à chaque fois qu'il avait présence d'armatures au niveau de la partie à tester, en fonction des densités des armatures et de la qualité du béton tableaux 4.3 et 4.4.

Aciers placés perpendiculairement à la direction de Propagation de l'onde

L'influence maximale due à la présence des armatures peut être calculée en supposant que pendant son parcours l'impulsion traverse la section totale de chacun des fers. Si « n » fers à béton de diamètre f_i (i variant de 1 à n) se trouvent directement sur le parcours de l'impulsion, leurs axes faisant des angles droits par rapport au parcours de la propagation (voir Figure.4.13), on peut écrire l'équation :

$$\frac{V_c}{V} = \frac{1 - \frac{L_s}{L}}{1 - \frac{L_s \cdot V}{L \cdot V_s}}$$

Dans laquelle ;

V : vitesse de propagation dans le béton armé, c'est -à- dire la vitesse mesurée.

Vc : vitesse de propagation dans le béton seul

Vs : vitesse de propagation dans l'acier

L : longueur du parcours

Ls = $\sum Q_i$: longueur du parcours dans l'acier.

Les valeurs V c /V sont données dans le tableau.4.3 pour différentes densités d'armatures et cela pour trois types de béton qui peuvent être classés de mauvais, bon et très bon.

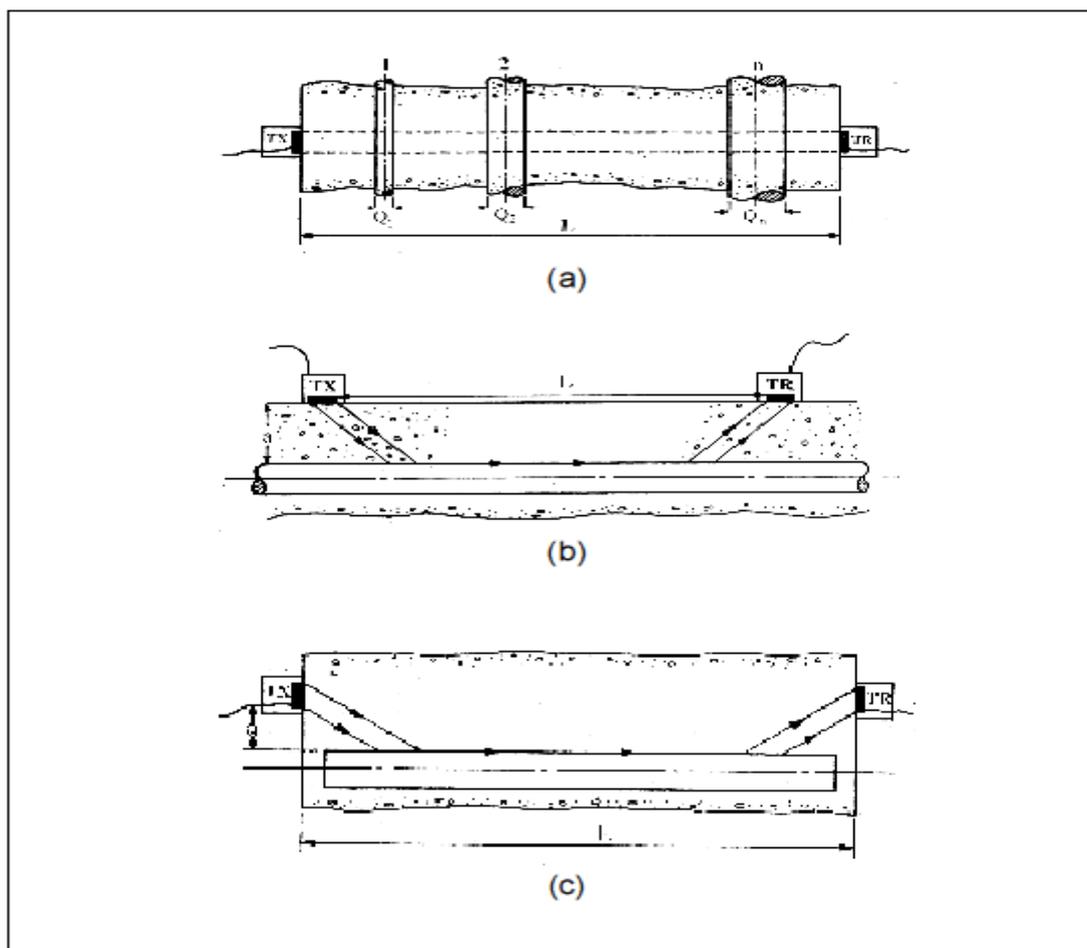


Figure.4.3 : Mesures des ultrasons dans le béton armé.

a : Armatures perpendiculaires à la direction de la propagation ;

b : Armatures parallèles à la surface d'essai ;

c : Armatures parallèles à la direction de la propagation

Ls /L	$\frac{VC}{V} = \frac{\text{Vitesse de propagation dans le béton}}{\text{Vitesse de propagation mesurée}}$		
	Béton de très mauvaise qualité Vc = 3000 m/s	Béton de bonne qualité Vc = 4000 m/s	Béton de très bonne qualité Vc = 5000 m/s
1/12	0,96	0,97	0,99
1/8	0,94	0,96	0,98
1/6	0,92	0,94	0,97
1/4	0,88	0,92	0,96
1/3	0,83	0,89	0,94
1/2	0,75	0,83	0,92

Tableau.4.1 : Influence des armatures ; l'axe de propagation étant perpendiculaire à l'axe des aciers

Aciers de l'armature parallèle à la direction de la Propagation

Si l'armature se trouve située à une distance « a » déterminée à partir de la ligne reliant les points d'application les plus rapprochés des deux transducteurs et que la longueur de parcours entre ces deux transducteurs est L, le temps de transmission T, dans l'un ou l'autre des cas de figures 5b ou 5c, est :

$$T = \frac{L}{V_s} + 2a \sqrt{\frac{V_s^2 - V_c^2}{V_s \cdot V_c}}$$

pour $\frac{a}{L} < \frac{1 \cdot V_s - V_c}{2 \cdot V_s + V_c}$

Les armatures n'ont pas d'influence lorsque : $\frac{a}{L} > \frac{1 \cdot V_s - V_c}{2 \cdot V_s + V_c}$

La valeur de la vitesse « Vs » peut être déterminée, en envoyant une impulsion le long de l'axe de l'armature enrobée par le béton.

Cette valeur est comprise entre 6000 m/s et 5200 m/s .

Les corrections à apporter à la vitesse de propagation mesurée dans la direction parallèle aux armatures sont données dans le tableau 4.4 .

a / L	$\frac{\text{Vitesse de propagation dans le béton}}{\text{vitesse de propagation mesurée}} = \frac{V_c}{V_s}$			
	$\frac{V_c}{V_s} = 0,90$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,80$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,71$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,60$
0	0,90	0,80	0,71	0,60
1/2	0,94	0,86	0,78	0,68
1/15	0,96	0,88	0,80	0,71
1/10	0,99	0,92	0,85	0,78
1/7	1,00	0,97	0,91	0,83
1/5	1,00	1,00	0,99	0,92
1/4	1,00	1,00	1,00	1,00

Tableau.4.2 : Influence des armatures ; l'axe de propagation étant parallèle à l'axe des aciers

Pour nos mesures de l'UPV, des corrections ont été apportées automatiquement à chaque fois qu'il avait présence d'armatures au niveau de la partie à tester, en fonction des densités des armatures et de la qualité du béton.

Rapport d'essai

Le rapport d'essai doit contenir les informations suivantes :

- identification de la structure du béton ou des éprouvettes soumis à l'essai ;
- lieu de réalisation de l'essai ;
- date de l'essai ;
- description du béton (s'il est connu), y compris sa composition ;
- âge du béton au moment de l'essai (s'il est connu) ;
- température du béton au moment de l'essai (si approprié, voir B3) ;
- type et modèle d'appareillage utilisé, incluant :
 - a) les dimensions des surfaces de contact des transducteurs ;
 - b) la fréquence d'impulsion propre des transducteurs ;
 - c) les éventuelles caractéristiques particulières ;
- la disposition des transducteurs et la méthode de transmission (avec schéma, si approprié) ; des informations sur la présence d'armatures ou d'éléments en acier à proximité des zones d'essai (si elles sont connues) ;
- les états de surface et la préparation au niveau des emplacements des essais ;
- les valeurs mesurées de longueur de parcours (pour la transmission directe et la transmission semi-directe), incluant :
 - a) la méthode de mesurage ;
 - b) la précision de mesurage ;
- les valeurs calculées de vitesse de propagation du son sur chaque parcours ;
- une déclaration de la personne techniquement responsable de l'essai, indiquant que l'essai a été effectué conformément aux normes.

4.3.5. Exploitation des mesures et corrélation-résistance-UPV

Les propriétés physiques importantes des matériaux qui influent sur la vitesse de propagation du son sont le module d'élasticité et la masse volumique. Pour le béton, ces propriétés sont liées au type de granulat, à leurs proportions et à leurs propriétés physiques ainsi qu'à celles

de la pâte de ciment, qui sont essentiellement liées au rapport eau/ciment initial et à la maturité du béton. D'autre part, la résistance du béton est davantage liée au rapport eau/ciment qu'au type de granulat et aux proportions de granulat et de pâte. Par conséquent, les corrélations entre la vitesse de propagation du son et la résistance du béton sont physiquement indirectes, et doivent être établies pour un mélange de béton spécifique. L'estimation de la résistance sur la base de la seule vitesse de propagation du son n'est pas fiable pour un béton non connu.

- Corrélation à l'aide d'éprouvettes moulées

La méthode utilisée pour faire varier la résistance des éprouvettes influe sur la corrélation. Il est par conséquent essentiel d'utiliser une seule méthode de variation de la résistance pour une corrélation particulière, et il faut qu'elle soit adaptée à l'application requise. La corrélation entre la vitesse de propagation du son et la résistance est de moins en moins fiable au fur et à mesure que la résistance du béton augmente. Une corrélation obtenue en faisant varier l'âge du béton convient pour contrôler l'évolution de la résistance, mais pour le contrôle de la qualité il est préférable que la corrélation ait été obtenue en faisant varier le rapport eau/ciment.

Il convient que les éprouvettes d'essai soient conformes aux exigences de l'EN 12390-1 et EN 12390-2. Il convient de couler au moins trois éprouvettes par lot. Il est recommandé de mesurer la vitesse de propagation du son entre les faces moulées d'éprouvettes cubiques ou axialement par des éprouvettes cylindriques ou des carottes. Dans le cas de poutres, il est préférable de mesurer la vitesse de propagation du son dans le sens de leur longueur afin d'obtenir une meilleure précision. Pour chaque éprouvette, il convient d'effectuer au moins trois mesurages, entre le sommet et la base. Il convient que la différence entre les temps de parcours mesurés sur chaque éprouvette soit comprise dans les limites de ± 1 % de la valeur moyenne de ces trois mesurages ; dans le cas contraire, il convient de rejeter l'éprouvette et de

la considérer comme anormale. Il convient ensuite d'effectuer un essai de résistance des éprouvettes selon les méthodes décrites dans l'EN 12390-3.

La vitesse moyenne de propagation du son et la résistance moyenne obtenues à partir de chaque série de trois éprouvettes rigoureusement identiques fournissent les données permettant d'établir une courbe de corrélation.

Une courbe de corrélation établie de cette manière ne s'applique qu'aux éprouvettes confectionnées, durcies et soumises à essai de la même manière ; des courbes de corrélation différentes seront obtenues pour les mêmes bétons si l'on remplace la cure dans l'eau par le séchage à l'air.

- **Corrélation par essais sur carottes**

Lorsque l'on effectue une corrélation à partir d'essais sur carottes effectués dans une structure, il n'est pas possible de faire varier délibérément la résistance du béton. Il convient par conséquent d'avoir recours à des essais de vitesse de propagation du son pour localiser les zones de qualité différente, et les carottes prélevées dans ces zones donneront une plage de résistances. Il convient, pour établir la corrélation, d'utiliser la vitesse de propagation du son à travers le béton aux mêmes emplacements que les carottages. Les vitesses de propagation du son obtenues sur des carottes après découpe et immersion seront généralement supérieures à celles obtenues avant carottage et il n'est pas recommandé de les utiliser pour effectuer une corrélation directe.

Il convient de préparer les extrémités des carottes et de les soumettre à l'essai de résistance conformément à l'EN 12504-1, et d'établir une courbe de corrélation.

4.4. Méthodologie de l'essai rebound hammer (scléromètre)

4.4.1. Principe du rebound hammer (scléromètre)

L'essai au scléromètre consiste à projeter une masse sur la surface du béton avec une énergie initiale constante (figure 6). Suite au choc, une partie de l'énergie est absorbée par le béton (énergie de déformation permanente), l'autre partie provoque le rebondissement de la masse mobile qui est proportionnel à l'énergie restée disponible.

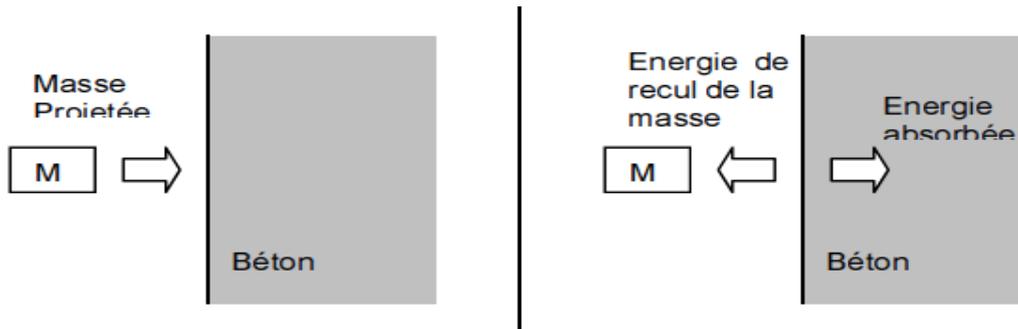


Figure.4.4 : Illustration du principe du scléromètre

L'indice de rebondissement est la mesure enregistrée sur une échelle graduée fixe par rapport au bâti de l'appareil de scléromètre, après la projection d'une masselotte chargée par ressort sur une tige métallique en contact avec la surface du béton. Cette mesure est fonction de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal.

4.4.2. Equipement et mode opératoire

L'appareil utilisé est un scléromètre Schmidt modèle N standard qui permet de faire des mesures sur des bétons dont les résistances sont comprises entre 10 et 70 MPa (figure)

Selon la nature du produit à tester, il convient de choisir le modèle dont l'énergie de percussion est adaptée (voir tableau comparatif 4.1).

Pour l'industrie des composants en béton, les modèles N et NR sont préconisés.

Energie de percussion (joules)	Matériaux testés	Modèles de scléromètre
0,735	Eléments de faible dimensions et sensibles au choc	L - LR
0,883	Matériaux légers, revêtements, enduits	P
0,883	Matériaux très légers, béton jeune, mousse, plâtre	PT
2,207	Bétons : bâtiments, ouvrages d'art	N - NR
29,430	Béton : routes et ouvrages de grandes dimensions	M

Tableau.4.3 : modèles de scléromètre en fonction du matériau testé.

Description de l'équipement

Sur la face cylindrique du scléromètre il y a :

- Une règle de mesure avec indexe
- Un bouton poussoir à l'opposé de la règle de mesure
- Un abaque permettant le calcul de la résistance du béton en fonction du rebond de la bille.
- Sur une des extrémités du scléromètre il y a une sonde.



Figure.4.5 : Pratique de l'essai au scléromètre sur un mur de béton

Etalonnage de l'appareil

Le scléromètre doit être contrôlé par des essais d'étalonnage, car les constantes des ressorts changent après plusieurs utilisations.

Deux méthodes sont utilisées pour l'étalonnage du scléromètre :

Sur bloc en néoprène armé

Cette méthode consiste à effectuer sur le bloc en néoprène, posé sur une assise rigide et plane, deux séries de 27 mesures et calculer la moyenne de l'indice sclérométrique. La position de l'appareil doit être verticale.

Sur éprouvettes de béton

Cette méthode consiste à déterminer la moyenne de l'indice sclérométrique par des mesures effectuées sur trois séries de trois éprouvettes de béton, correspondant aux trois résistances à la compression 15, 25 et 35 MPa.

La moyenne de l'indice est déterminée pour chaque niveau de résistance.

Les mesures de l'indice sont suivies d'un essai d'écrasement des éprouvettes.

Les trois couples de valeurs sont reportés sur le graphique de la figure 14.

Dans le cas où les trois points représentatifs se retrouvent à l'intérieur du fuseau, donc le fonctionnement de l'appareil est satisfaisant.

Dans le cas contraire, le fonctionnement de l'appareil est défectueux. Une révision est nécessaire avec un certificat d'étalonnage.

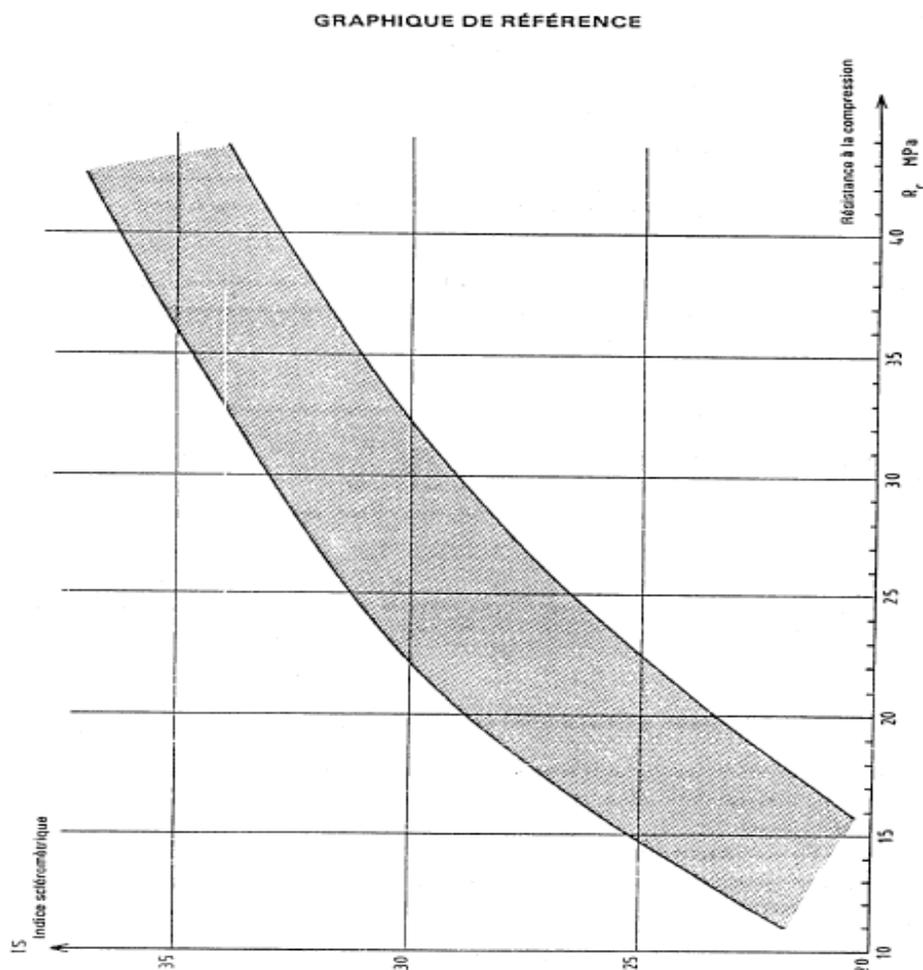


Figure.4.6 : Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil sur éprouvettes

Mode opératoire :

Préparation de la surface :

Les mesures doivent être effectuées sur des surfaces nettes ne présentant pas des nids de gravier, des écaillages, une texture grossière, une porosité élevée ou des armatures affleurantes.

La préparation de la surface consiste à éliminer tout enduit ou peinture adhérent ou poncer si cette surface est constituée d'une couche superficielle friable. Toute trace d'eau sur la surface doit être essuyée.

Le mode opératoire de l'essai est le suivant

- Placer la sonde à l'endroit de la mesure,
- L'essai s'effectue avec l'appareil placé en position perpendiculaire à une surface lisse.
- Amener la tige au contact du béton et presser l'appareil dans le sens de l'effort exercé.
- Mesurer le rebondissement de la masselotte en observant la nouvelle position prise par l'index devant l'échelle graduée.
- Effectuer au moins 10 mesures successives dans la même zone. La surface de cette zone est équivalente à celle d'un carré d'environ 25 cm de côté. Au cours de ces mesures, il convient de ne pas effectuer l'essai à moins de 3 à 4 cm des bords de l'élément testé.

➤ Relevé des mesures sur ouvrage

La surface de mesure doit être divisée en zones de 400 cm² au moins.

Chaque zone est structurée en un grillage de points de mesure ayant pour espacement $d = 30 \div 50$ mm. Les points de mesures extrêmes doivent être au moins à 30 mm des bords de la surface testée.

Points de mesures :

Le nombre de points de mesures dépend des dimensions de l'ouvrage testé. Pour un grand panneau (dalle, voile, radier...) les points de mesure sont situés aux intersections d'un quadrillage d'une maille de 0,5 m, dans le cas des petits éléments (poteaux, poutres..) les mesures se font en six points. (voir figures ci-dessous).

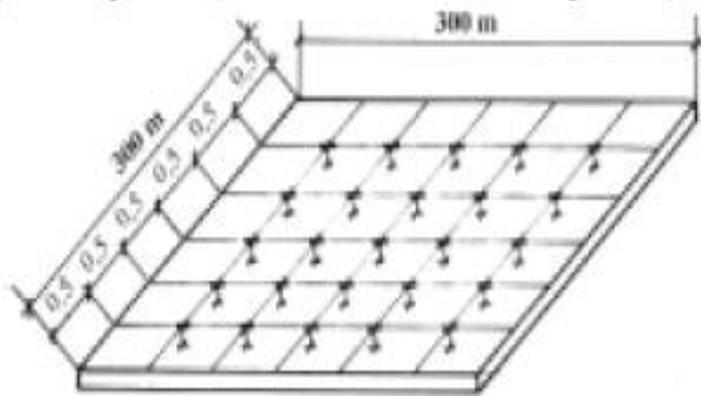


Figure.4.7 : Points de mesures pour un panneau (exemple dalle 3 x 3 m²)

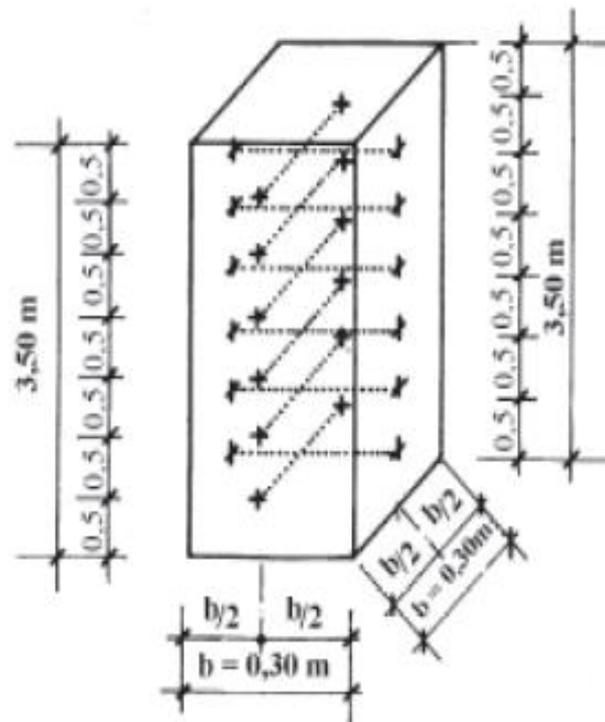


Figure.4.8 : Points de mesures pour un poteau de 3,5 m de hauteur et de section de 30 x 30

Pour notre cas, il est à noter qu'il y a eu 5 mesures pour chaque face soit 10 lectures de l'indice du rebound hammer.

Relevé des mesures sur éprouvettes :

Il est procédé au relevé de 27 mesures sur éprouvettes cylindriques 16 x 32 avec le respect des distances montrées sur la figure.

Les éprouvettes doivent être maintenues entre les plateaux de la presse sous une contrainte de 0.5 MPa. Les mesures au scléromètre ne peuvent être effectuées qu'après 48h de la sortie des éprouvettes de leur ambiance de conservation.

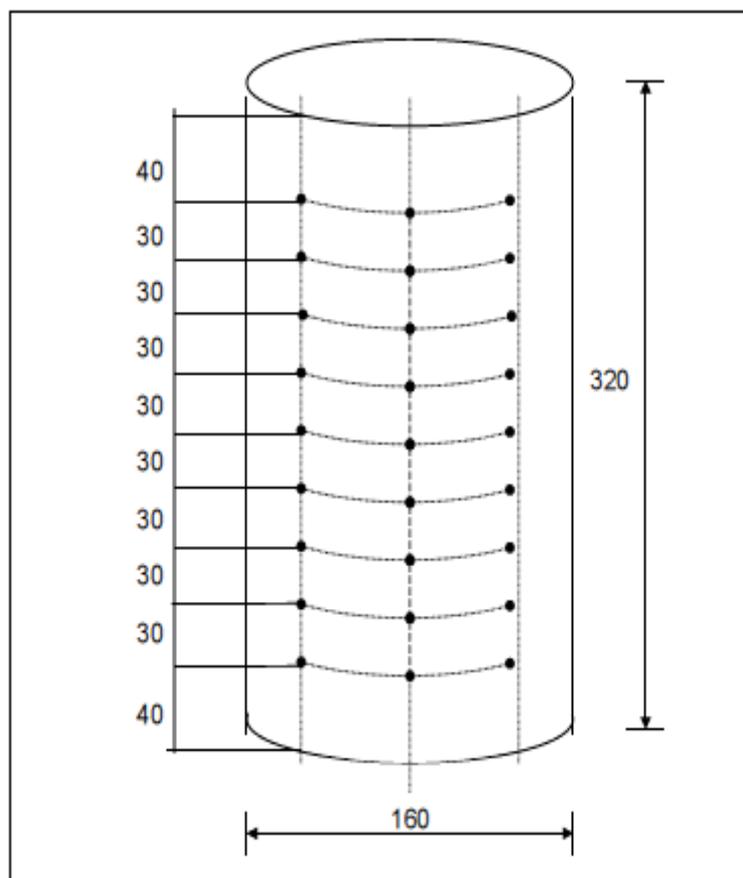


Figure.4.9 : Grille de mesure sur éprouvette

4.4.3. Influence de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontale:

La valeur de l'indice de rebondissement doit être corrigée si l'ouvrage testé n'est pas vertical.
(voir figure ci-dessous).

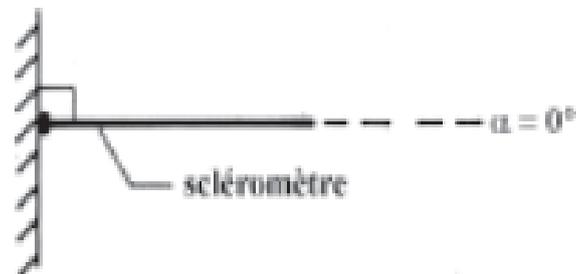


Figure.4.10 : Essai au scléromètre sur un élément vertical



Figure.4.11 : Essai au scléromètre sur des éléments horizontaux

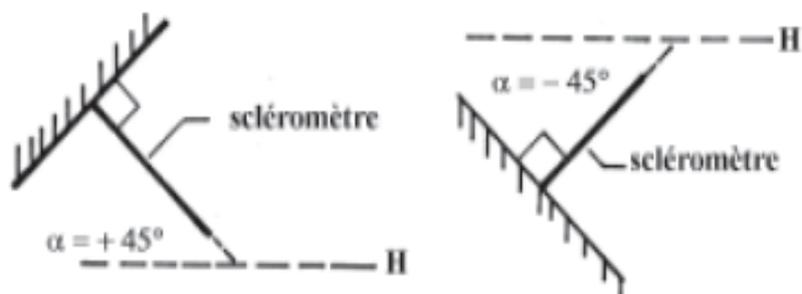


Figure.4.12 : Essai au scléromètre sur des éléments inclinés

Indice de rebondissement	Correction de la valeur de l'indice de rebondissement pour les différents angles d'inclinaison de l'appareil			
	Essais vers le haut		Essais vers le bas	
	+90°	+45°	- 90°	- 45°
20	Non valable	Non valable	+2,4	+3,2
20	-5,4	-3,5	+2,4	+3,4
30	-4,7	-3,3	+2,3	+3,1
40	-3,9	-2,0	+2,0	+2,7
50	-3,1	-2,1	1,6	+2,2

Tableau.4.4 : coefficients de correction de l'indice de rebondissement pour les différents angles d'inclinaison

Il est à noter que pour notre cas l'orientation du rebound hammer pour les poteaux était perpendiculaires au poteau.

$$\alpha = 0$$

4.4.4. Exploitation des résultats et corrélation RH-résistance

Pour chaque zone de surface testée, l'indice de rebondissement ou le rebound number retenu correspond à la médiane des valeurs individuelles d'indice. L'indice pour plusieurs zones constitutives est déterminé en calculant la moyenne des valeurs médianes.

Il existe plusieurs méthodes pour la transformation des indices sclérométriques en résistance mécanique à la compression du béton.

Méthode de la courbe unique

Dans la plupart des cas, la composition du béton ainsi que les conditions de conservation influençant la corrélation « Indice sclérométrique – Résistance du béton » sont inconnues. On utilise alors une courbe de transformation unique figurant sur l'appareil. Seulement elle n'est applicable que pour certains types de granulats et certains types de bétons ; étant donné que nous n'avons aucune connaissance des composants du béton, elle est donc inapplicable.

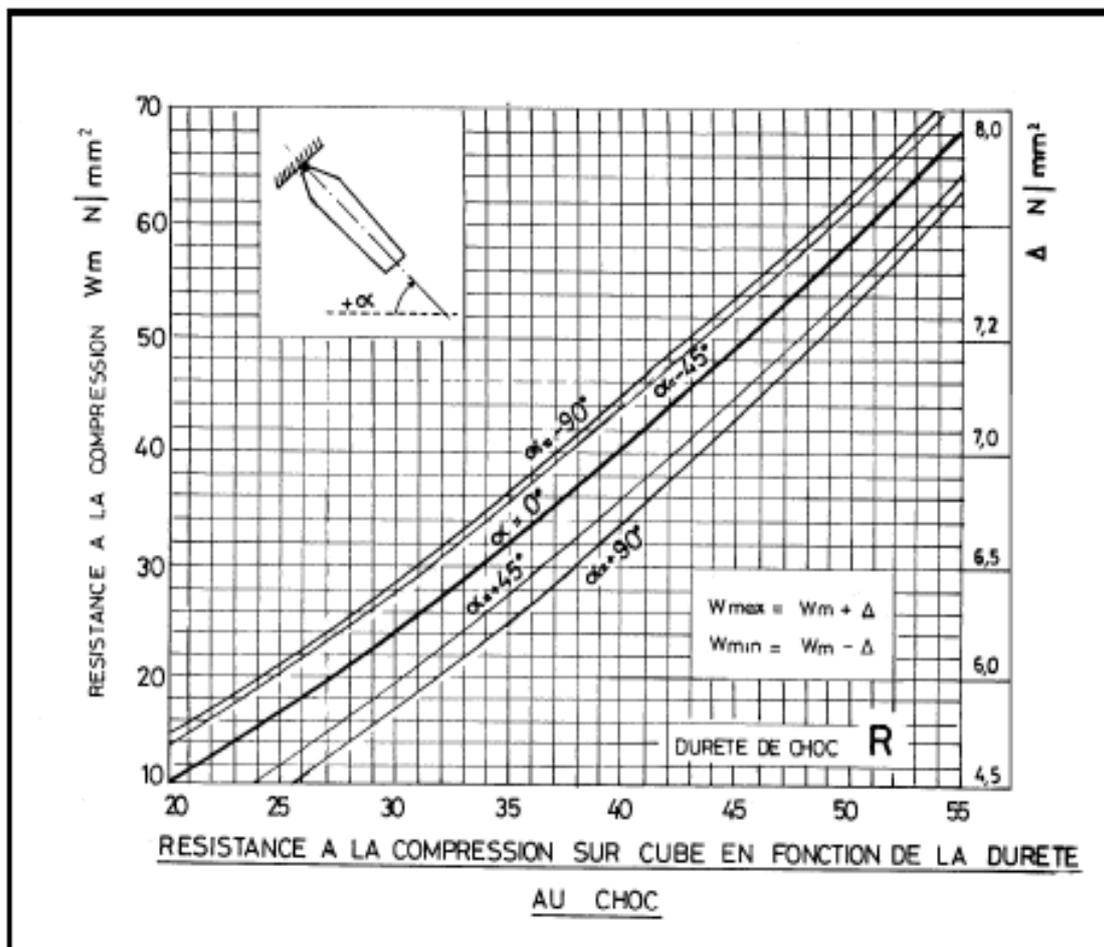


Figure.4.13 : Courbe de transformation unique

Méthode de la courbe de calibrage

Cette méthode est utilisée dans les usines de préfabrication où les matières premières sont relativement constantes.

La courbe de calibrage est déterminée en effectuant l'essai au scléromètre sur au minimum 30 éprouvettes. Elle s'avère alors inapplicable dans notre cas.

➤ Méthode des coefficients d'influence non corrigés

Dans le cas de la non-disponibilité des éprouvettes pour la détermination de la courbe de calibrage, et l'existence des données sur la composition du béton à tester, on considère que ces informations sont suffisantes pour déduire une courbe des valeurs corrigés.

Les valeurs corrigées n'offrent pas la même précision que la courbe de calibrage mais sont préférables aux valeurs données par la courbe unique illustrée sur l'appareil.

Pour cette méthode, on admet comme béton de référence un béton ayant la composition suivante :

- Ciment type CPA400 dosé à 300 kg/m³
- Granulats roulés siliceux
- Indice de maturité 1000
- Humidité résultant d'une conservation durant 1 jour dans le moule, 6 jours dans l'eau et 21 jours à l'air, à 40-60% d'hygrométrie relative.

Pour ce béton, la corrélation indice scléromètre – résistance à la compression est égale à :
27,2

$$C_{n09} \cdot 0 R = (\text{kg/cm}^2)$$

La courbe d'étalonnage définie par la relation ci-dessus est reproduite pour un coefficient de transformation $C_t = 1.0$ (coefficient C_t pour béton sec).

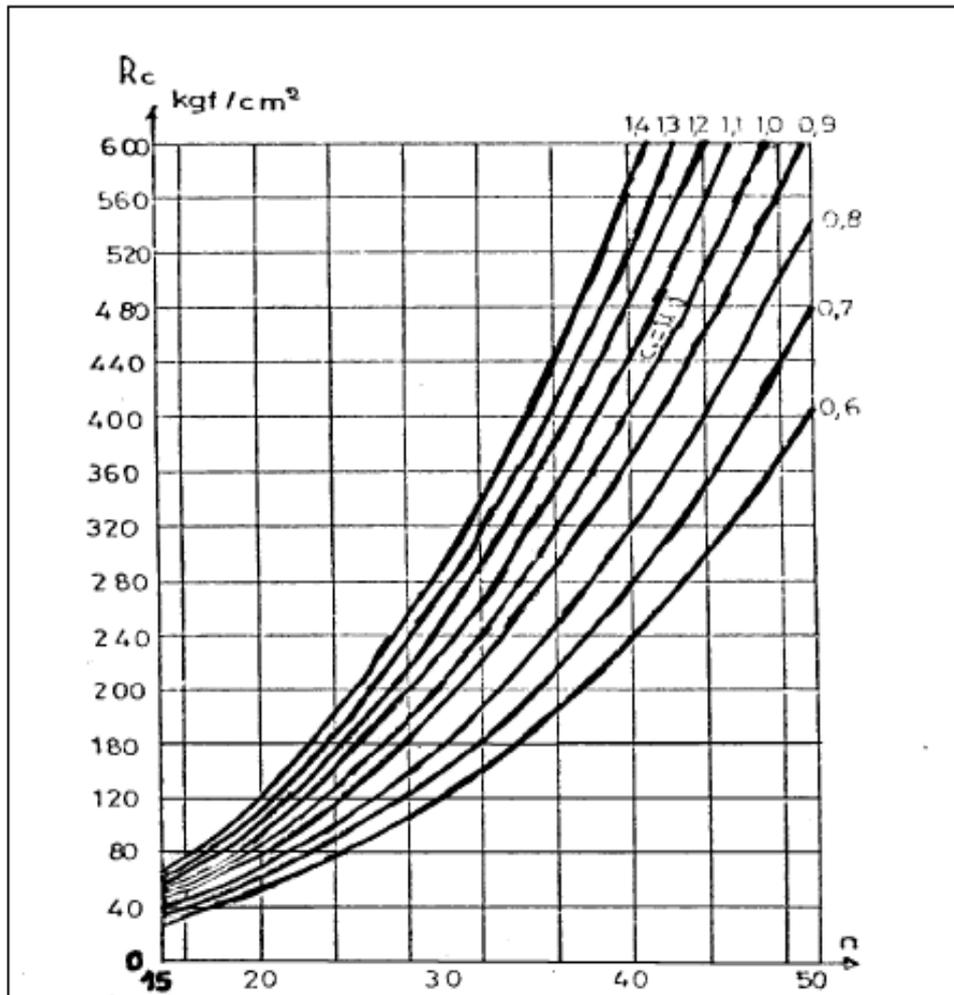


Figure.4.14 : Courbes d'étalonnage pour bétons conservés à l'air

Si les bétons à tester diffèrent du béton de référence, la correction est faite à l'aide du coefficient total d'influence C_t pris égal à :

$$C_t = C_c \cdot C_d \cdot C_a \cdot C_m \cdot C_u$$

Avec :

C_c : coefficient d'influence du type de ciment

C_d : coefficient d'influence du dosage en ciment

C_a : coefficient d'influence du type de granulas

C_m : coefficient d'influence de la maturité du béton

C_u : coefficient d'influence de l'humidité du béton

➤ Méthode des coefficients d'influence corrigés

Généralement, au moment de l'essai, on dispose de 03 éprouvettes coulées dans les mêmes conditions de conservation, de mise en œuvre et de composition que celles du béton de la structure.

Chacune de ces éprouvettes cubiques est soumise à l'essai non destructif au scléromètre en 6 à 10 points afin de déterminer la résistance du béton de composition standard R_{Ci}^{st} correspondant à l'indice sclérométrique moyen de l'éprouvette i .

L'éprouvette est soumise ensuite à l'essai d'écrasement afin de calculer le rapport :

$$C_{Ci}^{st} = \frac{R_{Ci}^{exp}}{R_{Ci}^{st}}$$

R_{Ci}^{exp} : résistance à la compression de l'éprouvette i déterminée à l'aide de la presse

R_{Ci}^{st} : résistance à la compression de l'éprouvette i déterminée à l'aide du Scléromètre.

4.5. Procédure de prélèvement de carottes

4.5.1. Introduction

Le recours au carottage du béton armé peut avoir plusieurs objectifs.

- Tout d'abord dans un dallage afin de permettre la réalisation d'essais géotechniques sur le sol en place tel que des pénétromètres dynamiques ou des tarières. Ceci pour caractériser le sol sous la structure dans le cadre d'une rénovation ou d'une restructuration.
- Déterminer les caractéristiques chimiques et mécaniques d'un élément en béton de la structure, en effectuant des essais de compressions sur les carottes prélevées, mais aussi des analyses chimiques et microscopiques afin de déterminer leur quantité.

- Déterminer les caractéristiques des couches constituant de l'élément (épaisseur du revêtement, de la chape, du béton,...)

4.5.2. Méthodologie

Choix de la zone de prélèvement

Le choix des zones de prélèvement ainsi que du nombre de prélèvements est fonction des caractéristiques que l'on veut mettre en évidence, Une zone saine sera choisie pour servir de référence. Le carottage ne doit pas porter atteinte à la stabilité ou à la résistance structurelle de l'ouvrage.

Vitesse de rotation du carottier

La vitesse de rotation du carottier est fonction du diamètre du carottier et de la qualité du béton. Un béton dure nécessite une faible vitesse de rotation alors qu'un béton abrasif nécessitera une vitesse plus élevée.

Vitesse d'avancement du carottier

La vitesse d'avancement du carottier est fonction de la dureté du béton, ainsi que de l'usure de la couronne du carottier.

Examen des trous de carottage

Les trous de carottage doivent être examinés de façon à apporter des informations supplémentaires sur la qualité du béton (endoscope et photographies).

Stockage des éprouvettes

Le stockage des carottes est conforme à la norme NF EN 12504-1. Les carottes doivent être protégées contre la dessiccation et pour ce faire, mises dans un sac en plastique fermé à chacune de ses extrémités.

Dimensions des carottes

Les dimensions minimales des carottes sont fonction des essais auxquels elles sont destinées. Pour les essais mécaniques : le diamètre doit être au moins égal à 3 D (D = dimension du plus gros granulat). Un élanement de 2 est souhaitable.

Rebouchage des trous de carottage

Il est recommandé de reboucher les trous des carottages à l'aide d'un mortier à retrait limité.

Matériel nécessaire au carottage

L'ensemble du matériel est constitué d'un bâti, d'un moteur et d'un carottier. Le refroidissement de ce dernier peut se faire soit avec de l'eau, soit avec de l'air dans le cas d'un carottage à sec. La fixation du bâti se fait par chevillage dans le béton (Fig.4.14).



Figure.4.15 : Mise en place d'un carottier à la surface d'une paroi en béton.



Figure.4.16 : Mise en place d'un carottier à la surface d'une dalle en béton.

Le mode opératoire suivant est valable pour un sous eau. Cependant il existe d'autres carotteuses à main ou les carotteuses à sec.

▪ Les avantages à utiliser ce matériel sont les suivants

- Précision grâce à la stabilité du montant
- Carottage perpendiculaire à la surface de l'élément
- Pas de génération de poussière du fait que l'opération se fait sous eau.

▪ Les inconvénients à utiliser ce matériel sont les suivants :

- Nécessite de transporter beaucoup de (carotteuse, colonne, bombonne d'eau,...)
- Génère une boue (mélange d'eau avec de la poudre de béton)
- Mise en station sur un point de sondage relativement longue.

Mode opératoire d'un prélèvement de béton

- Repérer la zone dans laquelle doit se faire le sondage
- Planter le point de sondage après avoir vérifié à l'aide d'un pachomètre par exemple la présence ou non de réseaux et/ou d'armatures
- Choisir le diamètre du carottier en fonction de la densité des armatures et des réseaux afin d'éviter de les avoir dans la carotte
- Fixer la colonne au support
 - Perçage du support,
 - mise en place d'une goupille dans le trou préalablement réalisé,
 - vissage d'une tige filetée dans la goupille,
 - positionnement de la colonne sur la tige filetée,
 - serrage au boulon
- Accrocher la carotteuse à la colonne
- Relier la bombonne d'eau à la carotteuse
- Mettre sous pression l'eau :
- Ouvrir l'arrivée d'eau
- Démarrer la machine
- Carotter à la vitesse préconisée.

4.5.3. Informations dans le procès-verbal des prélèvements

Le procès-verbal des carottages devra comporter au moins les éléments suivants :

- les références de l'ouvrage ;
- l'emplacement des carottages sur l'ouvrage ou la partie d'ouvrage ayant subi un incendie ;
- la date des carottages ;
- le diamètre et la longueur de chaque carotte ;
- des photographies ou une description de chaque carotte et toutes autres informations pouvant apporter un éclairage sur les dégradations observées.

4.6. Essais de compression sur les carottes (et éprouvettes) et exploitation des résultats

Après avoir rectifié les carottes pour obtenir préférentiellement un élancement de un (c'est que le diamètre est égal à la hauteur), il est possible de procéder à des essais de résistance à la compression avec une presse adéquate.

4.6.1. Introduction

La résistance maximale en compression R_c (MPa) est l'une des propriétés les plus importantes du béton. L'évaluation de la résistance à la compression est réalisée sur un béton de 28 jours par un test de compression uni-axial.

4.6.2. Méthodologie

Après avoir terminé avec les différents essais, les éprouvettes cylindriques et carottes sont alors préparées pour passer dans la presse pour être écrasées.



Figure.4.17 : Essai de compression sur éprouvettes cylindriques en béton

Matériel nécessaire

- Une presse
- Un bâti de compression



Figure.4.18 : Mise en place du bâti de compression

Mode opératoire

- Placez l'éprouvette dans le dispositif de compression avec une face latérale de moulage sur chaque enclume d'appui.
- Abaissez manuellement la grosse vis jusqu'au contact du plateau supérieur avec le bâti de compression
- Fermez la porte de sécurité et la vanne d'évacuation
- Ouvrir la vanne 600 kN
- Fermez les 2 autres vannes
- Tournez la vanne de vitesse de mise en charge au minimum
- Mettre la pompe en route

- Appliquez la charge en tournant la vanne de vitesse de mise en charge de 10 tours environ (+)
- Laissez ainsi jusqu'à rupture relevez la valeur de la charge maxi F_c .
- Dès l'éprouvette rompue, tournez la vanne de mise en charge au minimum (-)
Ouvrir la vanne d'évacuation et arrêter la pompe.

Résultat

- La résistance en compression R_c en Mpa est donnée par la formule:

$$\mathbf{R_c = F_c/s}$$

F_c est la charge appliquée sur l'éprouvette à la rupture en **N**

S est la surface comprimée (éprouvette ou carotte)

4.6.3. Interprétation des résultats

Comme pour le cas des carottes, il est possible d'utiliser l'approche A de la première méthode de la norme NF EN 13791. La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

- *La résistance moyenne d'essai – k_2*s*
- *La résistance la plus faible d'essai + 4 Mpa*

Avec :

- *s : la plus grandes des deux valeurs 2 MPa ou l'estimation de l'écart type des résultats*
- *k_2 : indiqué dans les dispositions nationales ou égal à 1.48.*

- On a prélevé entre trois et quatorze carottes :

Dans ce cas-là, il faut appliquer l'approche B de la première méthode de la norme NF EN 13791.

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

- La résistance moyenne d'essai – k
- La résistance la plus faible d'essai + 4 MPa

Avec :

- K dépendant du nombre d'essai

Nombre d'essais	K
De 10 à 14	5
De 7 à 9	6
De 3 à 6	7

Tableau.4.5 : valeurs du coefficient K en fonction du nombre d'essais.

Cette résistance ainsi obtenue est nommée **F_{ck,js}**.

De ce fait, il est possible d'assimiler cette résistance à celle qu'on aurait obtenue sur des cubes de 150x150 mm.

En divisant ce résultat par 0.85 on obtient la classe de résistance à la compression conforme à la norme EN 206-1.

4.7. Corrélations des résultats

L'interprétation des résultats se fait par une combinaison de corrélations entre les techniques non destructives et les valeurs obtenues des essais mécaniques.

- Corrélations entre les résistances à 28 jours des éprouvettes (16/32) coulées sur chantier pour un béton dosé à 350 kg/m³ et conservées à l'air et les mesures du contrôle non destructif en occurrence le scléromètre et les ultrasons ;

- Corrélations entre les résistances des carottes prélevées sur l'ouvrage en cours de réalisation. (La partie des prélèvements : poteaux 1^{er} étage et 3^{eme} étage, le nombre de carottes est de 6, avec un diamètre de 6.5 cm et une hauteur de 13cm.

Les éprouvettes et les carottes sont nettoyées et soumises à l'essai mécanique ; les résistances à la compression sont corrigées pour valoir celles des cubes 20×20 cm pour pouvoir ensuite les associer aux mesures obtenues des essais au scléromètre et aux ultrasons effectués sur les parties de prélèvement des éprouvettes et des carottes. Les résultats sont portés sur les deux tableaux ci-dessous :

Site 1

Niveau	élément	Indice N	V (upv) m/s	Résistance-éprouvette MPa
RDC	Poteau	29	3980	34,5
RDC	Poteau	30	4100	34,0
RDC	Poteau	26	3870	34,0
RDC	Poteau	28	3950	36,0
RDC	Poutre	30	4180	36,0
RDC	Poutre	30	4090	33,0
1 ^{er} étage	Poteau	22	3730	37,0
1 ^{er} étage	Poteau	27	3890	35,5
1 ^{er} étage	Poteau	26	3850	34,0
2 ^e étage	Poteau	23	3780	38,5
2 ^e étage	Poteau	26	3810	37,5
2 ^e étage	Poteau	26	3800	36,5
3 ^e étage	Poteau	22	3720	35,0
3 ^e étage	Poteau	22	3710	37,0
3 ^e étage	Poteau	23	3780	36,0
3 ^e étage	Poutre	30	4130	25,5
3 ^e étage	Poutre	30	4190	27,0
3 ^e étage	Poutre	30	4160	26,5

Tableau.4.6 : Résultats des essais pour les éprouvettes.

La résistance caractéristique calculée selon l'approche A est de : $f_{ck, is} = 29,5 \text{ Mpa}$

Les écarts types standard pour les 3 mesures sont :

N: SD=3,14 soit 11%

V: SD=172 soit 4%

Res: SD=3,9 soit 12%

Niveau	élément	Indice N	V (upv) m/s	Résistance-carottes MPa
RDC	Poteau	26	3860	13,0
RDC	Poteau	25	3830	12,5
RDC	Poteau	27	3890	14,6
RDC	Poteau	28	3920	15,8
RDC	Poutre	24	3790	12,7
RDC	Poutre	26	3870	13,5
1 ^{er} étage	Poteau	27	3890	9,2
1 ^{er} étage	Poteau	22	3730	9,6
1 ^{er} étage	Poteau	26	3850	14,7
2 ^e étage	Poteau	24	3780	16,5
2 ^e étage	Poteau	25	3840	17,6
2 ^e étage	Poteau	26	3890	13,0
3 ^e étage	Poteau	23	3780	12,5
3 ^e étage	Poteau	25	3710	12,4
3 ^e étage	Poteau	24	3720	11,8
3 ^e étage	Poutre	27	3900	13,0
3 ^e étage	Poutre	28	3930	15,2
3 ^e étage	Poutre	28	3940	13,7

Tableau.4.7 : Résultats des essais pour les carottes.

La résistance caractéristique calculée selon l'approche A est de : $f_{ck, is} = 13,2 \text{ Mpa}$

Les écarts types standard pour les 3 mesures sont :

N: SD=1,8 soit 7%

V: SD=7,3 soit 2%

Res: SD= 2,2 soit 16%

Les variabilités des mesures des 2 essais non destructifs pour le site 1 sont illustrées dans les histogrammes suivants pour les 18 éléments testés et pour les 2 séries :

- ✓ Serie éprouvette
- ✓ Serie carotte

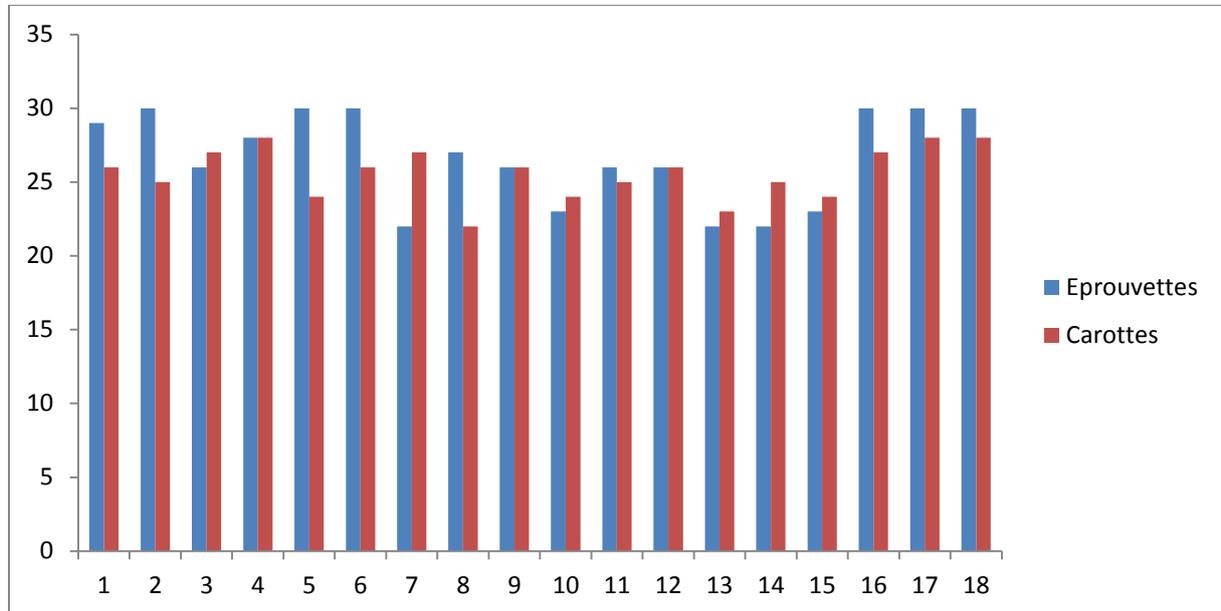


Figure.4.19 : Variabilité de N

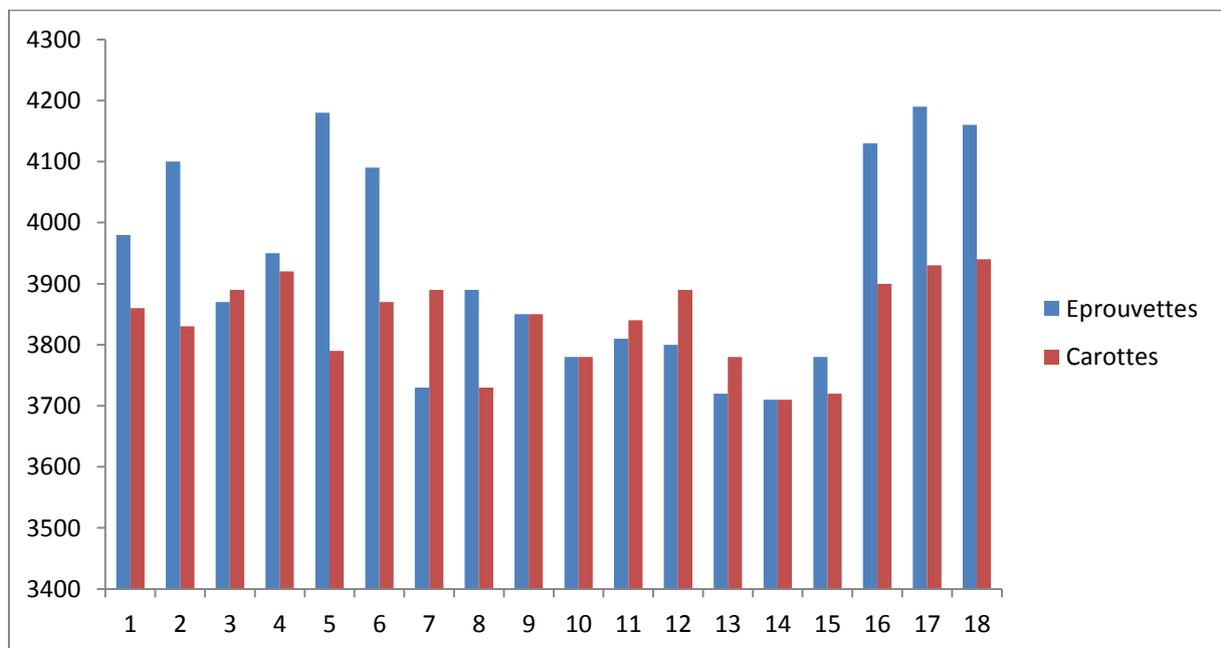


Figure.4.20 : Variabilité de V

Site 2

Niveau	élément	Indice N	V (upv) m/s	R résistance-épreuve MPa
RDC	Poteau	36	4349	30,9
RDC	Poteau	33	4253	28,8
RDC	Poteau	35	4246	27,6
RDC	Poteau	30	3929	25,5
RDC	Poutre	35	4115	26,7
RDC	Poutre	29	3976	24
1 ^{er} étage	Poteau	31	4108	25,7
1 ^{er} étage	Poteau	28	4226	28,4
1 ^{er} étage	Poteau	32	3987	22,3
2 ^e étage	Poteau	34	4079	25,3
2 ^e étage	Poteau	35	4128	26,9
2 ^e étage	Poteau	33	4028	23,7
3 ^e étage	Poteau	31	4024	23,5
3 ^e étage	Poteau	27	4070	26,1
3 ^e étage	Poteau	35	4125	25,9
3 ^e étage	Poutre	34	4110	26,5
3 ^e étage	Poutre	31	4070	24,5
3 ^e étage	Poutre	28	4220	22,5

Tableau.4.8 : Résultats des essais pour les éprouvettes.

La résistance caractéristique calculée selon l'approche A est de : $f_{ck, is} = 26,5 \text{ MPa}$

Les écarts types standard pour les 3 mesures sont :

N: SD=2,8 soit 8%

V: SD=110 soit 2,6%

Res: SD=5 soit 18%

Niveau	élément	Indice N	V (upv) m/s	R résistance- carottes (MPa)
RDC	Poteau	30,9	4349	19,8
RDC	Poteau	28,8	4253	14,8
RDC	Poteau	28,7	4246	13,9
RDC	Poteau	22,5	3929	8,1
RDC	Poutre	26,7	4115	16,3
RDC	Poutre	24	3976	12,9
1 ^{er} étage	Poteau	25,7	4108	15,7
1 ^{er} étage	Poteau	28,4	4226	17,6
1 ^{er} étage	Poteau	22,3	3987	11,8
2 ^e étage	Poteau	25,3	4079	15,9
2 ^e étage	Poteau	26,9	4128	17,8
2 ^e étage	Poteau	23,7	4028	13,4
3 ^e étage	Poteau	23,7	4024	13,9
3 ^e étage	Poteau	26,1	4070	17,9
3 ^e étage	Poteau	26,9	4125	13,9
3 ^e étage	Poutre	25	4100	14,5
3 ^e étage	Poutre	27	4210	16,3
3 ^e étage	Poutre	28	4170	18,2

Tableau.4.9 : Résultats des essais pour les carottes

La résistance caractéristique calculée selon l'approche A est de : $f_{ck,is} = 12,1 \text{ MPa}$

Les écarts types standard pour les 3 mesures sont :

N: SD=2,4 soit 9%

V: SD=110 soit 2,6%

Res: SD=2,8 soit 18 %

Les variabilités des mesures des 2 essais non destructifs pour le site 2 sont illustrées dans les histogrammes suivants pour les 18 éléments testés et pour les 2 séries :

- ✓ Série éprouvette
- ✓ Série carottes

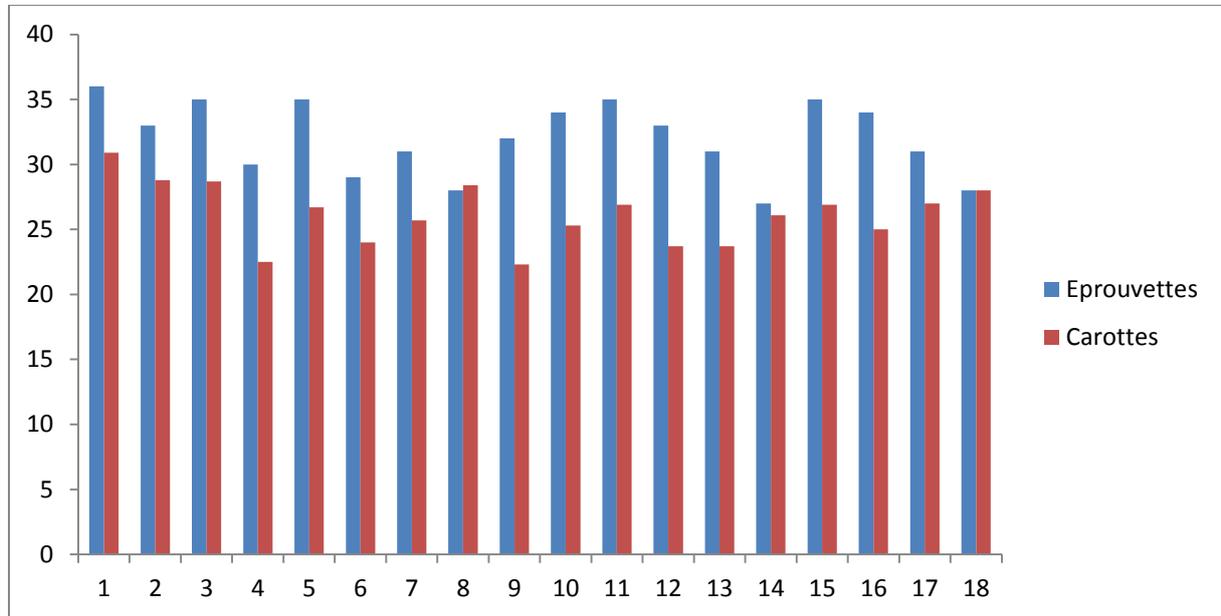


Figure.4.21 : Variabilité de N

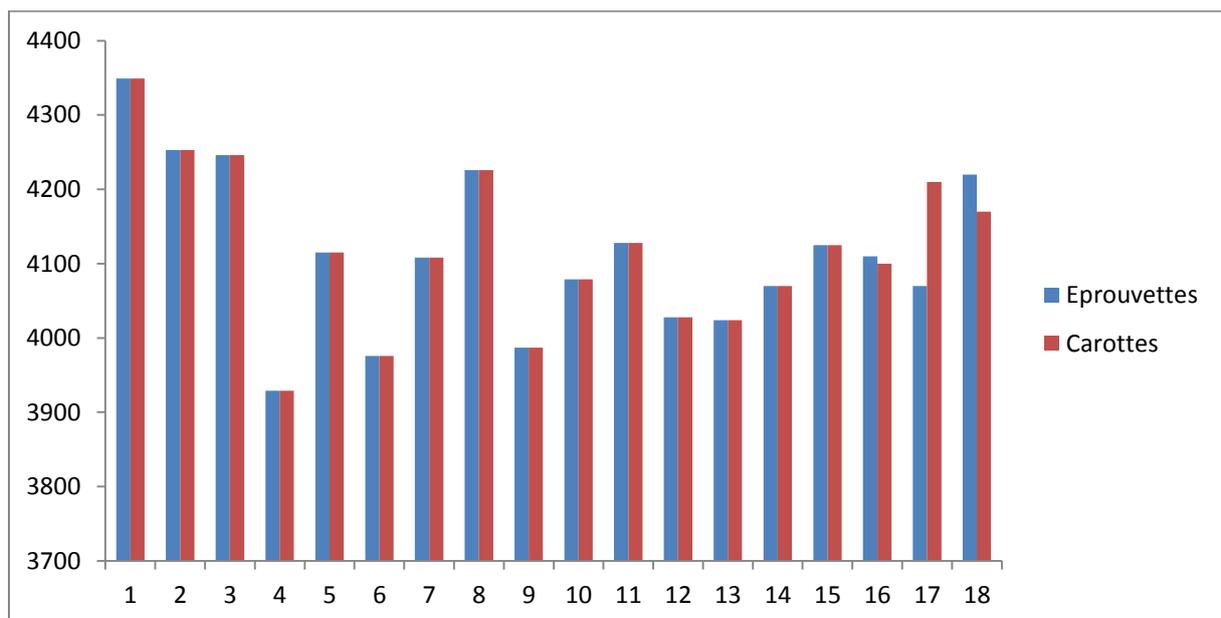


Figure.4.22 : Variabilité de V

- Les mesures UPV (ondes de compression longitudinales) obtenues grâce à l'appareil Tico sont la moyenne de trois lectures d'essais (bas-milieu-haut) du poteau.
- Les mesures du rebound number sont la moyenne de 10 lectures sur les éléments testés.
- Les carottes ont été prélevées en prenant soin d'éviter les parties ferrillées grâce au détecteur d'armatures et au niveau des endroits où on a procédé aux deux techniques non destructives.

Chapitre 5

Résultats et discussions

L'analyse statistique semble être le moyen incontournable pour interpréter les données observées ; l'utilisation des résultats des essais mécaniques sur éprouvettes et carottes est nécessaire pour pouvoir calibrer ces essais.

Dans cette étude ; L'analyse de régression multi-variables est alors utilisée avec développement d'algorithmes dans l'environnement Matlab.

Deux types de relation de corrélation sont établis

- relations de corrélation entre les résultats des essais mécaniques des éprouvettes et celles issues du contrôle non destructif (scléromètre et ultrasons),
- relations de corrélation entre les résultats des essais mécaniques des carottes et celles issues du contrôle non destructif (scléromètre et ultrasons),

Pour chaque type 3 courbes de corrélation sont développées ; les valeurs des résultats des essais sont plotées dans des graphes, Matlab est utilisé pour extraire les courbes de tendance (courbe de régression) et les coefficients de détermination R^2 sont déterminés pour chaque courbe de régression.

La régression linéaire simple est adoptée pour les corrélations :

- Résistance R (variable dépendante) –vs- l'indice sclérométrique N (variable indépendante) figure 1 et 4.
- Résistance R (variable dépendante) –vs- la vitesse ultrasonique V (variable indépendante) figure 2 et 5.

La régression linéaire multiple est adoptée pour les corrélations

- Résistance R (variable dépendante) –vs- l'indice sclérométrique N et vitesse ultrasonique V (variables indépendantes) figure 3 et 6.

Les résultats des corrélations sont résumés dans les tableaux qui suivent pour les deux sites.

❖ Site 1

Corrélations-épreuves

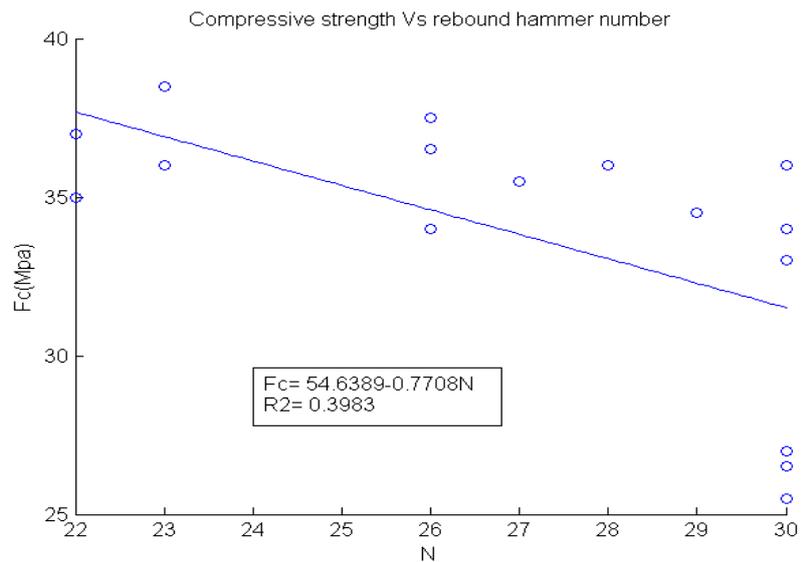


Figure.5.1 : Corrélation entre indice du scléromètre et résistance compression – éprouvettes.

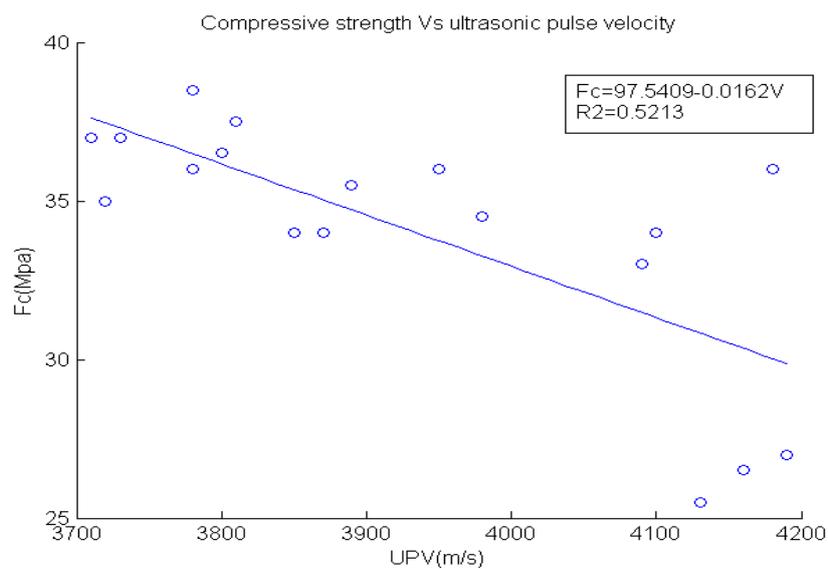


Figure.5.2 : Corrélation entre vitesse ultrasonique et résistance compression -éprouvettes

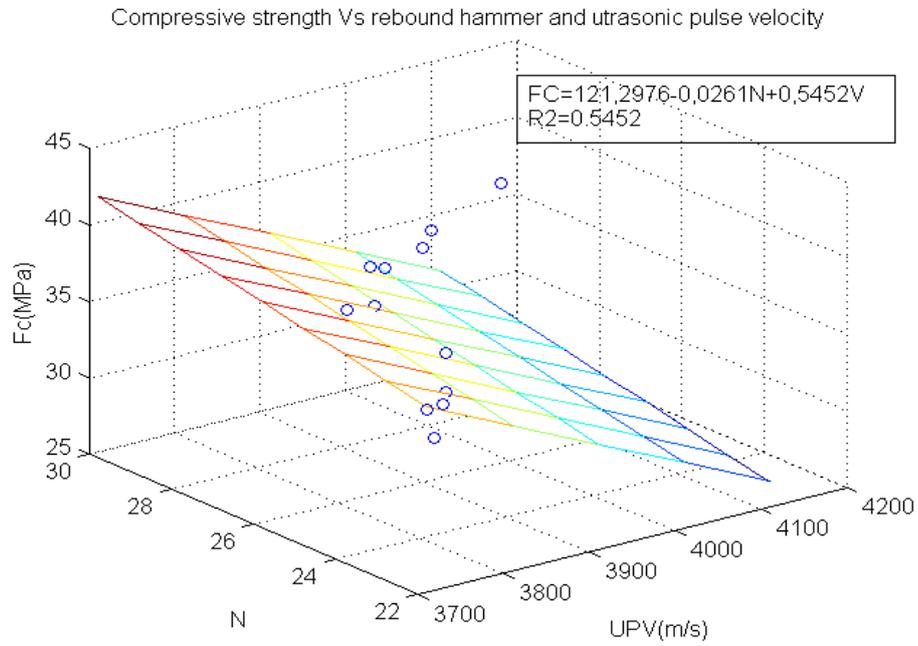


Figure.5.3 : Corrélation entre vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance de compression - éprouvettes

Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions-résistance compression éprouvettes		
Indice scléromètre N	$Fc = -0.7708N + 54.6389$	$R^2 = 0.3983$
Vitesse ultrasonique V	$Fc = -0.0162V + 97.54095$	$R^2 = 0.5213$
Méthode combinée	$Fc = 0.5752V - 0.0261N + 121.2976$	$R^2 = 0.5452$

Tableau.5.1 : Résultats des corrélations pour les éprouvettes.

Corrélations- carottes

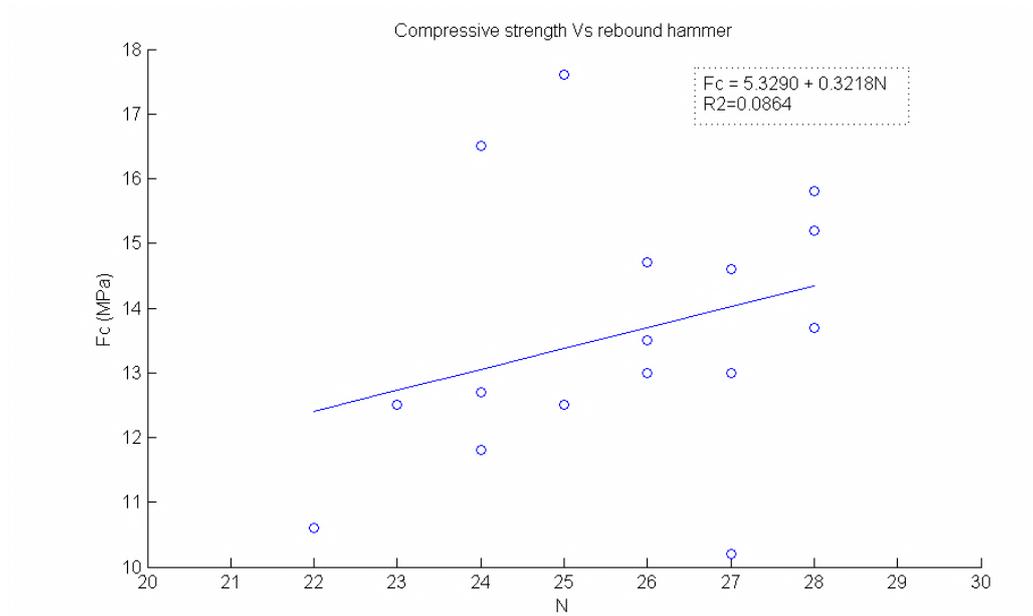


Figure.5.4 : Corrélation entre indice scléromètre et résistance compression – carottes.

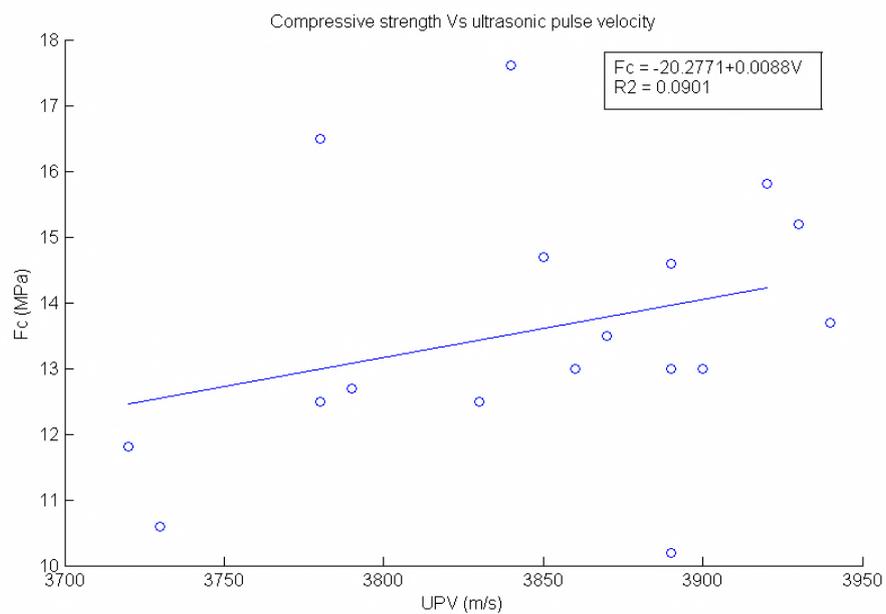


Figure.5.5 : Corrélation entre vitesse ultrasonore et résistance à la compression - carottes

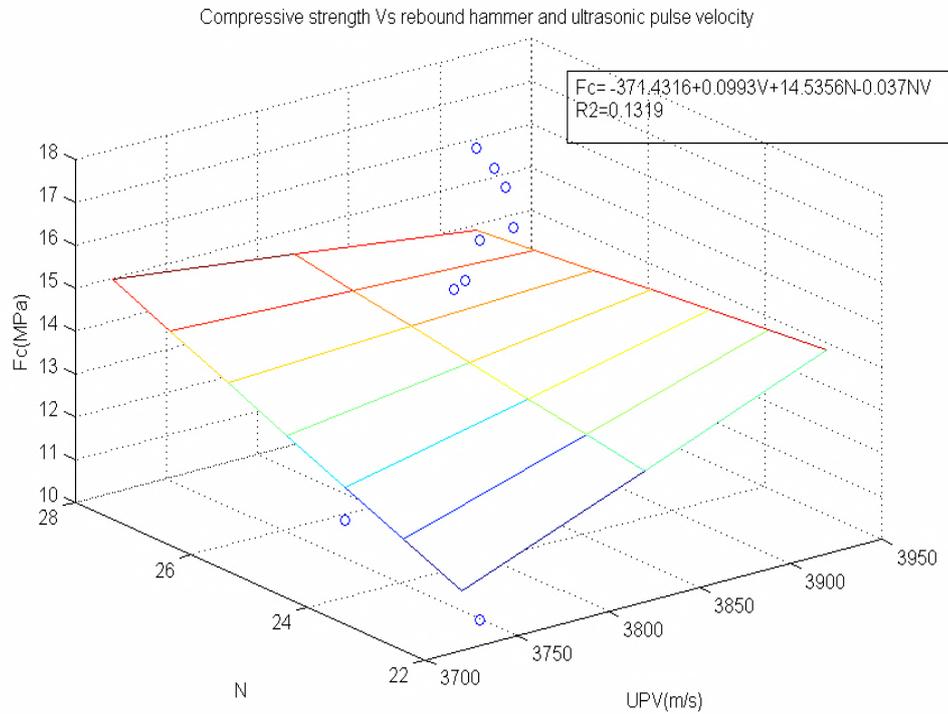


Figure.5.6 : Corrélation entre vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance de compression - carottes

Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions-résistance compression carottes		
Indice scléromètre N	$F_c = 0.3218N + 5.3290$	$R^2 = 0.0864$
Vitesse ultrasonique V	$F_c = 0.0088V - 20.2771$	$R^2 = 0.0901$
Méthode combinée	$F_c = 0.0993V + 14.5356N - 0.0037NV - 371.4$	$R^2 = 0.1251$

Tableau.5.2 : Résultats des corrélations pour les carottes.

❖ Site 2

Corrélations-éprouvettes

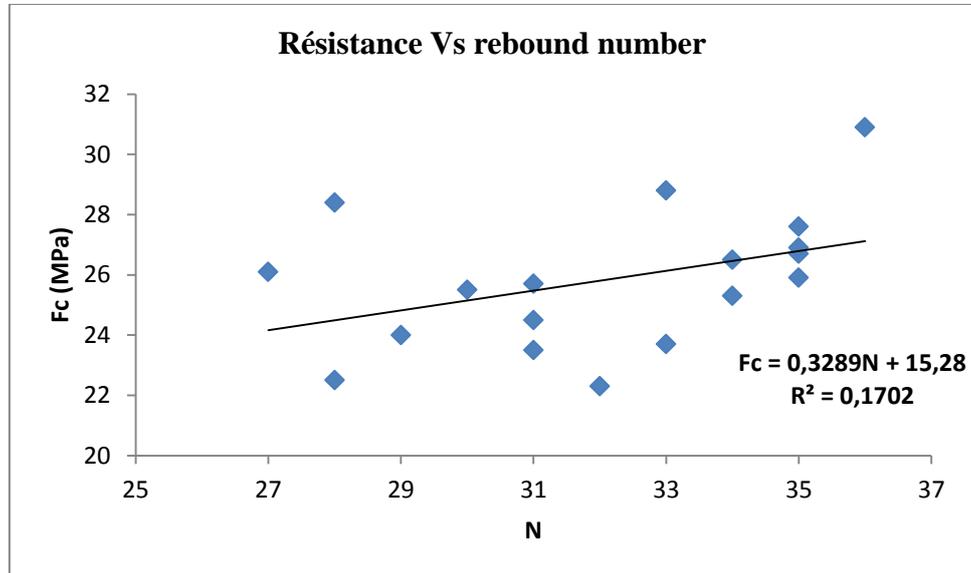


Figure.5.7 : Corrélation entre indice du scléromètre et résistance compression – éprouvette.

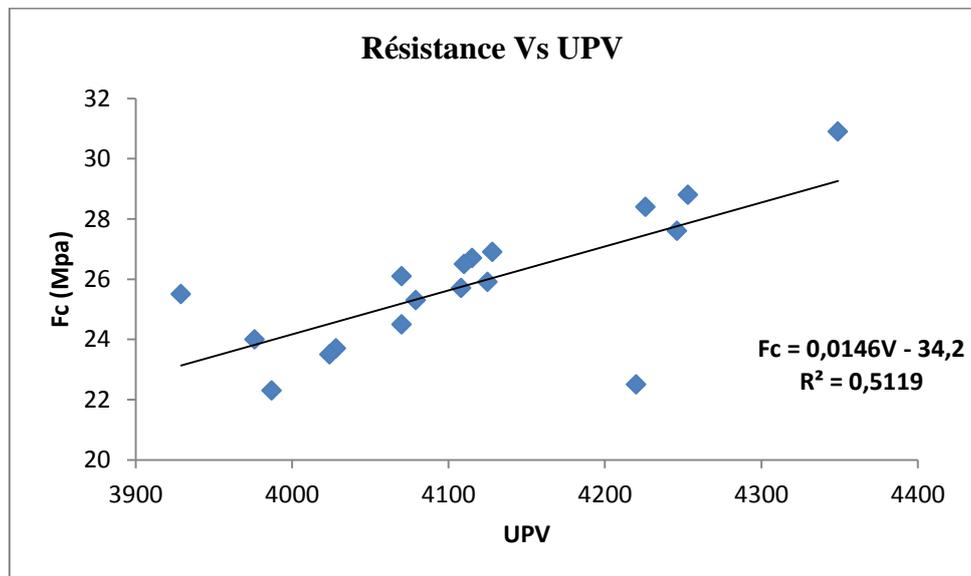


Figure.5.8 : Corrélation entre vitesse ultrasonique V et résistance compression - éprouvettes

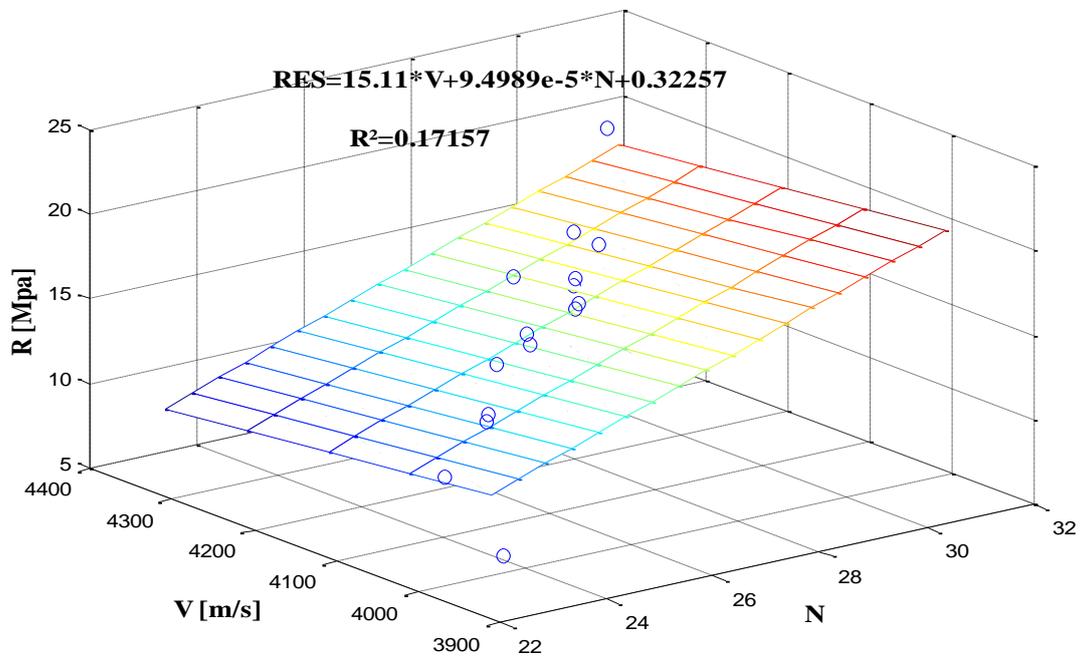


Figure.5.9 : Corrélation entre vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance compression - éprouvettes

Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions - résistance compression éprouvettes		
Indice scleromètre N	$Fc=0,329N+15,28$	$R^2 = 0,1702$
Vitesse ultrasonique V	$Fc = 00146V- 34.2$	$R^2 =0,5592$
Methode combinée	$Fc = 15,11V+9,49e^{-5}N+0,322$	$R^2 = 0,1715$

Tableau.5.3 : Résultats des corrélations pour les éprouvettes.

❖ Corrélations – carottes

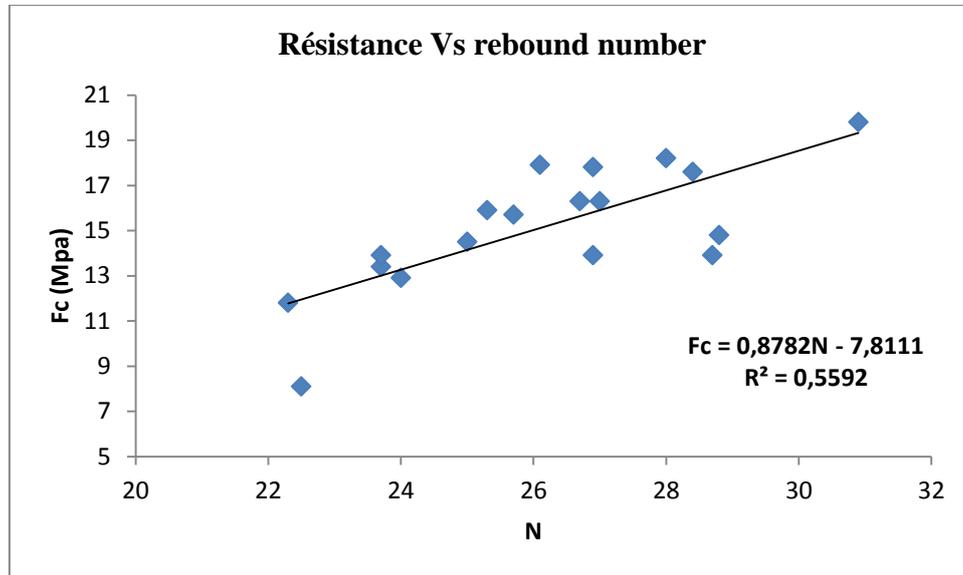


Figure.5.10 : Corrélation entre indice scléromètre et résistance compression - carottes

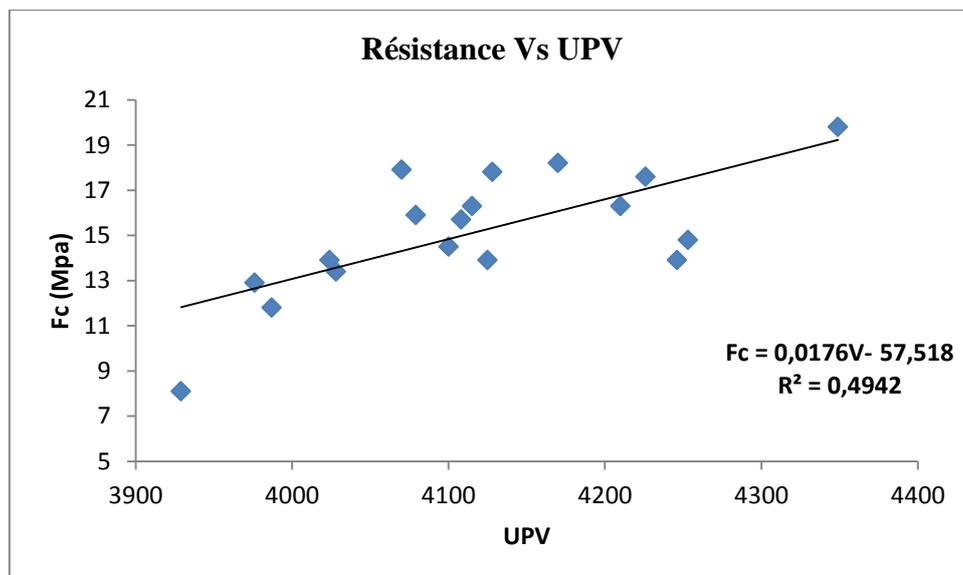


Figure.5.11 : Corrélation entre vitesse ultrasonore et résistance à la compression – carottes.

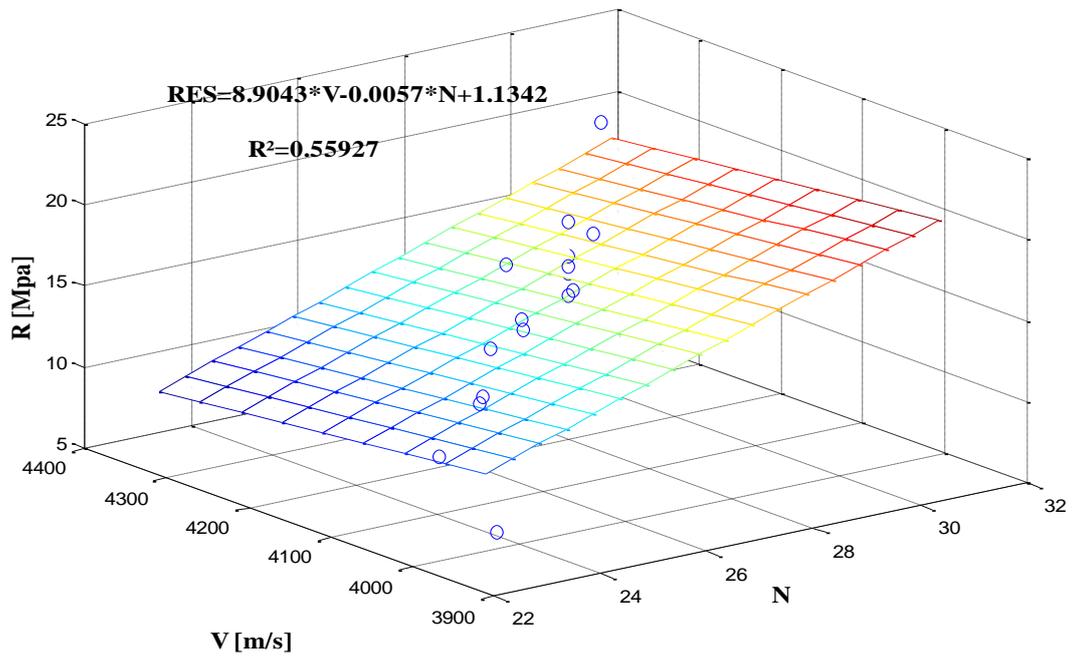


Figure.5.12 : Corrélation entre vitesse ultrasonique, indice scléromètre et résistance de compression – carottes.

Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions - résistance compression carottes		
Indice scleromètre N	$Fc = 0,8782N+7,811$	$R^2 = 0,5592$
Vitesse ultasonique V	$Fc = 0,01764V+57,518$	$R^2 = 0,4942$
Méthode combinée	$Fc = 8,904V-0,0057N+1,132$	$R^2 = 0,5592$

Tableau.5.4 : Résultats des corrélations pour les carottes.

Tableau récapitulatif et comparatif

Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions-résistance compression éprouvettes		
Indice scléromètre N Site1	$F_c = -0.7708N + 54.6389$	$R^2 = 0.3983$
Vitesse ultrasonique V Site1	$F_c = -0.0162V + 97.54095$	$R^2 = 0.5213$
Méthode combinée Site1	$F_c = 0.5752V - 0.0261N + 121.2976$	$R^2 = 0.5452$
Indice scléromètre N Site2	$F_c = 0,3289N + 15,28$	$R^2 = 0,1702$
Vitesse ultrasonique V Site2	$F_c = 0,0146V - 7,8111$	$R^2 = 0,5119$
Méthode combinée Site2	$F_c = 15,11V + 9,49e - 5N + 0,322$	$R^2 = 0,1715$
Equations de corrélations et coefficient de détermination des régressions-résistance compression carottes		
Indice scléromètre N Site1	$F_c = 0.3218N + 5.3290$	$R^2 = 0.0864$
Vitesse ultrasonique V Site1	$F_c = 0.0088V - 20.2771$	$R^2 = 0.0901$
Méthode combinée Site1	$F_c = 0.0993V + 14.5356N - 0.0037NV - 371.4$	$R^2 = 0.1251$
Indice scléromètre N Site2	$F_c = 0,8782N - 7,8111$	$R^2 = 0,5592$
Vitesse ultrasonique V Site2	$F_c = 0,0176V - 57,518$	$R^2 = 0,4942$
Méthode combinée Site2	$F_c = 15,11V + 9,49e - 5N + 0,322$	$R^2 = 0,5592$

Tableau 5.5 récapitulatif

Ce tableau résume tous les résultats obtenus pour les deux sites à partir de l'analyse statistique faite au moyen d'algorithmes développés dans l'environnement Matlab en corrélant les mesures des essais destructifs et les valeurs de mesures du rebound number N et de l'upv V.

F_c est la valeur estimée de la résistance à la compression du béton

R^2 est le coefficient de détermination ou de corrélation qui traduit la nature de corrélation qui existe entre les différents paramètres :

Ce qu'on peut remarquer c'est que :

Pour le premier site :

Les éprouvettes donnent de meilleures corrélations pour les carottes, ceci peut s'expliquer par le fait que :

- Le prélèvement de carottes est une manipulation assez délicate qui demande beaucoup de compétence, de justesse à suivre les spécifications et suffisamment de technicité, alors que les agents du CTC n'ont pas été formés pour ce travail.
- La variabilité de la composition du béton entre celle des éprouvettes et celle de la structure (problème de fraude récalcitrant des entreprises de réalisations mentionné au début de notre étude.

On peut aussi remarquer que les relations de corrélation sont plus fortes pour la méthode combinant les deux essais non destructifs que lorsque les deux essais sont utilisés séparément.

Pour le deuxième site par contre les carottes donnent de fortes relations de corrélations en comparaison de celles données pour les éprouvettes ce qui est finalement plus logique étant donné que les carottes reflètent mieux la réalité du béton existant.

Finalement ce qu'on peut remarquer et déduire pour les deux sites :

- **La combinaison des deux techniques donne une meilleure corrélation que lorsque les techniques sont utilisées séparément.**

La méthode combinée constitue une voie plus fiable pour l'appréciation et la prédiction de la résistance à la compression du béton.

Bien qu'on manque de beaucoup d'informations concernant la composition du béton pour les deux sites sous investigation, il nous a été possible d'avoir une évaluation de la résistance du béton sur site, et c'est précisément le but car en réalité, il est presque d'usage de manquer souvent d'informations concernant la composition du béton et sa mise en place lorsque on veut contrôler la qualité du béton sur site.

Chapitre 6

Conclusion et recommandations

Nous avons essayé dans ce travail de comprendre pourquoi et comment les méthodes non destructives en occurrence l'UPV et le rebound hammer peuvent être utilisées afin d'évaluer la résistance à la compression du béton sur site ;

Il faut souligner tout d'abord que l'efficacité et la qualité de l'estimation de la résistance à la compression du béton dépend de trois éléments :

- (a) la sensibilité de la propriété estimée (ici la résistance à la compression du béton)
- (b) l'intervalle de variation et les incertitudes des valeurs mesurées l'UPV et l'indice de rebound , qui sont reliés directement à la variation de la résistance du béton étudié (cad au béton lui-même),
- (c) l'amplitude de l'erreur de mesure (procédure des essais) en plus de la précision de l'ajustement du modèle statistique utilisé.

En ce qui concerne les modèles empiriques, il a été confirmé de par notre recherche bibliographique que de chercher à identifier une relation " universelle " donnant l'estimation de la résistance du béton est de l'énergie tout simplement gaspillée. De nombreux types de modèles sont disponibles dans la littérature, et ils montrent tous une grande variabilité dans les valeurs de leurs coefficients. Cependant trois types de modèles (fonction de la loi de puissance et exponentielle pour UPV, la fonction de la loi de puissance pour l'indice rebound), semblent être retenues dans la majorité des travaux de recherches effectués pour trouver une relation entre les valeurs des mesures non destructives et la résistance du béton à la compression.

En se basant sur cette étude, il apparaît que l'utilisation de plus d'une technique non destructive donne une meilleure corrélation et en ce sens contribue à rendre l'évaluation de la résistance du béton plus fiable.

La méthode combinée (scléromètre + ultrasons) semble donc plus prometteuse pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton en chantier. Il sera par ailleurs remarqué que les corrélations entre les essais destructifs et les techniques non destructives dans notre étude donnent des résultats plus probants pour les éprouvettes coulées et conservés dans les mêmes conditions que le béton de l'ouvrage.

L'analyse concernant les carottes donnent des corrélations qui ne sont pas vraiment satisfaisantes pour le premier site de notre étude, ceci s'explique par :

- La qualité et moyens de mise en œuvre du béton qui laissent souvent à désirer ; en ce qui concerne des programmes de logements sociaux attribués souvent à des petites entreprises sans grands moyens.
- Les lieux de prélèvement ne représentent pas réellement l'ensemble du béton, car le plus souvent effectués au hasard ; car difficilement réalisables.

Néanmoins l'application sur chantier de telles méthodes non destructives pourra nous renseigner sur la qualité du béton et il sera préférable pour un bon suivi de qualité-contrôle du béton d'établir des corrélations entre des essais mécaniques sur des éprouvettes coulées et conservées dans les mêmes conditions que le béton de l'ouvrage plutôt que de recourir à des carottages qui sont très difficiles à réaliser moins représentatifs et plus coûteux.

En conclusion nous pouvons dire que la méthode combinée apparaît plus adaptée aux conditions de mesures sur site ; très pratique, rapide et avec un cout raisonnable. Une fois que des corrélations sont établies entre les valeurs des résistances des éprouvettes (au nombre suffisant) issues des essais mécaniques et les mesures issues des techniques non destructives en occurrence le scléromètre et les ultrasons, l'évaluation de la résistance du béton apparaît donc plus fiable. Son utilisation pratique gagne une reconnaissance à grande échelle, elle met à la disposition des maitres d'ouvrages des informations précises et objectives pour le suivi de la qualité-contrôle du béton sur chantier.

Quoique des travaux visant à améliorer les méthodes d'essais non destructifs se poursuivent, et que les essais comme tels ne sont pas difficiles à effectuer, les données fournies par ces essais ne sont pas très faciles à interpréter, le béton étant un matériau très complexe. Par conséquent, les essais ne sauraient remplacer les essais normalisés de résistance à la compression. Ils fournissent des données sur les ouvrages réels que des essais normaux ne sauraient fournir, et sont d'une grande valeur lors du bétonnage en hiver pour garantir la sécurité et permettre de déterminer à partir de quel moment les coffrages peuvent être enlevés. Ces essais sont aussi excellents pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage. Lorsqu'ils sont correctement effectués, ils constituent un élément très important parmi tous les moyens qui permettent de tester et d'évaluer le béton et les ouvrages en béton.

L'avenir de l'évaluation de la résistance du béton en utilisant des techniques d'essais non destructifs, seul ou en combinaison, reste à écrire. Sur la base d'une bonne compréhension des phénomènes mis en jeu, des résultats très positifs seront certainement obtenus. Un prochain défi sera de définir et de valider les procédures optimales pour évaluer les structures de taille réelle. Mieux prendre en compte cette question complexe nécessite des travaux supplémentaires, afin de recueillir des données expérimentales sur la variabilité du matériau et l'erreur de mesure. Il sera également possible d'utiliser des méthodes de CND pour estimer Les valeurs des différentes caractéristiques des propriétés des matériaux, dont les experts auront le plus besoin pour toute réévaluation structurelle d'un ouvrage en béton.

Notre étude est de ce fait une modeste contribution à la recherche dans ce domaine de l'application des essais non destructifs en général et de l'application de la méthode combinée en particulier.

L'objectif est de l'adapter à notre environnement de construction et pouvoir la banaliser mais pour cela il est nécessaire d'essayer de la maîtriser et d'en connaître les failles éventuelles en menant encore plus de recherches dans ce domaine, d'où notre étude qui n'est autre qu'une modeste contribution à notre niveau.

Références bibliographiques

[Anderson et al 1955]: Anderson A R, Bloem D, Howard E, Klieger P, Schlitz P., discussion of a paper [Greene 1954], journal of ACI vol. 27, n°4, part 2, pp 256-11 256-20, decembre 1955.

[Anderson et al 1981]: Anderson D A, Seals R K., «Pulse velocity as predictor of 28 days strength, ACI J., 78, 116, 1981.

[Andrade et al 1996]: Andrade C, Alonso C., « Electrical methods used in the characterization of reinforced concrete and steel corrosion », International RILEM congress, edition Bournazel J P, Malier Y., Arles pp 196-206, September 2006.

[Ballayssac et al 2002] : Ballayssac J P, Laurens S, Rhazi J., «Utilisation du radar pour la détection des zones à risques de corrosion dans le béton armé», bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n°237, pp. 99-102, avril 2002.

[Baron et Sauterey 1982] : Baron et Sauterey. Le béton hydraulique, Paris, presses ENPC, 1982.

[Bolomey 1930] : Bolomey J. « Le contrôle du béton sur les chantiers ». Revue La houille blanche N°6, nov-dec 1930.

[Boundy et al 1964]: Boundy C, Houdros G., «Rapid field assessment of strength of concrete by accelerated curing and Schmidt rebound hammer», ACI J. proceeding 61 (9), 1185, 1964.

[Breysse 2012]: Breysse D., «Non-destructive evaluation of concrete strength; an historical review and new perspective by combined NDT methods», construction and building materials, 2012.

[Breysse et al 2005] : Breysse D, Abraham O., «Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton», ISBN 2-85978-405-5, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 555 p, Paris, 2005.

[Breysse et al 2011]: Breysse D, Larget M, Sbartai ZM, Lataste JF, Ballayssac JP., «Quality of NDT measurements and accuracy of concrete physical properties quantitative assessment», European journal of environmental and civil engineering, vol. 15, N°4, 2011.

[Breysse et al. 2009]: Breysse D, Soutsos M, Felliali R, Krause M. « How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements». Non-destructive testing, ndt.net 2009.

[Brozovsky 2009]: Brozovsky J., «Determination of high performance concrete strength by means of impact hammer», 10th int. conf. of the Slovenian society for NDT. Ljubljina: 1-3 september 2009.

[Bungey et al. 2001]: Bungey JH, Soutsos MN. « Reliability of partially destructive test to assess the strength of concrete on site». Construction & building materials, volume 15, issues 2-3, pages 81-92, mars-avril 2001.

[Burghardt 2000]: Burghardt RC. « Evaluation of concrete structures ». Communication privée, RILEM, NDT 2000.

[Carino 1994]: Carino NJ., «Non-destructive testing of concrete; history and challenges», ACI SP-44, concrete technology- past, present and future, Ed. Mehta PK. ACI, 1954, pp 623-678, 1994.

[Carino et al. 2003] : Carino NJ, Malhotra VM. Handbook on non-destructive testing of concrete second edition, ASTM standards, 2003.

[Chaix 2003] : Chaix JF, Lillamand I, Ploix MA, Garnier V, Corneloup G., « study of ultrasonic evaluation stresses in concrete ». LCD, Université de la méditerranée, 2003.

[Cianfrone et al 1979]: Cianfrone F, Facaoaru I., «Study on the introduction in to Italy on the combined non-destructive method for the determination of in-situ strength», Materials and structures; 12(5): 413-24, 1979.

[Cote 1988] : Cote P., «Tomographies sismiques en génie civil», thèse de doctorat, université Joseph Fourier Grenoble, 1988.

[De almeida 1991]: De almeida IR., «Non-destructive testing of high strength concrete ; rebound Schmidt hammer an ultrasonic pulse velocity, quality control of concrete structures», In Tacwe L, Lambotte H., editors. Proc. Int. RILEM symposium on quality control of concrete structures, Belgium, E and FNSPON UK, p 387-97, 1991.

[De Larrard 2000] : De Larrard F. « Structures granulaires et formulations des bétons. LCPC , 2000.

[Derobert et al 2001] : Derobert X, Coffe O., «Localisation des armatures des ouvrages d'art en béton armé ou precontraint par les techniques des radars», bulletin des laboratoires ponts et chaussées 230, pp. 57-65, janvier fevrier 2001.

[Dérobert et al 2005] : Dérobert X, Garnier V, Francois D, Lataste JF, Laurens S., «Complementarité des methodes d'END en guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé», ed. Breyse D., Abraham O. op. cit., 2005.

[Dilek 2006]: Dilek U., «Dynamic elastic young's modulus of concrete disks in validation of stress waves based on non-destructive testing technique results, 85th TRB annual meeting, 22-26/01/2006.

[Dreux et Fiesta. 1998] : Dreux et fiesta. « Nouveau guide du béton et de ses constituants » ed. Eyrolles, 1998.

[Elwardany 2005] : El wardany R., «Caractérisation non destructive des structures en béton au moyen des ondes dispersives de rayleigh et de lam», thèse de doctorat, université Cergy Pontoise, 2005.

[Erdal Mürsel, 2009] : Erdal Mürsel., « Prediction of the compressive strength of vacuum processed concretes using artificial neural network and regression techniques », Scientific Research and Essay Vol.4 (10), pp. 1057-1065, October, 2009

[Evangelista et al 2003]: Evangelista A C, Shehata I, Shehata L., «Parameters that influence the results of non-destructive test methods for concrete strength, NDT-CE, Berlin, 2003.

[Facaoaru 1961] : Facaoaru I., «Contribution à l'étude de la relation entre la résistance du béton à la compression et la vitesse de propagation longitudinale des ultrasons», RILEM bull. 12 : 125-54, 1961.

[Facaoaru 1969]: Facaoaru I., report on RILEM technical committee on non-destructive testing of concrete, Materials and structures, research testing, Paris, 2(10), 251, 1969.

[Facaoaru 1993]: Facaoaru I., «Draft recommendations for in-situ concrete strength determination by combined non-destructive methods», RILEM draft recommendation. Materials and structures 26:43-9, 1993.

[Garnier et al. 2005] : Garnier V, Chaix JF, Rossat M, Payant C, Corneloup G. « Caractérisation non destructive des bétons par propagation d'ondes ultrasonores». LCN, université de la méditerranée, 19^{ème} congrés français de mecanique marseille, 2009.

[Gaussorgues 1999] : Gaussorgues G., «La thermographie infrarouge ; principes - techniques - applications», quatrième édition revue et argumentée, ISBN° 2-7430-0290-5, technique et documentation, Lavoisier (Paris), 1999.

[Gehlen et al 2006]: Gehlen C, Dauberschmedt C, Nurnberger U., «Condition control of existing structures by performances testing», Otto-graph journal, vol. 17, 19-44, 2006.

[Goueygou et al. 2007]¹ : Goueygou M, Soltani F, Lafhadj Z, Piwaskoroski B, Safinowski R, Balayssac JP. « Relation entre la vitesse ultrasonore et la porosité dans le mortier et dans le béton ». Groupe électrique-acoustique IEMN DOAE UMR CNRS 8520, école centrale de Lille, laboratoire mécanique de Lille, LML C/MR CNR CNRS 8107 ; laboratoire matériaux et durabilité des constructions INSA de Toulouse, 2007.

[Goueygou et al. 2007]² : Goueygou M, Safinowski P, Pikakowski B, Balayssac JP., « Mesure des paramètres ultrasonores du béton, étude expérimentale des incertitudes statistiques », groupe électrique-acoustique IEMN DOAE UMR CNRS 8520, école centrale de Lille ; laboratoire matériaux et durabilité des constructions, INSA de Toulouse, 2007.

[Graybeal et al. 2002]: Graybal BA, Brent M, Polander D, Wsher G. « Visual inspection of high way bridges» . Journal of non-destructive evaluation, septembre 2002, volume 21, issue 3, pp 67-83, 2002.

[Greene 1954]: Greene G W., «Test hammer provides new method of evaluating hardened concrete», ACI J.proceeding 51 (3), 249, 1954.

[Hannachi et al 2012]: Hannachi S, Guetteche MN., «Application of the combined method for evaluating the compressive strength of concrete on site. NDT.net, June 2012.

[Hassaim 1999] : Hassaim J., «Evaluation de l'état du béton par la technique d'analyse spectrale des ondes de rayleigh», thèse de doctorat, université de Sherbrooke, 1999.

[Hevin 1998] : Hevin G., «Utilisation des ondes de surface pour l'auscultation des structures en génie civil ; application à la caractérisation des fissures de surface», thèse de doctorat, université de Grenoble 1998.

[Hornibrook 1930]: Hornibrook F B., «Application of sonic method to freezing and thawing studies of concrete», ASTM, Bull., 101, 5, 1939.

[Jones 1948]: Jones R., «The application of ultrasonic to the testing of concrete», research, 383, London, 1948.

[Jones 1954]: Jones R., «Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique», RILEM int. symp. On non-destructive testing of materials and structures, paris, vol. 1, paper n° A17, janvier 1954.

[Jones 1962]: Jones R., «Non-destructive testing of concrete», Cambridge university press, London, 1962.

[Jones et al 1969]: Jones R, Facaoaru I., «Recommandations for testing concrete by the ultrasonic pulse method», Materials and structures, res. testing (Paris) 2 (19), 275, 1969.

[Kaplan 1959]: Kaplan M F., «The effect of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete», mag. Concrete, res., 11(32), 85, 1959.

[Kharat 1997] : Kharat Y., «Auscultation des structures en béton par tomographie sonique de vitesse d'atténuation», thèse de doctorat, université de Sherbrooke, 1997.

[Kheder 1999]: Kheder GF., «A two stages procedure for assessment of in-situ concrete strength using combined non-destructive testing», Materials an structures, vol. 32, p 410-417, 1999.

[Klieger et al 1954]: Klieger P, Anderson AR, Bloem DL, Howard EL., discussion of Greene paper «test hammer provides new method of evaluating hardened concrete», ACI J. proc., 51(3), 256-1, 1954.

[Klysz 2004] : Klysz G., «Caractérisation du béton d'enrobage par technique radar ; exploitation de l'onde directe émetteur - récepteur», thèse de doctorat, université Toulouse III, 2004.

[Kolek 1958]: Kolek J., «An application on the Schmidt rebound hammer», mag. Concrete MS, London, 10 (28), 27, 1958.

[Kolek 1969]: Kolek, J., «Non-destructive testing of concrete by hardened methods, proc. Symp. On non'destructive testing of concrete and timber, institution of civil engineers, London, June 1969.

[Lataste 2002] : Lataste J F., « Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électriques », thèse de doctorat, université Bordeaux I, 2002.

[Lataste 2007]: Lataste JF. « Contrôle non destructif des ouvrages d'art ; un point de vue sur l'organisation et les développements en cours». U niversité de Bordeaux, 2007.

[Laurens 2001] : Laurens S., «Aptitude de la technique radar à la caractérisation du béton d'enrobage ; aide au diagnostic de la corrosion des armatures», thèse de doctorat, INSA de Toulouse, université de Sherbrooke, 2001.

[Leslie et al 1949]: Leslie J R., «Cheesman W J., «Ultrasonic method of studding deterioration and cracking in concrete structures», Structures, ACI J. proceeding, 46 (1), 17, 1949.

[Malhotra 1968]: Malhotra VM., « non-destructive methods for testing concrete» mines branch Monogor. N° 875, department of energy mines and ressources, Ottawa, 1968.

[Malhotra 1976]: Malhotra VM., «Testing of hardened concrete; non-destructive methods», ACI, Mmonogor. N°9, 188, 1976.

[McCann et Forde 2001] : McCann DM, Forde MC. «Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures». NDT et E international Elsevier, 2001.

[Meynink et al 1979]: [Meynink P, Samarin A., «Assessment of compressive strength of concrete by cylinders, core and non-destructive tests», RILEM proc. On quality control of concrete structures, Swedish concret research inst. Stokholm; p 127- 34, 1979.

[Naar et al 2005]: Naar S, Siriex C, Breyse D, Dérobert X., «Assessment of water saturation rate in a reinforced concrete structures», non-destructive testing of Tarbes, precast duct, ICCRC conf., Moscow 5-9/09/2005.

[Nash't et al 2005]: Nash't I, Abour SH, Sadoun A., «Finding an unified relationship between crushing strength of concrete and non-destructive tests», In: 3rd MENDT, middle east NDT, conference of exhibition, Bahrain, Manama; 27-30 November 2005.

[Obert 1939]: Obert L., «Sonic method of determining the modulus of elasticity of building materials under pressure», proceeding ASTM, 39, 987, 1939.

[Ohdaira et al 2000]: Ohdaira E, Masuzawa N., «Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete», the possibility of NDE ultrasonics, vol. 38, issues 1-8, p 546-552, 2000.

[Pessiki 2003]: Pessiki SP., «In place methods to estimate concrete strength» ACI 228. 1R-03 report, 2003.

[Popovics et al. 1991]: Popovics S, Jones S. « Effect of stresses on the ultrasonic pulse velocity». Département of civil engineering. Drexal university, Philidelphia PA 19104, USA, 1991.

[Popovics 2005]: Popovics S., «effects of uneven moisture distribution of the strength and wave velocity in concrete», ultrasonics, vol. 43, p 429-434, 2005.

[Powers 1938]: Powers T C., «Measuring young's modulus of elasticity by means of sonic vibrations», proceeding ASTM, B8 (part II), 460, 1938.

[Pucinotti 2007]: Pucinotti R., «The use of multiple combined non-destructive testing in the concrete strength assessment: application on laboratory specimen», HSNDT int. 2007.

[Qixian et al 1996]: Qixian L, Bungey J H., «Using compression wave ultrasonic transducers to reassure the velocity of surface waves and hence determine dynamic modulus of elasticity for concrete construction and building materials», Elsevier, 1996.

[Quasraoui 2000]: Quasraoui H Y., «Concrete strength by combined non-destructive methods simply and reliably predicted», Cement and concrete research, 30: 739-746, 2000.

[Rhazi et al 2003]: Rhazi J, Dous O, Ballivy G., «Non-destructive health evaluation of concrete bridge deck by GPG and half-cell potential techniques», non-destructive testing in civil engineering (NDT-CE), Berlin, poster n° 057, 2003.

[RILEM 1972]: RILEM recommendations NDT, testing of concrete by the ultrasonic pulse method, Paris, 1972.

[RILEM 2012]: non-destructive assessment of concrete structures; reliability and limits of single and combined techniques; state of the art and report of the RILEM technical committee 207-INR, editor: Breysse D. 2012.

[Rocnelle et al 2005] : Rocnelle P, Oglaza C., «Méthodes radiographiques d'évaluation non destructives de l'état d'altération des ouvrages en béton», chapitre B7, ISBN 2-85978-405-5, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 2005.

[Romanscu et al 2009]: Romanescu C, Ionescu C, Scintere R., «The romanian administration experience in the field of NDT for bridges, NDTCE'09, Nantes, 30 June-3 July ; 2009.

[Sahebi 1996] : Sahebi M., «Application de la tomographie sonore au diagnostic du béton ; possibilités et limites», maîtrise en sciences appliquées, université de Sherbrooke, 1996.

[Sbartai 2005] : Sbartai M., «Caractérisation physique des bétons par radar ; approche neuronimétrique de l'inversion», thèse de doctorat, université de Toulouse III, 2005.

[Schmidt 1950]: Schmidt E., «The concrete test hammer (der beton-ru.fhammer)Schweiz.Bauz (Zurick) 68 (28), 378, 1950.

[Schmidt 1951]: Schmidt E., «Investigations with the new concrete test hammer for estimating the quality of concrete (versuche mit den neuen beton prufhammer zur qualitat bestimmung des beton, Schweiz. Arch. V angew. Wiss tech. Solothurn), 17 (5), 139, 1951.

[Schmidt 1954]: Schmidt E., «The concrete sclerometer», proceed. Inter. Symp. Non-destructive testing of materials and structures, vol. 2, RILEM, Paris 310, 1954.

[Siriex et al 2005] : Siriex C, Defer D, Amtczac E., «Méthodes thermiques d'évaluation non destructives de l'état d'altération des ouvrages en béton», chapitre B5, ISBN 2-85978-405-5, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 2005.

[Skramtaev et al 1996]: Skramtaev BG, Leschinsky MY., «Complex methods for nondestructive tests of concrete in constructions and structural works», RILEM bull, new series; 30: 99-105, 1996.

[Solokov 1929]: Solokov S Y., «On the problem of propagation of ultrasonore oxillations in various bodies», ELCK. Nach. Tech..454-460, 1929.

[Soshiroda et al 2006]: Soshiroda T, Vorputporn K, Nozaki Y., «Early stage inspection of concrete quality in structure by combined non-destructive method», Materials and structures, vol. 39, p. 149-160, 2006.

[Soutsos et al. 2000]: Soutsos M, Bungey JH, Long AE., « In-situ strength assessment of concrete». The European concrete frame building project, Insight wigston, Germany org. 2000.

[Soutsos M et al. 2009] : Soustos M, Bungey J, Long A, Tickel G.« Interpretation of in-situ concrete strength test results». Department of engineering, the university of Liverpool, UK, 2009.

[Sturup et al 1984]: Sturup V R, Vechio R J, Caratin H., «Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength», ACI SP 82-11, American concrete institute, Farmington hills, MI, 1984.

[Szalaggy 2013]: Szalaggy K., «Rebound surface hardness and related properties of concrete», thèse de doctorat, universite de Budapest, 2013.

[Szlaggy et al 2009]: Szlaggy K, Borosayoi A., «50 yers of experience with the Schmidt rebound hammer», concretes structures, annual technical journal; 10: 46-56, 2009.

[Taillade 2005] : Taillade F., «Méthodes optiques d'évaluation non destructives de l'état d'altération des ouvrages en béton», chapitre B8, ISBN 2-85978-405-5, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 2005.

[Thomson 1940]: Thomson W T., «Measuring changes in physical properties of concrete by the dynamic method», proceeding ASTM, 40, 1113, 1940.

[Turgut 2004]: Turgut P., «Research in to the correlation between concrete strength and UPV value», NDT.net, vol. 12(12), December 2004.

[Wu et al 1995]: Wu T, Fang J, Liu G, Kuo M., «Determination of elastic constants of concrete specimen using transient elastic waves», the journal the acoustical society, 1995.

[Zhou et al 1995]: Zhou FP, Lydon F D, Barr B., «Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete», cement and concrete research, Elsevier, 1995.

ACI committee 228, in place method to estimate concrete strength, ACI 228.IR-95, American concrete institute Farmington Hills, MI, 1996.

BSI 1981, part 203, recommendations for measurement of ultrasonic pulse velocity of concrete, British standards institutions, London, 1986.

CEC S 02: 2005, technical specifications for detecting strength of concrete by ultrasonic-rebound combined methods; Chinese standards; 2005.

EN 12390-1 : essai pour béton durci partie 1 ; forme, dimensions et autres exigences aux éprouvettes et aux moules.

EN 12390-2 : essai pour béton durci partie 2 ; confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.

EN 12390-3 : essai pour béton durci partie 3 ; résistance à la compression des éprouvettes.

[Http: //www.ndt/article/ndt_net/ 2012/OJCE 2012.](http://www.ndt/article/ndt_net/2012/OJCE2012)

OECD-NEA 1998; nuclear energy agency. Committee on the safety of nuclear installations.

APPENDICE

NORME ALGERIENNE

NA 17004 : 2008

ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SUR SITE DES STRUCTURES ET DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON

NORME ALGERIENNE NA 17004 : 2008

Edition: 01

ICS: 91.080.40
91.100.30

**ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE À
LA COMPRESSION SUR SITE DES
STRUCTURES
ET LES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON**

AVANT PROPOS

La présente norme a été adoptée comme Norme Algérienne par les membres du comité technique national n° 37: « **Liants- Bétons- Granulats** » conformément à la résolution du procès-verbal de réunion n°06 du 20/10/2008.

Le contenu technique de la présente norme est Equivalent à la EN 13791 : 2007

La liste des membres ayant participé à l'adoption de la présente norme est la suivante :

NOM	PRENOM	ORGANISME	STATUT - CTN
BOUBEKEUR	Amar Yamina	Constantine) IANOR	Président du comité
HAMA	Layachi	LTPE Béjaïa	Secrétaire du comité
BOUZEKRI	Ahmed	LBG	Membre du comité
LEKOUAGHET			Membre du comité

ZARIF	Mohamed IDIR	SAPTA NAFTEC	Membre du comité
HEBOUCHE	Ouahiba Ferhat	CGS LMTPB MTP	Membre du comité
BOUCHEFFA	Badis Abderrezak	Cosider (carrières)	Membre du comité
RABAHI	Mohamed Ahmed	GIC- ERCO CETIM	Membre du comité
SENSAL	Karima	ERCC-SCMI	Membre du comité
ZAOUAGA	Abdelmadjid	CTC (centre)	Membre du comité
BOUKACEM			Membre du comité
BELAL			Membre du comité
AIT AZZOUG			Membre du comité
MILAT			Membre du comité

SOMMAIRE

Introduction.....	170
1. Domaine d’application	171
2. Références normatives	173
3. Termes et définitions	174
4. Symboles et abréviations	175
5. Principes	177
6. Résistance caractéristique à la compression sur site par rapport à la classe de résistance à la compression.....	179
7. Evaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par l’essai sur carottes.....	182

8. Evaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par des méthodes indirectes.....	197
9. Evaluation dans le cas où la conformité du béton fondée sur des essais normalisés est remise en question.....	195
10. Rapport d'évaluation.....	197
➤ Annexe A (informative).....	198
➤ Annexe B (informative).....	201
➤ Annexe C (informative).....	203
➤ Annexe D (informative).....	204

Introduction

La présente Norme présente des techniques d'estimation de la résistance à la compression du béton en place dans les structures et les éléments préfabriqués en béton. Les essais de résistance sur site tiennent compte des caractéristiques des matériaux et des effets de l'exécution (serrage, conservation, etc.).

Ces essais ne remplacent pas ceux du béton prévus dans la NA 16002.

La NA 16002 fait référence aux indications données dans la présente norme pour l'évaluation de la résistance des structures et des éléments préfabriqués.

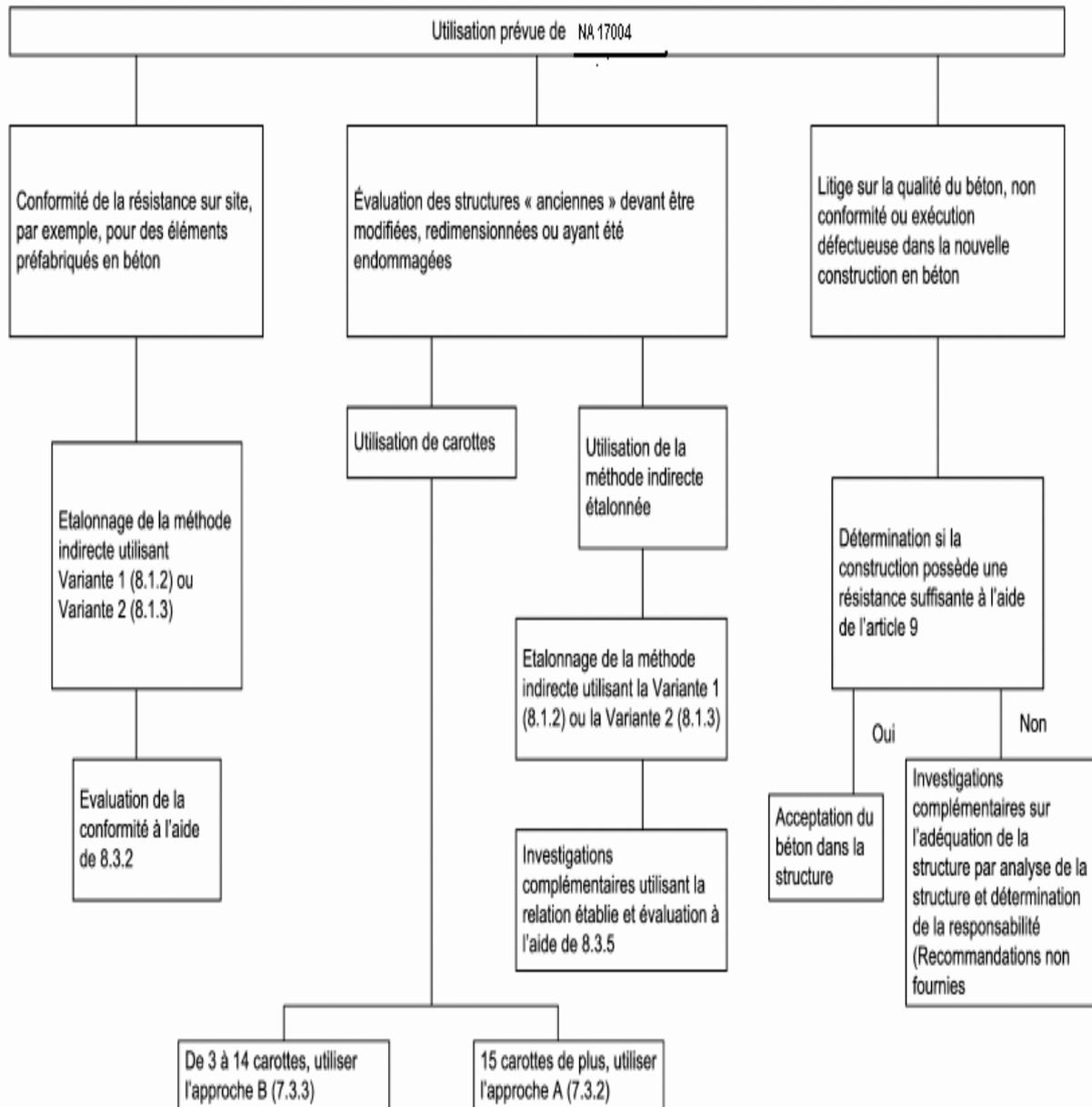
Les exemples suivants indiquent les cas où il peut être nécessaire de procéder à l'estimation de la résistance à la compression du béton en place :

— lorsqu'une structure existante doit être modifiée ou redimensionnée ;

- pour évaluer la conformité de la structure en cas de doute quant à la résistance à la compression dans la structure du fait d'une mauvaise exécution, de la dégradation du béton due à un incendie ou à d'autres causes ;
- lorsqu'une évaluation de la résistance à la compression du béton en place est nécessaire au cours de la construction ;
- pour évaluer le caractère adéquat de la structure en cas de non-conformité de la résistance à la compression obtenue sur des éprouvettes normalisées ;
- évaluation de la conformité de la résistance à la compression du béton en place lorsque celle-ci est mentionnée dans une spécification ou une norme de produit.

Pour des conditions de production et des matériaux constitutifs spécifiques, l'évaluation du coefficient partiel de sécurité γ_c peut permettre de développer un système de conception économique lorsque les dispositions nationales le permettent, à partir de la connaissance de la résistance à la compression du béton sur site ainsi que celle de la résistance d'éprouvettes normalisées.

Lors de l'évaluation de la résistance à la compression dans des cas autres que la vérification de la qualité du béton ou de la qualité d'exécution ou avant le contrôle de réception de la structure, il convient de déterminer la diminution appropriée du coefficient partiel de sécurité au cas par cas en fonction des dispositions nationales.



Organigramme 1

1. Objet et domaine d'application

La présente Norme :

- indique des méthodes et des procédures permettant d'évaluer la résistance à la compression du béton en place dans les structures et les éléments préfabriqués en béton ;
- donne des principes et des conseils pour l'établissement de relations entre les résultats de méthodes d'essai indirectes et la résistance de carottes sur site ;
- fournit des recommandations pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton en place dans les structures ou les éléments préfabriqués en béton selon des méthodes indirectes ou combinées.

La présente Norme ne traite pas des cas suivants :

- l'application de méthodes indirectes sans corrélation avec la résistance de carottes ;
- l'évaluation fondée sur des carottes de diamètre inférieur à 50 mm ;
- l'évaluation fondée sur un nombre de carottes inférieur à trois ;
- l'utilisation de micro-Carottes.

NOTE Dans ces cas, les dispositions en vigueur sur les lieux d'utilisation s'appliquent.

La présente Norme ne traite pas de l'évaluation de la conformité de la résistance à la compression du béton selon la NA 16002 sauf pour les points évoqués en 5.5.1.2 ou 8.4 de la NA 16002.

2. Références normatives

- NA 16002 Béton- Spécification, performances, production et conformité.
- NA 5092 Essais sur béton frais —Echantillonnage.
- NA 5074 Essais sur béton durci — Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules.
- NA 5093 Essais sur béton durci — Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.
- NA 5075 Essai sur béton durci — Résistance à la compression des éprouvettes.
- NA 5071 Essais pour béton dans les structures — Carottes — Prélèvement, examen et essais en compression.
- NA 2786 Essais pour béton dans les structures — Essais non destructifs — Détermination de l'indice de rebondissement.
- NA 17006 Essais pour béton dans les structures — Détermination de la force d'arrachement.
- NA 5027 Essais pour béton dans les structures —Détermination de la vitesse de propagation du son

3. Termes et définitions

Pour les besoins de la présente Norme, les termes et définitions donnés dans la NA16002 ainsi que les suivants s'appliquent.

3.1 Résistance à la compression normalisée

Résistance à la compression déterminée sur des éprouvettes normalisées (cubes ou cylindres) qui sont échantillonnées, confectionnées, conservées et soumises à essai conformément à la NA 5074, NA 5093 et NA 5075.

3.2 Résistance à la compression de carotte

Résistance à la compression d'une carotte, déterminée conformément à la NA 5071

3.3 Résistance à la compression sur site

Résistance dans un élément structural ou dans des éléments préfabriqués en béton, exprimée en tant que résistance équivalente d'une éprouvette normalisée

3.4 Résistance caractéristique à la compression sur site

Valeur de la résistance à la compression sur site pour laquelle 5 % de la population formée par toutes les déterminations possibles de résistance du volume de béton considéré sont censés être inférieurs.

NOTE : Il est peu probable que cette population soit la même que celle ayant servi pour déterminer la conformité du béton frais dans la NA 16002.

3.5 Aire d'essai

Aire limitée qui est sélectionnée pour les mesurages et qui sert à estimer un seul résultat d'essai, lequel doit permettre l'évaluation de la résistance à la compression sur site.

3.6 Zone d'essai

Un ou plusieurs éléments structuraux ou éléments préfabriqués en béton dont on sait ou suppose qu'ils proviennent de la même population.

Une zone d'essai contient plusieurs aires d'essai.

4. Symboles et abréviations

Δf	valeur du décalage de la courbe de base
δf	différence entre la résistance d'une carotte et la valeur de la résistance déterminée selon la relation de base
$\delta f_{m(n)}$	moyenne de n valeurs de δf
F	résultat d'essai de la force d'arrachement
f_{is}	résultat d'essai de la résistance à la compression sur site
$f_{is, \text{plus faible}}$	plus faible résultat d'essai de la résistance à la compression sur site
$f_{m(n), is}$	moyenne de la résistance à la compression sur site de n résultats d'essai
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression d'éprouvettes normalisées
$f_{ck, is}$	résistance caractéristique à la compression sur site
$f_{ck, is, \text{cube}}$	résistance caractéristique à la compression sur site, exprimée en résistance équivalente d'un cube de 150 mm, voir 7.1

$f_{ck, is, cyl}$	résistance caractéristique à la compression sur site, exprimée en résistance équivalente d'un cylindre de (150 × 300) mm, voir 7.1
$f_{is, I}$	résultat d'essai de la résistance estimée à la compression sur site, obtenu selon des méthodes d'essai indirectes lorsqu'une relation spécifique est établie par des essais sur carottes (variante 1)
$f_{is, F}$	résultat d'essai de la résistance à la compression estimée sur site, obtenu par des essais d'arrachement étalonnés par des essais sur carottes (variante 2)
$f_{is, R}$	résultat d'essai de la résistance à la compression estimée sur site, obtenu par des essais au scléromètre étalonnés par des essais sur carottes (variante 2)
$f_{is, v}$	résultat d'essai de la résistance à la compression estimée sur site, obtenu par des essais de vitesse de propagation du son étalonnés par des essais sur carottes (variante 2)
f_F	valeur initiale de la résistance sur site, obtenue à partir de la courbe de base de la force d'arrachement, Figure 4 ; le résultat d'essai F est utilisé lors de la détermination de la valeur du décalage

f_R	valeur initiale de la résistance sur site, obtenue à partir de la courbe de base de l'essai au scléromètre, Figure 2 ; le résultat d'essai R est utilisé lors de la détermination de la valeur du décalage
f_v	valeur initiale de la résistance sur site, obtenue à partir de la courbe de base de la vitesse de propagation du son, Figure 3 ; le résultat d'essai v est utilisé lors de la détermination de la valeur du décalage
γ_c	coefficient partiel de sécurité pour le béton
k	marge associée à de petits nombres de résultats d'essai
k_1	coefficient qui dépend du nombre de couples d'essais
k_2	coefficient qui dépend des dispositions en vigueur sur le lieu d'utilisation ou, en l'absence de celles-ci, un coefficient avec une valeur de 1,48
n	nombre de résultats d'essai
R	résultat de l'essai au scléromètre
s	estimation de l'écart-type
v	résultat de l'essai de la vitesse de propagation du son

5. Principes

L'évaluation de la résistance à la compression sur site réalisée directement à partir d'essais sur carottes constitue la méthode de référence, voir l'article 7. L'évaluation de la résistance à la compression sur site peut également être effectuée indirectement à l'aide d'autres essais, voir 8.2 et 8.3, ou en combinant les diverses méthodes d'essai, voir 8.4.

Dans le cas d'essais indirects, l'incertitude associée à la relation entre l'essai et l'essai sur carotte est prise en compte.

Les résultats d'essai peuvent permettre d'estimer la résistance caractéristique sur site et la classe de résistance correspondante conformément à la NA 16002

6. Résistance caractéristique à la compression sur site par rapport à la classe de résistance à la compression

Le Tableau 1 présente les exigences relatives à la résistance caractéristique minimale à la compression sur site par rapport aux classes de résistance conformes à la NA 16002.

Tableau 1 — Résistance caractéristique minimale à la compression sur site pour les classes de résistance à la compression de la NA 16002

Classe de résistance à la compression conforme à NA 16002	Rapport de la résistance caractéristique sur site à la résistance caractéristique éprouvettes normalisées	Résistance caractéristique minimale sur site N/mm ²	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13

Classe de résistance à la compression conforme à NA 16002	Rapport de la résistance caractéristique sur site à la résistance caractéristique éprouvettes normalisées	Résistance caractéristique minimale sur site N/mm ²	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/50	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51
C55/67	0,85	47	57
C60/75	0,85	51	64
C70/85	0,85	60	72
C80/95	0,85	68	81
C90/105	0,85	77	89
C100/115	0,85	85	98

NOTE 1 La résistance à la compression sur site peut être inférieure à celle qui est mesurée sur des éprouvettes normalisées prélevées dans le même lot de béton.

NOTE 2 Le rapport 0,85 est inclus dans le coefficient de γ_c de l'Eurocode 2.

7. Évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par l'essai sur carottes.

7.1 Éprouvettes

Les carottes doivent être prélevées, examinées et préparées conformément à la NA 5071 puis soumises à l'essai conformément à la NA 5075. Sauf impossibilité, les carottes doivent être exposées à une atmosphère de laboratoire pendant au moins trois jours avant l'essai.

NOTE 1 Pour les facteurs ayant une incidence sur la résistance des carottes, voir l'Annexe A.

NOTE 2 Si pour des raisons pratiques l'exposition durant trois jours n'est pas faisable, enregistrer la durée d'exposition, le cas échéant. Il convient d'évaluer l'incidence de cet écart par rapport au mode opératoire normalisé.

Dans le cas d'une détermination de la résistance sur site à partir de carottes :

— l'essai sur une carotte de longueur égale à un diamètre nominal de 100 mm donne une valeur de résistance équivalente à celle de la résistance d'un cube de 150 mm confectionné et conservé dans les mêmes conditions ;

— l'essai sur une carotte dont le diamètre nominal est compris entre 100 mm minimum et 150 mm maximum et un élanement égal à 2,0 donne une valeur de la résistance équivalente à celle de la résistance d'un cylindre de 150 mm x 300 mm, fabriqué et conservé dans les mêmes conditions ;

— la transposition des résultats d'essai obtenus sur des carottes ayant des diamètres compris entre 50 mm et 150 mm au maximum et d'autres élanements doit reposer sur des facteurs de conversion appropriés.

NOTE 3 Des facteurs de conversion établis de façon appropriée pour d'autres tailles d'éprouvette et d'autres élanements peuvent être fournis par les dispositions en vigueur sur les lieux d'utilisation.

En général, il est recommandé de ne pas modifier le résultat de l'essai sur carottes pour tenir compte de la direction de carottage, sauf si cela est exigé par les dispositions en vigueur sur le lieu d'utilisation ou par le cahier des charges du projet.

7.2 Nombre d'éprouvettes

Le nombre de carottes à prélever dans une seule zone d'essai doit être déterminé en fonction du volume de béton concerné et de l'objectif de l'essai sur carottes. Chaque aire d'essai comprend une carotte.

Il convient de soumettre à essai autant de carottes que possible pour évaluer la résistance à la compression sur site pour des raisons statistiques et de sécurité.

Une évaluation de la résistance à la compression sur site pour une zone d'essai particulière doit reposer sur au moins trois carottes. Il faut prendre en compte toutes les implications possibles du carottage sur les structures, voir la NA 5071.

NOTE Le nombre d'éprouvettes mentionné ci-dessus se rapporte à des carottes ayant un diamètre d'au moins 100 mm. Il convient d'augmenter le nombre de carottes lorsque le diamètre est inférieur à 100 mm, voir A.3.1.

7.3 Évaluation

7.3.1 Généralités

La résistance caractéristique à la compression sur site est évaluée en utilisant soit l'approche A décrite en 7.3.2, soit l'approche B décrite en 7.3.3.

L'approche A s'applique lorsqu'au moins 15 carottes sont disponibles. L'approche B s'applique lorsque le nombre de carottes disponibles est compris entre 3 et 14. L'applicabilité des deux approches à l'évaluation de la résistance du béton des structures existantes, pour lesquelles il n'existe aucune connaissance préalable, peut être définie sur le lieu d'utilisation.

7.3.2 Approche A

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k_2 \times s \quad \dots (1)$$

ou :

$$f_{ck, is} = f_{is, \text{ plus faible}} + 4 \quad \dots (2)$$

où :

s est l'estimation de l'écart-type des résultats d'essai ou 2,0 N/mm², selon la plus grande des deux valeurs ;

k_2 est indiqué dans les dispositions nationales ou, en l'absence de valeur, est pris égal à 1,48. La classe de résistance est obtenue à partir du Tableau 1 en utilisant la résistance caractéristique sur site estimée.

NOTE 1 Il convient que l'estimation de la résistance caractéristique obtenue à partir du résultat le plus faible des carottes reflète le fait que ce résultat représente bien la résistance la plus faible de la structure ou de l'élément considéré.

NOTE 2 Lorsque la distribution des résistances sur carottes paraît provenir de deux populations, la zone d'essai peut être scindée en deux aires d'essai.

7.3.3 Approche B

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de :

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad \dots (3)$$

ou

$$f_{ck, is} = f_{is, plus faible} + 4 \quad \dots (4)$$

La marge k dépend du nombre n de résultats d'essai et la valeur appropriée est sélectionnée dans le Tableau 2.

Tableau 2 — Marge k associée à de petits nombres de résultats d'essai

n	k
de 10 à 14	5
de 7 à 9	6
de 3 à 6	7

NOTE : En raison de l'incertitude associée à de petits nombres de résultats d'essai et de la nécessité de parvenir au même niveau de fiabilité, cette approche donne des estimations de la résistance caractéristique qui sont généralement inférieures à celles obtenues avec un plus grand nombre de résultats d'essai. Lorsque ces estimations de la résistance caractéristique sur site sont jugées trop conservatives, il est recommandé de prélever un plus grand nombre de carottes ou bien il est fait appel à une approche technique combinée, voir 8.4, afin d'obtenir plus de résultats d'essai. Pour cette raison, il convient de ne pas utiliser cette approche dans des cas de litige concernant la qualité du béton fondée sur des données d'essai normalisées ; voir l'article 9 pour les détails d'une approche convenable.

8. Évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par des méthodes indirectes

8.1 Généralités

8.1.1 Méthodes

Cet article s'applique aux méthodes autres que les essais sur carottes, qui sont utilisées pour l'évaluation de la résistance sur site. Les essais indirects peuvent remplacer les essais sur carottes pour évaluer la résistance à la compression sur site du béton dans une structure ou peuvent compléter les données obtenues à partir d'un nombre limité de carottes. Les méthodes indirectes sont par nature non destructives ou semi destructives. Les méthodes indirectes peuvent être utilisées après étalonnage avec les essais sur carottes de la manière suivante :

— seules ;

— en combinant des méthodes indirectes ;

— en combinant des méthodes indirectes et des méthodes directes (carottes).

Lors d'un essai avec une méthode indirecte, une grandeur autre que la résistance est mesurée et il est par conséquent nécessaire d'utiliser une relation entre les résultats des essais indirects et la résistance à la compression des carottes.

Deux variantes sont prévues pour évaluer la résistance à la compression sur site, voir 8.1.2 et 8.1.3. Dans le cas où une technique indirecte est associée uniquement à un ou deux résultats d'essai sur carotte, l'interprétation doit être basée sur les dispositions en vigueur sur le lieu d'utilisation.

8.1.2 Variante 1 — Corrélation directe avec des carottes

Le paragraphe 8.2 décrit une procédure applicable de manière générale pour l'évaluation de la résistance à la compression sur site, lorsqu'une relation spécifique entre la résistance à la compression sur site et le résultat d'essai par la méthode indirecte est établie pour le béton considéré.

La variante 1 requiert au moins 18 résultats d'essai sur carotte pour établir la relation entre la résistance à la compression sur site et le résultat d'essai par la méthode indirecte.

8.1.3 Variante 2 — Étalonnage avec des carottes pour un intervalle de résistance limité en utilisant une relation établie

Le paragraphe 8.3 décrit une procédure pour l'évaluation de la résistance sur site dans un intervalle limité de résistances, en se basant sur une relation établie, c'est-à-dire une courbe de base, ainsi que sur une valeur de décalage de cette courbe, établie à l'aide des essais sur carottes. Des procédures sont respectivement décrites pour les essais au scléromètre, de vitesse de propagation du son et d'arrachement.

NOTE Divers facteurs autres que la résistance du béton peuvent influencer sur les résultats d'essai évalués selon des méthodes d'essai indirectes, voir Annexe B.

8.2 Essais indirects mis en corrélation avec la résistance à la compression sur site (variante 1)

8.2.1 Application

Le paragraphe 8.2 s'applique aux méthodes d'essai indirectes pour l'évaluation de la résistance à la compression sur site lorsqu'une relation spécifique pour le béton sur site est établie au moyen d'essais sur carottes.

8.2.2 Mode opératoire d'essai

L'appareillage, le mode opératoire d'essai et l'expression des résultats d'essai doivent être conformes à la NA 5071 pour les essais sur carottes et à la NA 2786, NA 17006 et la NA 5027 lorsque l'indice de rebondissement, la force d'arrachement et la vitesse de propagation du son sont mesurés.

8.2.3 Établissement de la relation entre le résultat d'essai et la résistance à la compression sur site

Pour établir une relation spécifique entre la résistance à la compression sur site et le résultat d'essai obtenu selon la méthode indirecte, un programme d'essai complet doit être réalisé.

La relation doit reposer sur au moins 18 couples de résultats, à savoir 18 résultats d'essais sur carotte et 18 résultats d'essais indirects couvrant la plage concernée.

NOTE 1 Un couple de résultats d'essais est constituée d'un résultat d'essai sur carotte et d'un résultat d'essai indirect issus de la même aire d'essais.

NOTE 2 Ces nombres constituent un minimum, mais, dans de nombreux cas, il est préférable de disposer d'un nombre plus élevé d'observations dans l'ensemble de données de manière à établir une relation fiable.

L'établissement de la relation comporte les étapes suivantes :

— la droite ou la courbe la mieux ajustée est déterminée par une analyse de régression sur les séries de données obtenues dans le programme d'essai. Le résultat de l'essai indirect est considéré comme une variable et la résistance à la compression estimée sur site comme une fonction de cette variable ;

NOTE 3 Il convient que les données servant à obtenir la courbe ou la droite de régression soient uniformément espacées dans les limites couvertes par ces données.

- l'incertitude sur la dispersion doit être calculée et les limites de confiance de la droite ou de la courbe de régression doivent être déterminées, de même que les intervalles de confiance concernant les observations individuelles ;
- la relation est déterminée comme étant le fractile 10 % inférieur de résistance.

NOTE 4 La relation utilisée pour l'estimation de la résistance donne un niveau de sécurité où 90 % des valeurs de résistance sont censés être supérieures à la valeur estimée.

8.2.4 Évaluation de la résistance à la compression sur site

Une estimation du résultat d'essai de la résistance à la compression, f_{is} , l sur site est déduite de la relation établie.

La relation ne doit être utilisée que pour l'estimation de la résistance sur site du béton considéré, dans les conditions pour lesquelles elle a été établie. La relation ne doit être utilisée que dans l'intervalle couvert par les données d'essai.

Pour l'évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site, les conditions suivantes s'appliquent :

- l'évaluation pour chaque zone d'essai doit être fondée sur au moins 15 aires d'essai ;
- l'estimation de l'écart-type doit être la valeur calculée à partir des résultats d'essai ou 3,0 N/mm², selon la plus grande de ces deux valeurs.

La résistance caractéristique à la compression sur site de la zone d'essai est la valeur la plus faible de

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \times s \quad \dots (5)$$

ou

$$f_{ck, is} = f_{is, plus faible} + 4 \quad \dots (6)$$

où :

s est l'estimation de l'écart-type des résultats d'essai.

8.3 Utilisation d'une relation déterminée à partir d'un nombre limité de carottes et d'une courbe de base (variante 2)

8.3.1 Généralités

Les essais au scléromètre, les essais de vitesse de propagation du son et les essais d'arrachement peuvent permettre d'évaluer la résistance à la compression sur site à l'aide d'une courbe de base et en décalant cette dernière pour obtenir le niveau approprié déterminé par des essais sur carottes.

Cette technique peut être utilisée pour évaluer une population constituée de bétons courants fabriqués à partir du même ensemble de matériaux et selon le même procédé de fabrication.

Une zone d'essai est choisie parmi une telle population et au moins neuf couples de résultats d'essai, (résultats d'essai sur carottes et résultats d'essais indirects obtenus à partir de la même aire d'essai), sont utilisées pour obtenir la valeur du décalage Δf avec laquelle il faut corriger la courbe de base afin d'établir la relation entre les mesures indirectes et la résistance à la compression sur site.

Pour évaluer la résistance à la compression sur site, des essais indirects sont ensuite réalisés sur le béton considéré et la relation établie est utilisée pour estimer la résistance à la compression sur site et la résistance caractéristique à la compression sur site est calculée.

8.3.2 Essais

L'appareillage, le mode opératoire d'essai et l'expression des résultats d'essai doivent être conformes à NA 5071, NA 2786, NA 17006 ou NA 5027, selon le cas.

8.3.3 Procédure d'essai

La procédure suivante doit être utilisée pour déterminer la relation entre la méthode indirecte et la résistance à la compression sur site.

a) Choisir une zone d'essai comportant au moins neuf aires d'essai.

b) À chaque aire d'essai, obtenir un résultat d'essai de scléromètre conformément à NA 2786, de force d'arrachement conformément à NA 17006 ou de vitesse de propagation du son conformément à NA 5027, selon le cas.

c) A chaque aire d'essai, prélever et soumettre à l'essai une carotte conformément à NA 5071.

d) En suivant les principes de base illustrés à la Figure 1, reporter la résistance de carottes sur site (axe des ordonnées) en fonction des résultats de l'essai indirect réalisé sur des copies des Figures 2 à 4, selon le cas.

e) Pour chaque aire d'essai, déterminer la différence de la résistance sur site entre la valeur mesurée sur la carotte et la valeur donnée par la courbe de base, $\delta f = f_{is} - f_{R, \text{ ou } F}$.

f) Calculer la moyenne, $\delta f_{m(n)}$ des 'n' résultats et l'estimation de l'écart-type, s , de l'échantillon.

g) Calculer la valeur, Δf , selon laquelle la courbe de base doit être décalée, à partir de :

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \times s \quad \text{où } k_1 \text{ est obtenu du Tableau 3.}$$

NOTE La position de la courbe de base a été fixée à un niveau volontairement bas de manière à ce que la valeur du décalage soit toujours positive.

h) Décaler la courbe de base de la valeur Δf afin d'obtenir la relation entre la méthode d'essai indirecte et la résistance à la compression sur site pour le béton particulier étudié.

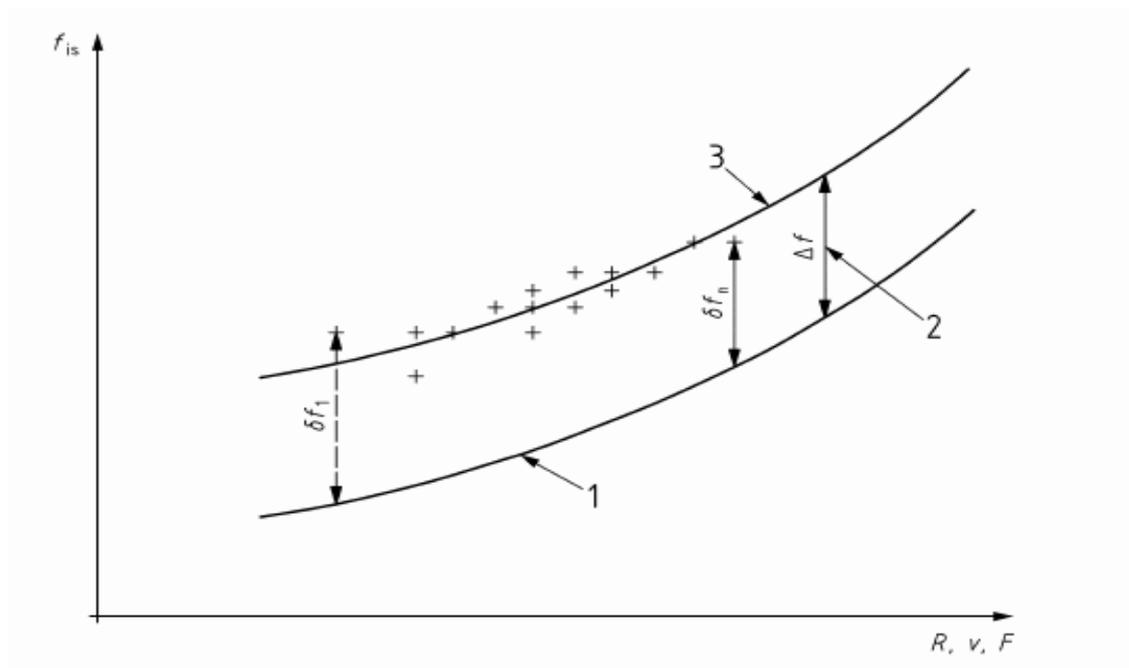


Figure 1 — Principe servant à l'obtention de la relation entre la résistance à la compression sur site et les données d'essais indirects

Légende

1 Courbe de base

$\delta f_{1...n}$ Différence entre la résistance individuelle des carottes et la valeur de résistance selon la relation de base

- 2 Δf Valeur du décalage de la courbe de base
- 3 Relation entre la méthode d'essai indirecte et la résistance à la compression sur site pour le béton particulier étudié
- R Indice de rebondissement conforme à NA 2786
- F Force d'arrachement conforme à NA 17006
- v Vitesse de propagation du son conforme à NA 5027

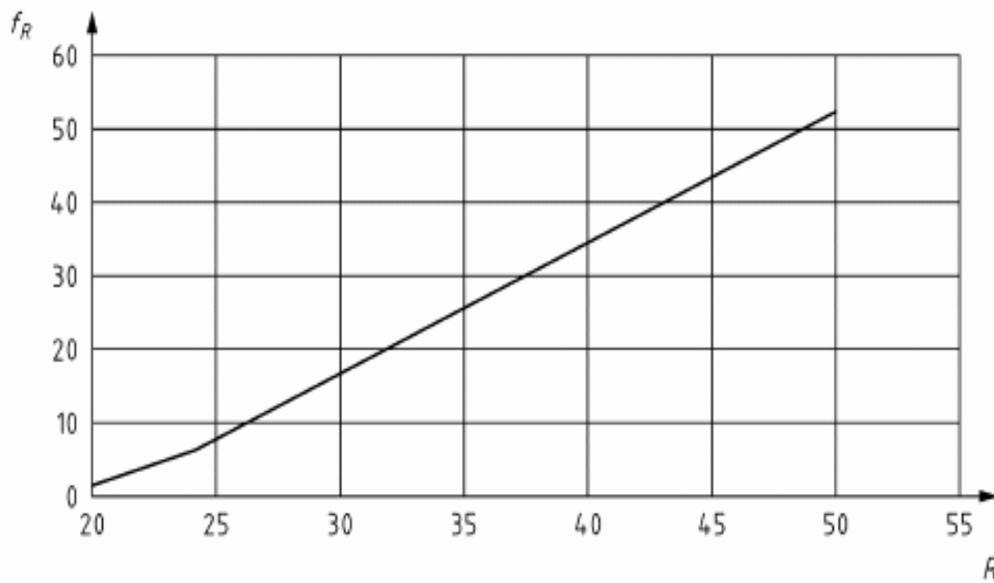


Figure 2 — Courbe de base pour l'essai au scléromètre

R ; Indice de rebondissement déterminé selon NA 2786

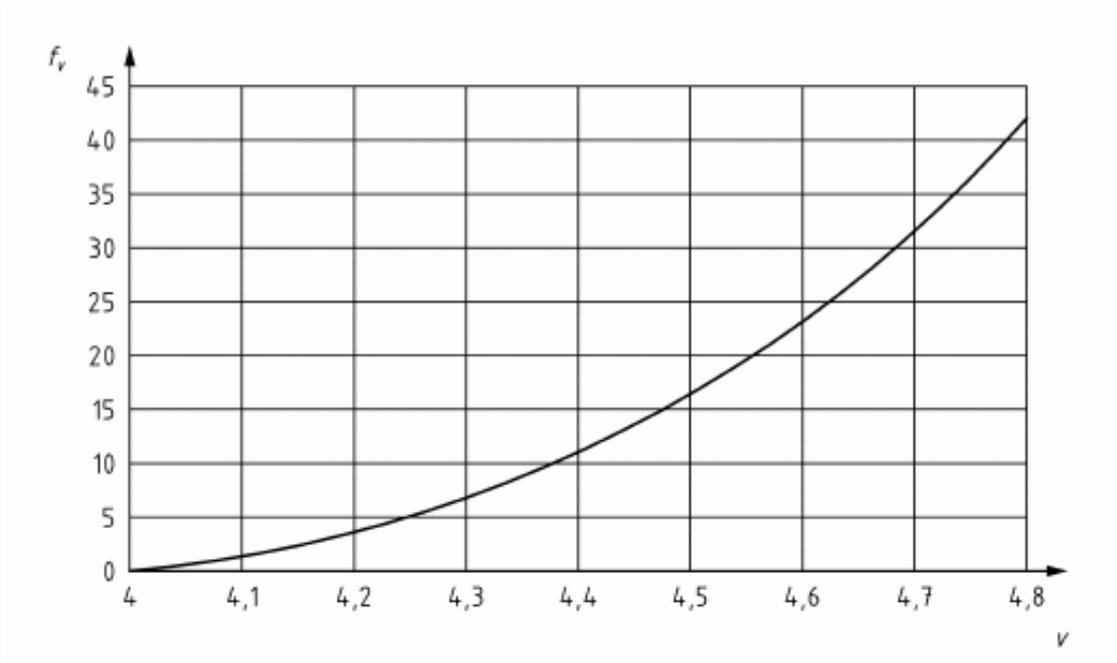


Figure 3 — Courbe de base pour l'essai de vitesse de propagation du son

v : Vitesse de propagation du son en km/sec déterminé selon NA 5027

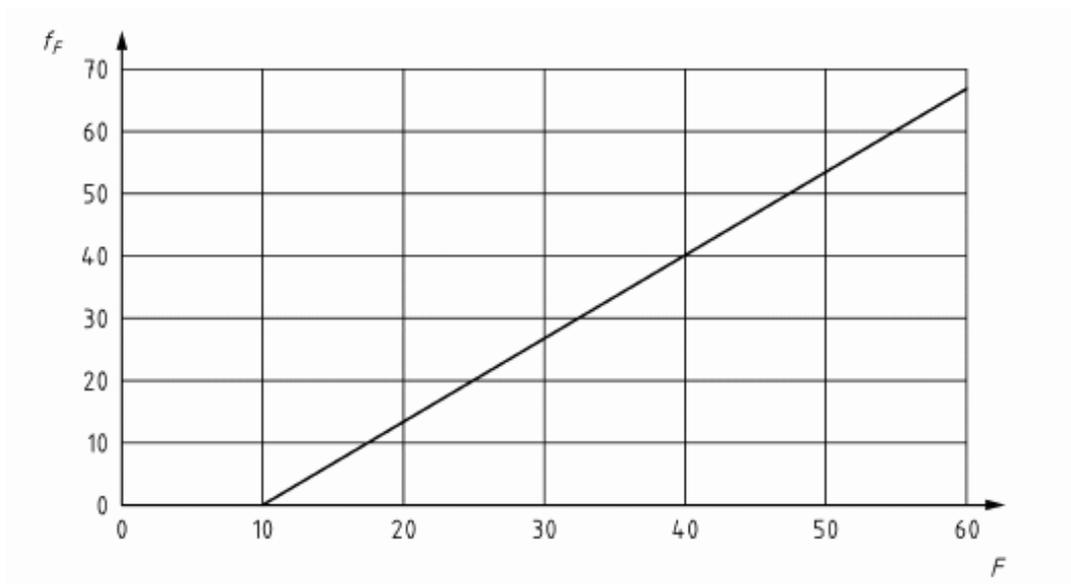


Figure 4 — Courbe de base pour l'essai de force d'arrachement

F : Force d'arrachement en N déterminé selon NA 17006

Les courbes de base illustrées dans les Figures 2, 3 et 4 ou leurs copies agrandies peuvent être utilisées à des fins de calculs graphiques sans violation des droits d'auteur.

Pour les besoins de calculs numériques, les fonctions mathématiques des courbes de base sont les suivantes :

Figure 2 — Scléromètre

$$\begin{aligned} f_R &= 1,25 \times R - 23 & 20 \leq R \leq 24 \\ f_R &= 1,73 \times R - 34,5 & 24 \leq R \leq 50 \end{aligned}$$

Figure 3 — Vitesse de propagation du son

$$f_v = 62,5 \times v^2 - 497,5 \times v + 990 \quad 4 \leq v \leq 4,8$$

Figure 4 — Force d'arrachement

$$f_F = 1,33 \times (F - 10) \quad 10 \leq F \leq 60$$

D'autres relations bien établies et courbes de base peuvent être utilisées.

Tableau 3 — Coefficient k_1 , en fonction du nombre de couples d'essais

Nombre de résultats de couples d'essais n	Coefficient k_1
9	1,67
10	1,62
11	1,58
12	1,55
13	1,52
14	1,50
≥ 15	1,48

8.3.4 Validité des relations

La relation établie par la procédure décrite en 8.3.3 peut être utilisée dans les limites des intervalles suivants :

— ± 2 indices de rebondissement en dehors de l'intervalle utilisé pour obtenir la valeur du décalage ;

— $\pm 0,05$ km/s en dehors de l'intervalle des résultats d'essai de vitesse de propagation du son utilisé pour obtenir la valeur du décalage ;

— $\pm 2,5$ kN en dehors de l'intervalle de force d'arrachement utilisé pour obtenir la valeur du décalage.

8.3.5 Estimation de la résistance à la compression sur site

Le résultat d'essai de la résistance à la compression sur site, f_{is} , est estimé à partir de la relation établie à l'aide de la procédure décrite en 8.3.3. La relation ne doit être utilisée que pour l'estimation de la résistance sur site du béton particulier, dans les conditions pour lesquelles elle a été établie. La relation ne doit être utilisée que dans l'intervalle pour lequel elle est valable, voir 8.3.4.

Pour l'évaluation de la résistance caractéristique de la compression sur site, les conditions et la procédure données en 8.2.4 s'appliquent.

L'évaluation fondée sur l'essai sur des carottes ayant une longueur et un diamètre identiques et sur l'application des courbes de base données dans les Figures 2, 3 et 4, donne une résistance à la compression sur site équivalente à la résistance d'un cube. Après avoir calculé la résistance caractéristique, la classe équivalente de résistance à la compression selon NA 16002 peut être évaluée à l'aide du Tableau 1.

Lorsque l'évaluation repose sur des carottes d'éclatement 2 ayant un diamètre d'au moins 50 mm, le Tableau 1 est également utilisé pour obtenir la classe de résistance correspondante. Si nécessaire, les résultats mesurés lors des essais sur carottes peuvent être convertis en résistances équivalentes sur site de cube ou de cylindre à l'aide d'une relation valable sur le site concerné.

8.4 Combinaison des résultats d'essai de la résistance sur site obtenus selon diverses méthodes d'essai

NOTE La présente norme ne fournit pas de recommandations concernant l'utilisation de méthodes combinées. Voir les dispositions nationales et la documentation spécialisée sur l'association de différentes méthodes.

9. Évaluation dans le cas où la conformité du béton fondée sur des essais normalisés est remise en question

Pour une zone d'essai comprenant un grand nombre de gâchées de béton avec au moins 15 résultats d'essais sur carottes, si

	$f_{m(n),is} \geq 0,85(f_{ck} + 1,48 \times s)$... (7)
et		
	$f_{is, \text{ plus faible}} \geq 0,85(f_{ck} - 4)$... (8)

On peut considérer que la zone contient du béton d'une résistance suffisante et que le béton présent dans la zone est conforme à la NA 16002.

NOTE 1 La défaillance d'une carotte individuelle peut indiquer un problème local plutôt qu'un problème global.

En variante, sous réserve d'un accord entre les parties, lorsqu'il existe au moins 15 résultats d'essais indirects et qu'au moins deux carottes ont été prélevées dans les aires d'essai qui présentent les plus faibles résistances, si

$$f_{is, \text{ plus faible}} \geq 0,85 (f_{ck} - 4) \quad \dots (9)$$

On peut considérer que la zone contient du béton d'une résistance suffisante.

Dans une petite zone qui contient une ou plusieurs gâchées de béton, le prescripteur peut utiliser son expérience pour choisir deux aires d'essai propices au carottage et si

$$f_{is, \text{ plus faible}} \geq 0,85 (f_{ck} - 4) \quad \dots (10)$$

On peut considérer que la zone contient du béton d'une résistance suffisante.

S'il est considéré que la zone contient du béton d'une résistance suffisante, on doit considérer que le béton provient d'une population conforme.

NOTE 2 Lorsque la résistance est inférieure à $0,85(f_{ck} - 4)$, les hypothèses de conception ne sont pas valables et il convient d'évaluer la conformité de la structure. Une faible résistance sur site peut être due à un certain nombre de facteurs dont le non-respect du cahier des charges par le béton, un mauvais serrage ou l'ajout non maîtrisé d'eau sur le site. Il se peut que le producteur et l'utilisateur soient obligés d'identifier quels facteurs sont importants mais cela implique la prise en compte de la porosité et des armatures présentes dans les carottes ainsi que de la maturité de la carotte lors des essais. La présente norme ne fournit pas de recommandations sur ces aspects.

10. Rapport d'évaluation

Le rapport d'évaluation doit inclure :

- a) l'objectif de l'évaluation ;
- b) l'identification et la description de la structure ou des éléments préfabriqués en béton ;
- c) les informations disponibles relatives au béton (composition de la formule, classe de résistance, âge, etc.) ;
- d) la méthode utilisée pour l'évaluation ; essais sur carottes ou méthodes indirectes selon les variantes 1 ou 2 ;
- e) l'établissement de la relation en cas d'utilisation de la variante 1 ;
- f) le programme d'essai incluant :
 - les méthodes d'essai ;
 - les carottes (dimensions, traitement, mode de conservation, etc.) ;
 - le plan d'échantillonnage ;
 - le nombre d'essais ;
 - les écarts par rapports à la méthode normalisée (par exemple, durée de conservation), le cas échéant.
- g) les données d'essai et les résultats.
- h) les calculs.
- i) l'évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site et, si nécessaire, la classe de résistance à la compression équivalente selon la NA 16002.

Annexe A (informative)

Facteurs influant sur la résistance des carottes

A.1 Généralités

Les facteurs qui influent sur la résistance des carottes peuvent être classés en catégories selon que leur influence est liée à une caractéristique du béton ou est provoquée par une variable d'essai.

La résistance d'une carotte sera influencée par l'historique de conservation de la structure et par l'âge du béton lors du prélèvement de la carotte.

Certains facteurs d'influence doivent être pris en compte lors de l'évaluation des résultats d'essai. Certains autres facteurs peuvent avoir à être pris en considération tandis que d'autres sont généralement ignorés.

A.2 Caractéristiques du béton

A.2.1 Teneur en eau

La teneur en eau de la carotte influera sur la résistance mesurée. Ainsi, la résistance d'une carotte saturée en eau est de l'ordre de 10 % à 15 % inférieure à celle d'une carotte comparable sèche, dont la teneur en eau est généralement comprise entre 8 % et 12 %.

A.2.2 Porosité

Une augmentation de la porosité diminue la résistance. Un écart d'environ 1 % de porosité diminue la résistance de 5 % à 8 %.

A.2.3 Sens de coulage

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

A.2.4 Défauts locaux

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

A.3 Variables d'essai

A.3.1 Diamètre des carottes

Le diamètre des carottes influe sur la résistance mesurée et la dispersion des résultats. La résistance d'une carotte prélevée perpendiculairement au sens de coulage, d'un diamètre et d'une hauteur de 100 mm ($l/d = 1$), correspond à la résistance d'une éprouvette cubique de 150 mm de côté.

Sur les carottes ayant un diamètre < 100 mm et d'élanement égal à 1, la dispersion des résultats est généralement plus grande. De ce fait, avec des carottes de diamètre 50 mm, il peut s'avérer utile de soumettre à l'essai trois fois plus de carottes que lors des essais sur des carottes de 100 mm de diamètre, avec une interpolation linéaire pour les diamètres compris entre 100 mm et 50 mm.

La dispersion des résultats de résistance mesurés augmente lorsque le rapport diamètre de la carotte/dimension du plus gros granulats diminue.

Les carottes dont le diamètre est inférieur à 50 mm (micro-carottes) nécessitent des procédures qui ne sont pas traitées dans la présente norme.

A.3.2 Rapport longueur/diamètre

L'élancement de la carotte influe sur la résistance mesurée. La résistance diminue pour des rapports $l/d > 1$ et augmente pour des rapports $l/d < 1$. Ceci est dû principalement aux contraintes de freinage exercées par les plateaux des machines d'essai.

A.3.3 Planéité des extrémités des carottes

Les écarts de planéité diminuent la résistance mesurée. Il convient que la tolérance de planéité soit identique à celle des éprouvettes normalisées, c'est-à-dire, comme l'indique la NA 5074.

A.3.4 Préparation des extrémités des carottes

Les surfaçages de faible résistance engendreront une diminution de la résistance. Les surfaçages minces à base de mortier ou de soufre à résistance élevée n'influeront pas de manière significative sur la résistance. Il est préférable d'avoir recours à une rectification des extrémités.

A.3.5 Impact du carottage

Les opérations de carottage peuvent endommager le béton jeune ou intrinsèquement peu résistant mais il n'est généralement pas possible d'en observer les effets sur la surface de coupe. Une carotte peut être intrinsèquement moins résistante qu'un cylindre du fait que la surface d'une carotte inclut des morceaux de granulats qui peuvent être retenus à la surface uniquement par l'adhérence de la matrice. De telles particules ne contribuent que faiblement à la résistance de la carotte.

A.3.6 Armature

Il convient que les carottes utilisées pour mesurer la résistance du béton ne contiennent pas d'armature. Lorsque cela ne peut être évité, il faut s'attendre à une réduction de la résistance mesurée dans le cas d'une carotte contenant une armature en acier (non située axialement). Les carottes contenant des armatures dans ou à proximité de leur axe longitudinal ne conviennent pas pour les essais de résistance.

Annexe B (informative)

Facteurs influant sur les résultats des méthodes d'essai indirectes

B.1 Essais au scléromètre

La relation entre la résistance et l'indice de rebondissement est influencée aussi bien par les caractéristiques du béton que par les conditions d'essai.

B.2 Mesures de la vitesse de propagation du son

La relation entre la résistance et les mesures de la vitesse de propagation du son est influencée aussi bien par les caractéristiques du béton que par les conditions d'essai. Ces facteurs sont présentés dans la NA 5027 et il convient de les prendre en compte lors de l'évaluation des résultats d'essai.

Des informations complémentaires sur l'établissement d'une corrélation entre la résistance et la vitesse de propagation du son sont également données dans NA 5027.

B.3 Essais d'arrachement

La relation entre la résistance et la force d'arrachement mesurée est influencée aussi bien par les caractéristiques du béton que par les conditions d'essai.

Certains des facteurs possibles sont :

- le type de granulat ;
- le serrage ;
- la conservation ;
- les conditions d'humidité lors de l'essai ;
- la profondeur d'encastrement ;
- les anomalies de surface ;
- la présence d'une armature.

En particulier, la présence d'une armature à proximité immédiate de l'aire d'essai peut avoir une incidence sur les résultats.

Des informations complémentaires sur l'établissement d'une corrélation entre la résistance et la force d'arrachement sont données dans NA 17006.

Annexe C (informative)

Concepts concernant la relation entre la résistance sur site et la résistance des éprouvettes normalisées

La résistance à la compression des carottes et la résistance sur site seront généralement inférieures à celle qui est mesurée sur des éprouvettes normalisées prélevées dans la même gâchée de béton. Cela s'explique par divers facteurs parmi lesquels le degré de serrage et la conservation dans les conditions réelles du site et dépend de l'emplacement de l'élément dans lequel la résistance sur site est déterminée. Les essais réalisés sur le béton sur site révèlent les points suivants :

- 1) la résistance sur site peut varier dans un élément structural à la fois de façon aléatoire et, plus souvent, de façon ordonnée ;
- 2) l'ampleur des écarts de résistance sur site au sein des éléments structuraux peut varier d'un élément à l'autre ;
- 3) en prenant en compte l'épaisseur d'une couche de béton, la résistance sur site diminue vers le haut d'une couche, même dans le cas de dalles, et peut être inférieure de 25 % dans la partie supérieure par rapport au coeur du béton. Le béton de moindre résistance est souvent concentré dans les 300 mm supérieurs ou dans les 20 % de la profondeur, selon la valeur la plus faible.

La conception des ouvrages en béton précontraint et en béton armé repose sur le principe couramment accepté selon lequel le béton peut être considéré comme un matériau aléatoirement variable, dont les résultats d'essai suivent une distribution normale. Les différences entre la résistance sur site du béton et celle des éprouvettes normalisées sont inévitables. Lors de la conception, ces différences sont prises en compte parmi d'autres facteurs, en introduisant le coefficient partiel de sécurité pour la résistance γ_c .

Annexe D (informative)

Recommandations pour la planification, l'échantillonnage et l'évaluation des résultats d'essai lors de l'évaluation de la résistance sur site

D.1 Planification

L'objectif de l'évaluation de la résistance sur site d'une structure ou d'éléments préfabriqués en béton a une incidence sur la planification des zones d'essai. Une ou plusieurs zones d'essai sont identifiées et un certain nombre d'aires d'essai sont sélectionnées au sein de chacune d'elle. Le choix de la dimension des aires d'essai dépend de la méthode d'essai utilisée. Le nombre de résultats d'essai obtenus dans une zone d'essai influe sur la fiabilité de l'évaluation.

Lorsque la classe de résistance à la compression dans une structure entière de bâtiment doit être évaluée en déterminant la résistance sur site, il convient de diviser celle-ci en zones d'essai dans lesquelles le béton est censé appartenir à la même population ayant une distribution de mode unique et étant représentative de la qualité générale.

Il convient de revoir les données relatives aux carottes afin de vérifier que l'hypothèse d'une distribution en mode unique est raisonnable.

Lors de l'évaluation de la résistance sur site, il convient de prendre en compte le fait que la résistance du béton est généralement la plus faible à proximité de la surface supérieure de l'élément de construction ou l'élément structural et qu'elle augmente ensuite à mesure que la profondeur sous la surface supérieure s'accroît.

Dans les cas où la capacité porteuse d'une structure existante doit être évaluée, il est recommandé que les zones d'essai soient concentrées dans les parties les plus fortement sollicitées de la structure. Toutefois, il convient que l'échantillonnage n'affecte pas la capacité porteuse.

Lorsque le type ou l'étendue d'un endommagement doit être évalué, il convient que les zones d'essai soient concentrées dans les parties où les effets nuisibles sont connus ou sont censés

s'être produits. Dans ces cas, il peut s'avérer bénéfique d'effectuer une comparaison avec des échantillons prélevés dans des parties non endommagées.

D.2 Échantillonnage

Il convient que les aires d'essai individuelles dans chaque zone d'essai soient échantillonnées de façon aléatoire, si l'objectif est d'obtenir des données représentatives.

Le nombre de carottes prélevées ou de mesures indirectes effectuées dépendra de la méthode utilisée pour l'estimation de la résistance sur site.

Généralement, il est recommandé de planifier l'échantillonnage de manière à s'assurer que l'échantillon aléatoire prélevé dans un élément structural ou des éléments préfabriqués en béton représente la distribution des propriétés du béton dans l'ensemble de la population.

D.3 Programme d'essai

Il convient de spécifier la méthode d'essai ainsi que les zones d'essai et le nombre d'essais indirects à réaliser dans chaque zone d'essai.

D.4 Évaluation

L'évaluation de la résistance à la compression sur site peut impliquer de prendre en compte l'âge au moment de l'essai et les conditions d'humidité dans le béton. La résistance du béton peut être évaluée à n'importe quel âge, mais il convient de l'enregistrer et de le prendre en compte si nécessaire.

Dans les cas où, par exemple, la capacité porteuse d'une structure présente de l'intérêt, c'est principalement la résistance à la compression au moment de l'essai (résistance réelle sur site) qui est importante.

Il convient de prendre en compte les conditions d'humidité de la structure. Dans les cas où une structure ou un élément préfabriqué en béton est dans des conditions humides, il convient de soumettre les carottes à l'essai en état saturé ; de même, dans les cas où une structure ou un élément préfabriqué en béton est dans des conditions sèches, il convient de soumettre les carottes à l'essai en état sec, voir 7.1.

Appendice 2

Programme développé pour la régression double dans matlab

Rebound number **N** vs ultrasonique pulse velocity **V** vs resistance à la compression **R**

Ce programme est utilisé à deux reprises, lorsqu'on considère les corrélations :

- La résistance à la compression des éprouvettes en fonction de **N** et de **V**
- La résistance à la compression des carottes en fonction de **N** et de **V**

Les résultats sont plotés dans des graphes en 3 D et les équations de courbes planes ainsi que R2 sont dérivés.

load beton.txt

```
x1 = beton(:, 1);
```

```
x2 = beton(:, 2);
```

```
y = beton(:, 3);
```

```
X = [ones(size(x1)) x1 x2];
```

```
b = regress(y, X);
```

```
scatter3 (x1, x2, y)
```

```
hold on
```

```
x1fit = min(x1):0.5:max(x1);
```

```
x2fit = min(x2):50:max(x2);
```

```
[X1FIT, X2FIT] = meshgrid(x1fit, x2fit);
```

```
YFIT = b(1) + b(2)*X1FIT + b(3)*X2FIT;
```

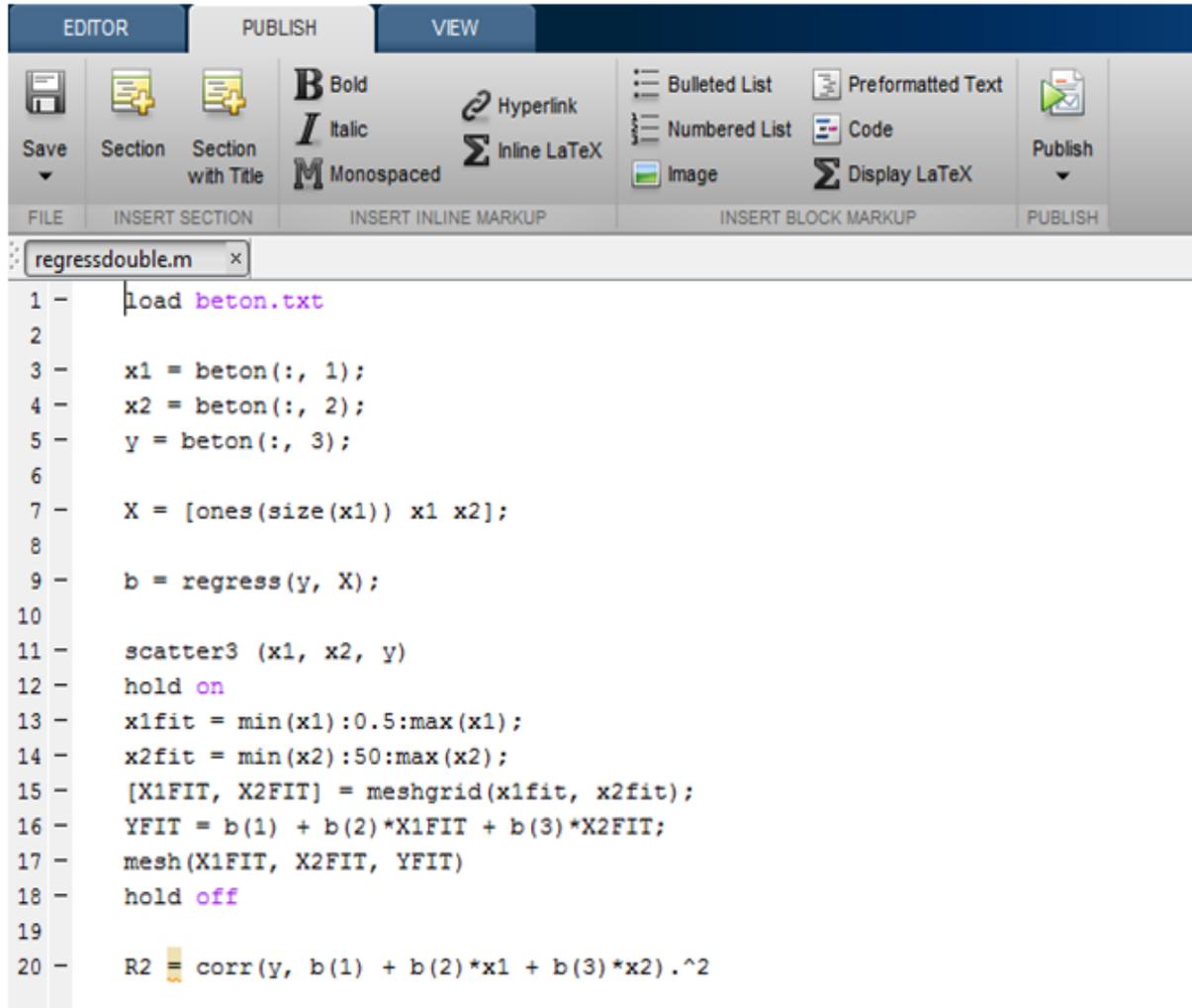
```
mesh(X1FIT, X2FIT, YFIT)
```

```
hold off
```

```
R2 = corr(y, b(1) + b(2)*x1 + b(3)*x2).^2
```

```
1 - load beton.txt
2
3 - x1 = beton(:, 1);
4 - x2 = beton(:, 2);
5 - y = beton(:, 3);
6
7 - X = [ones(size(x1)) x1 x2];
8
9 - b = regress(y, X);
10
11 - scatter3 (x1, x2, y)
12 - hold on
13 - x1fit = min(x1):0.5:max(x1);
14 - x2fit = min(x2):50:max(x2);
15 - [X1FIT, X2FIT] = meshgrid(x1fit, x2fit);
16 - YFIT = b(1) + b(2)*X1FIT + b(3)*X2FIT;
17 - mesh(X1FIT, X2FIT, YFIT)
18 - hold off
19
20 - R2 = corr(y, b(1) + b(2)*x1 + b(3)*x2).^2
```

%-- 30/01/2014 12:34 --



```
1 - load beton.txt
2
3 - x1 = beton(:, 1);
4 - x2 = beton(:, 2);
5 - y = beton(:, 3);
6
7 - X = [ones(size(x1)) x1 x2];
8
9 - b = regress(y, X);
10
11 - scatter3 (x1, x2, y)
12 - hold on
13 - x1fit = min(x1):0.5:max(x1);
14 - x2fit = min(x2):50:max(x2);
15 - [X1FIT, X2FIT] = meshgrid(x1fit, x2fit);
16 - YFIT = b(1) + b(2)*X1FIT + b(3)*X2FIT;
17 - mesh(X1FIT, X2FIT, YFIT)
18 - hold off
19
20 - R2 = corr(y, b(1) + b(2)*x1 + b(3)*x2).^2
```