

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 INTRODUCTION

Le niveau élevé atteint par la physique vers le milieu du **XX^e** siècle s'est manifesté également dans les méthodes d'essai des constructions. Ainsi un vieux désir du constructeur, celui de prévoir la charge qui provoquerait la rupture d'une structure ou d'un élément sans les détruire et même sans les altérer commençait à se matérialiser. Les progrès réalisés ces derniers temps n'ont pas encore permis de remplacer entièrement les méthodes d'essai dites classiques ou destructives, mais les résultats obtenus à l'aide des nouvelles méthodes sont remarquables, dans de nombreux domaines ils complètent en effet singulièrement les renseignements obtenus par l'essai destructif ; ils présentent quelquefois, plus d'intérêt que les données primaires qu'on cherche à déduire et, parfois, sont les uniques sources d'informations.

Les méthodes d'essai non destructives des ouvrages en béton simple, en béton armé ou en béton précontraint sont particulièrement intéressantes, tant par suite de la proportion élevée de ces constructions dans l'ensemble des ouvrages, que par suite de l'importance que représente le contrôle de la qualité directement sur la construction.

Les avantages de ces essais par rapport aux autres peuvent être résumés comme suit :

- essai d'une construction sans la détruire, ni nuire à sa capacité de service ;
- possibilité d'obtenir des informations dans des domaines inaccessibles aux méthodes classiques (par exemple : observation in situ du durcissement du béton

dans l'ouvrage, détermination et observation dans le temps du degré de corrosion des ouvrages) ;

- supplément d'informations de caractère local, sous forme de données se rapportant à un grand volume de matériau, donc possibilité d'obtenir un tableau plus complet de l'homogénéité du matériau dans l'ouvrage ;
- économie de matériaux, de temps et d'outillages d'essai par la possibilité de faire les essais sur le matériau dans l'ouvrage même ou sur une seule éprouvette un nombre pratiquement infini de fois, due à la rapidité de l'exécution de ce type d'essais et aussi au fait qu'on peut remplacer certains outillages coûteux et dont la manipulation est délicate par des appareils simples, transportables.

Le but de ce chapitre est de décrire ces méthodes en soulignant leurs avantages et leurs inconvénients.

1.2 ESSAIS NON DESTRUCTIFS DU BETON :

1.2.1 Définition :

Les essais non destructifs (END) représentent des méthodes de reconnaissance couramment appliquées aux structures de bâtiments, ouvrage d'art ou de génie civil.

Comme leur nom l'indique, il s'agit de mesures n'endommageant pas les constructions.

Etant entendu que lors de ces essais, quelques désordres mineurs peuvent être apportés à la structure sans modifier ni sa performance ni son apparence. Une importante caractéristique des essais non destructifs est qu'ils peuvent être refaits au même endroit ou presque, ce qui permet de suivre les changements des propriétés du béton dans le temps.

Les essais non destructifs peuvent jouer un rôle exceptionnel dans la garantie de la qualité du béton et dans le développement ultérieur de la technologie de construction. La signification de ces essais se développera considérablement à l'avenir, parce que sa technologie de mesure automatisée et la réduction de la taille de l'appareillage de mesure ouvriront des applications entièrement nouvelles.

1.2.2 Historique:

Les problèmes de qualité rencontrés dans les structures en béton apparaissent à différentes phases de la réalisation des ouvrages, c'est pour cette raison que depuis longtemps il y a une demande accrue pour des méthodes plus précises et, en même temps, plus souples d'évaluation de la qualité du béton.

L'essai non destructif (END) du béton est de grande importance scientifique et pratique. Le sujet a suscité l'attention croissante pendant des années récentes, particulièrement le besoin de caractérisation de qualité des constructions endommagées faites en béton, en utilisant des méthodes non destructives.

Williams en (1936) a lancé le premier essai non destructif, après cela et pendant le développement de domaine de construction, une gamme d'essais non destructifs in-situ, a été développée, par plusieurs chercheurs dans ce domaine : Ernest Schmilt (1948), Jones (1962), Whitehurst (1966), Malhotra (1976) a présenté une enquête complète de littérature pour les méthodes non destructives normalement utilisées pour l'essai et l'évaluation du béton, Bungey (1982). Au milieu des années soixante Skramtaev et Leshchinsky (1966) ont proposés pour la première fois l'utilisation de deux méthodes non destructifs ensembles, et le travail le plus fondamental de ce sujet a été présenté par facaoaru (1969). En (1991) Leshchinsky a récapitulé les avantages des essais non destructifs comme réduction de la consommation de travail de l'essai, une diminution de la consommation de travail des travaux préparatoires, un peu de dommages structuraux, une possibilité d'examiner la résistance des structures sans les endommager avec application de moins d'équipement d'essai cher, par rapport à l'essai destructif. Ces avantages sont sans valeur si les résultats ne sont pas fiables, représentatifs, et aussi étroitement comme possible à la résistance réelle de la partie examinée de la structure.

Au cours de cette période, plusieurs méthodes non destructives d'évaluation ont été mises au point.

1.2.3 Domaines d'application principaux :

- Détecter, Positionner, Identifier, Dimensionner les défauts dans les pièces, les structures ou les assemblages.
- Mesurer de façon indirecte les caractéristiques des matériaux :
 - La résistance
 - l'homogénéité
 - La porosité
 - La durabilité

1.2.4 But d'utilisation :

Ces essais sont rapides et légers à mettre en œuvre, et apportent de surcroît une réponse globale à l'échelle d'une structure ou d'un ouvrage, dans le cadre de contrôles d'ouvrages neufs ou en construction comme de diagnostics d'état d'ouvrages anciens.

1.3 METHODES D'ESSAIS :

1.3.1 Introduction

Il existe deux types de méthodes pour l'estimation de la résistance de compression du béton. Les premiers, englobent les méthodes qui ne mesurent pas directement la résistance mais d'autres propriétés du béton, à partir, desquels, une estimation de la résistance peut être obtenue. Ces méthodes incluent les tests tel que ;

- ✓ Méthode de dureté superficielle ou essai au scléromètre
- ✓ Méthode de pénétration
- ✓ Méthode ultra son
- ✓ Méthode par carottage

Les seconds types de tests sont ceux qui mesurent quelques propriétés de résistance, à partir desquels on peut faire une estimation de résistance du béton. Ces méthodes englobent des tests tel que l'essai d'arrachement.

1.3.2 Essai au scléromètre :

1.3.2.1 Introduction

Cet essai est l'un des plus vieux essais non destructifs et il est encore très utilisé de nos jours, développé par Ernst Schmidt en (1948) et est connu sous le nom l'essai au marteau Schmidt ou essai au scléromètre. Le marteau de Schmidt (photo (1.1)) est resté le seul instrument connu qui utilise le principe de rebondissement pour les essais sur le béton selon R.F Feldman (1977). En (1984) T.Akashi et S.Amasaki ont déclarés que malgré sa apparente simplicité, l'essai au scléromètre sous-tend des problèmes complexes d'impact et de propagation de l'onde qui lui sont associés.



Photo (1.1) : scléromètre

1.3.2.2 Principe

Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur la quelle frappe la masse, figure (1.1).

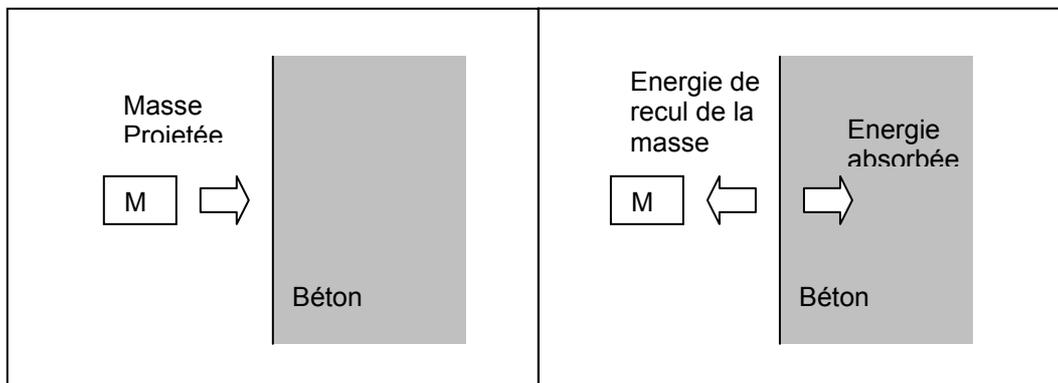


Figure (1.1) : Principe du Scléromètre

Dans l'essai au scléromètre une masse approximative de 1.8 kg montée sur un ressort a une quantité potentielle fixe d'énergie qui lui est transmise par un ressort tendu à partir d'une position fixe, ce que l'on obtient en pressant la tête du marteau contre la surface du béton mis à l'essai. Lors de son relâchement, la masse rebondit depuis la tête, toujours en contact avec la surface du béton et la distance qu'elle parcourt, exprimée en pourcentage de l'extension initiale du ressort est appelée l'indice de rebondissement. Cet indice est indiqué par un curseur qui se déplace le long d'une règle graduée.

Quelques modèles de scléromètre impriment le relevé des résultats sur un rouleau de papier paraffiné. L'indice de rebondissement est une mesure arbitraire, car elle dépend de l'énergie emmagasinée par le ressort et de la dimension de la masse.

L'énergie d'impact est produite par un système de ressorts dont l'amplitude du mouvement de recul est fonction de :

- L'énergie de recul
- Caractéristiques des systèmes de ressorts

Tableau (I.1) : Moyens de mesure selon le type de recul au scléromètre.

Type de recul	Moyen de mesure
Recul linéaire	Un indicateur à lame
Recul angulaire	Un système de freinage

a. Indice de rebondissement :

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 un 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.

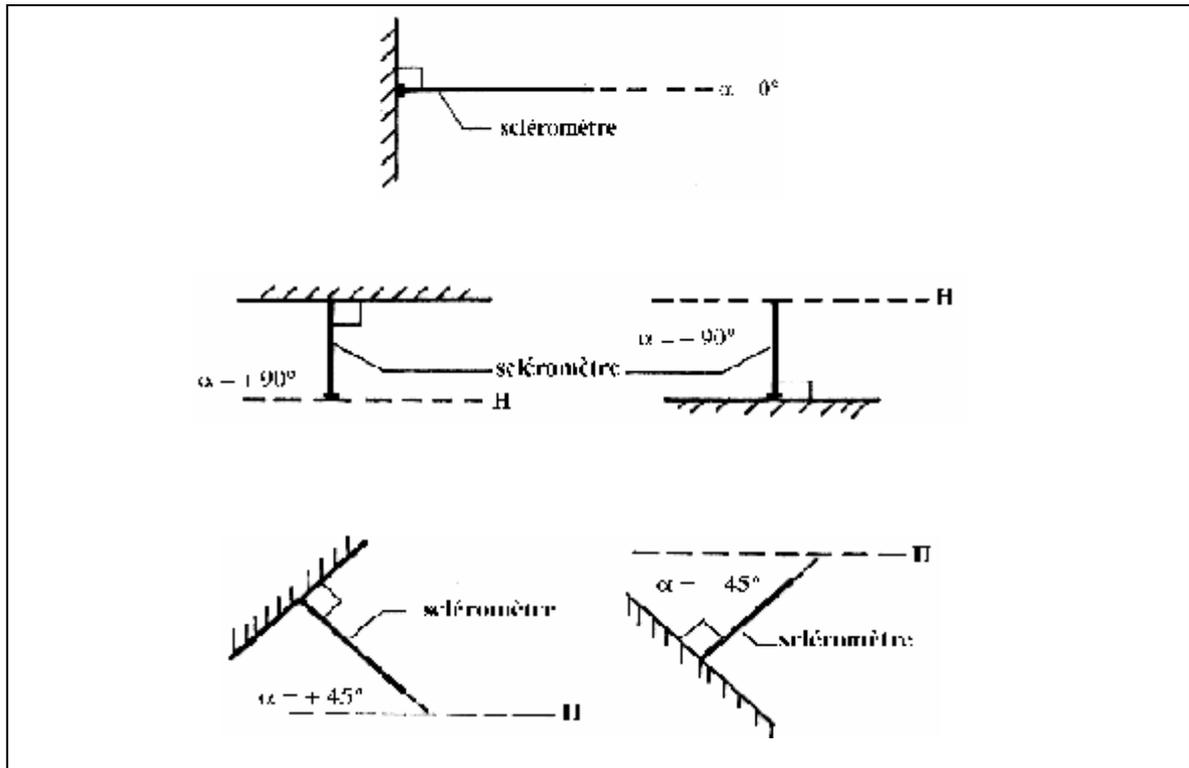


Figure (1.2) : Elément à tester par le scléromètre

Tableau (1.2) : Correction de la valeur de l'indice de rebondissement en fonction de l'angle d'inclinaison

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

b. Appareillage :**b.1 Scléromètre Schmidt :**

Le modèle le plus utilisé pour la détermination non-destructive de la résistance du béton sur la base du recul est le scléromètre SCHMIDT (Suisse).

Il existe plusieurs modèles de scléromètres SCHMIDT selon le type de recul ainsi que l'énergie d'impact (tableau (1.3)).

Tableau (1.3) : Modèles des scléromètres existants

Type de recul	Modèle	Energie d'impact (Kgf.m*)	Domaine d'utilisation
Linéaire	L	0.075	- Eléments minces en béton. - Bétons à base d'agréats légers.
	M	3.000	Eléments massifs.
	N	0.225	Bétons usuels.
	NA	0.225	Contrôle de la qualité du béton sous l'eau.
	NR	0.225	Identique au modèle N mais avec un dispositif d'enregistrement des mesures.
	LB	0.075	Contrôle de la qualité des produits en terre cuite (particulièrement des tuiles).
Angulaire	P	0.090	- Eléments ayant des dimensions transversales réduites. - Bétons et enduits de moindre résistance.
	PT	0.090	Contrôle de la qualité des matériaux de très faible résistance ($R_c = 5 \text{ à } 80 \text{ kgf.m/cm}^2$).

(*) $1 \text{ kgf.m} = 9.81 \text{ J}$

L'appareil est composé d'une masselotte chargée par un ressort qui se projette sur une tige métallique appelée tige de percussion.



Photo (1.2) : Modèle N

Pour béton (bâtiment, ouvrage d'art...)

Energie de percussion 2.200 J
Direction toutes
Résistance de 10 à 70 Mpa

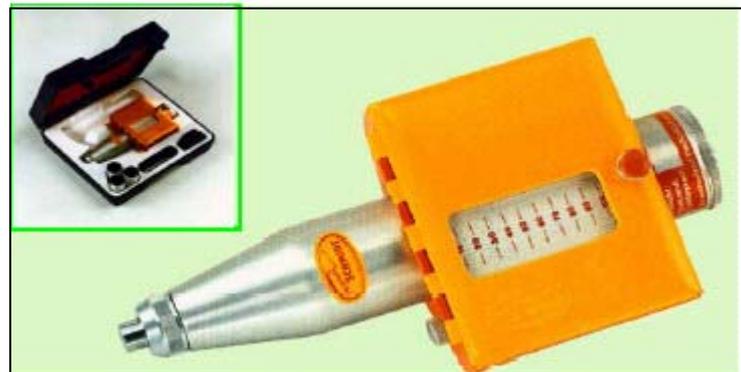


Photo (1.3) : Modèle NR

Identique au modèle N avec enregistrement

Chaque essai est inscrit sur une bande de papier.

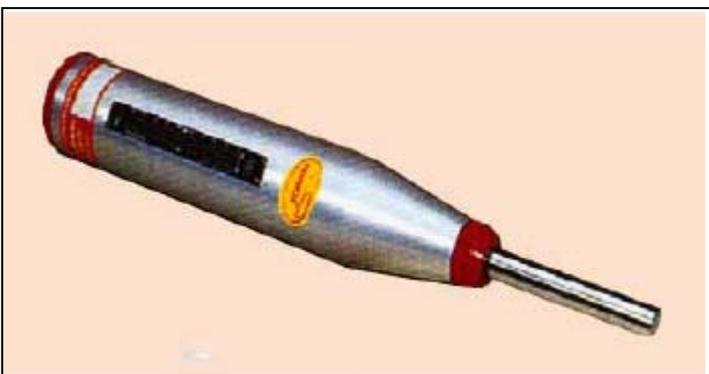


Photo (1.4) : Modèle L

Energie de percussion allégée 0.735 J
Direction toutes
Résistance de 10 à 70 MPa



Photo (1.5) : Modèle LR
Identique au précédent avec enregistrement



Photo (1.6) : Modèle LB
Pour contrôler la qualité de produits en terre cuite.
Énergie de percussion 0.735 J

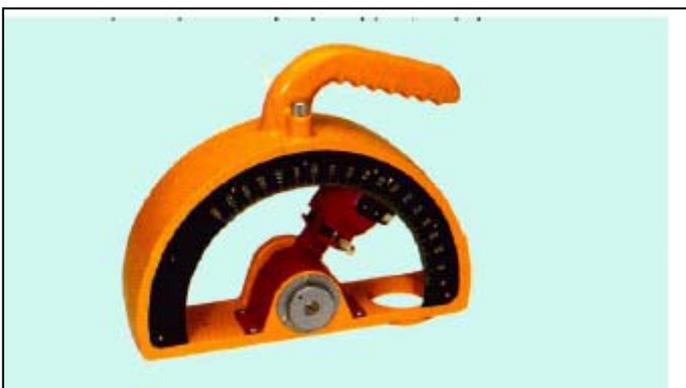


Photo (1.7) : Modèle P
Pour matériaux légers, revêtements, enduits...
Énergie de percussion 0.880 J
Direction horizontale et verticale
Résistance de 5 à 25 Mpa

b.2- Pierre à polir :

La pierre à polir est une pierre abrasive de texture à grains moyens. Cette dernière est utilisée pour la préparation des surfaces de mesure.

b.3- Bloc d'étalonnage :

Le bloc d'étalonnage, en néoprène armé, est de dimensions 25 cm x 25 cm x 6 cm.

b.4- 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 de néoprène armé
- ✓ Sur éprouvettes de béton

● Sur bloc de néoprène armé :

Cette méthode consiste à effectuer sur le bloc en néoprène, posé sur une assise rigide et plane, deux séries de 27 mesures espacées de 5 s et à calculer la moyenne de l'indice sclérométrique I_{sm} de la 2^{ème} série. La position de l'appareil doit être verticale.

Dans le cas où ;

$28 \leq I_{sm} \leq 32$: le fonctionnement de l'appareil est satisfaisant

$I_{sm} < 28$ ou $I_{sm} > 32$: appareil défectueux

Dans le deuxième cas, il est procédé au nettoyage de l'appareil afin de déterminer une nouvelle fois la valeur de I_{sm} .

Si l'appareil est toujours défectueux, donc il est inutilisable. Une révision est nécessaire dans ce cas avec un certificat d'étalonnage.

● Sur éprouvettes de béton :

Cette méthode consiste à déterminer la moyenne de l'indice sclérométrique I_{sm} 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 I_s est déterminée pour chaque niveau de résistance.

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

Les trois couples de valeurs sont reportés sur le graphique de la figure (1.3).

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.

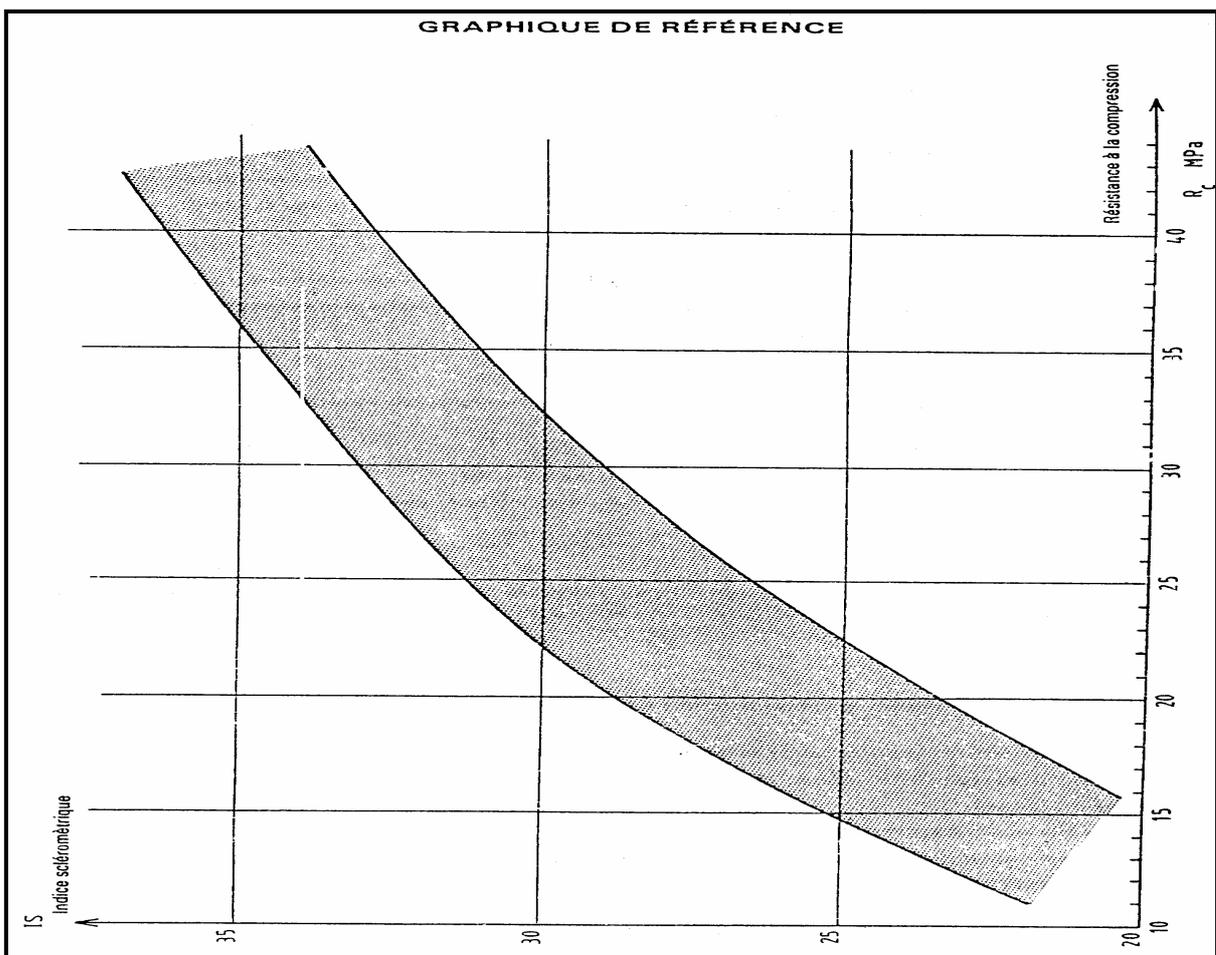


Figure (1.3) Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil sur éprouvettes

En utilisant la méthode de dureté superficielle ou essai au scléromètre il faut tenir compte des éléments suivant :

- Dans le choix des zones d'essai, éviter la surface de coulée ou la face opposée, faire l'essai sur les surfaces parfaitement planes et lisses (sans rugosités) et préférentiellement une surface moulée. Un béton à texture ouverte ne peut pas donc être soumis à l'essai sclérométrique. Les surfaces lissées à la truelle doivent être poncées avec une pierre de carborundum (La pierre à polir).

- La zone choisie doit être représentative de l'élément soumis à l'essai et comprendre les régions fortement sollicitées et les régions soupçonnées d'être faibles dans l'élément. Si le béton soumis à l'essai ne fait pas parti intégrant d'un élément de grande dimension, il doit être supporté de façon rigide, car un déplacement en cours d'essai se traduit par un indice de rebondissement plus faible.

- Dans le choix des points d'essai, éviter les régions proches des arrêtes de l'élément (à moins de 5 cm pour les coffrages en bois et à moins de 3cm pour les coffrages métalliques) la distance entre les points d'essai doit être d'au moins 2cm. Il ne faut pas faire l'essai dans les pores visibles, l'essai au scléromètre est sensible aux variations locales dans le béton. Par exemple, la présence d'un gros granulat directement sous la tête du marteau donne un indice de rebondissement anormalement élevé, à l'inverse, la présence d'un vide à la même position entraîne un résultat très faible. De plus, et selon ACI dans le manuel de béton partie 2 (1994) l'énergie absorbée par le béton est liée à la fois à sa rigidité et à sa résistance de sorte que c'est la combinaison de ces deux caractéristiques qui régit l'indice de rebondissement. W.E Grieb (1982) utilisant le scléromètre pour estimer la résistance à la compression du béton lourd a trouvé que la rigidité du béton est influencée par le type de granulat utilisé. La figure (1.9) montre la relation entre la résistance à la compression mesurée sur cylindre et l'indice de rebondissement pour des bétons confectionnés avec différents granulats (W.E Grieb (1958))

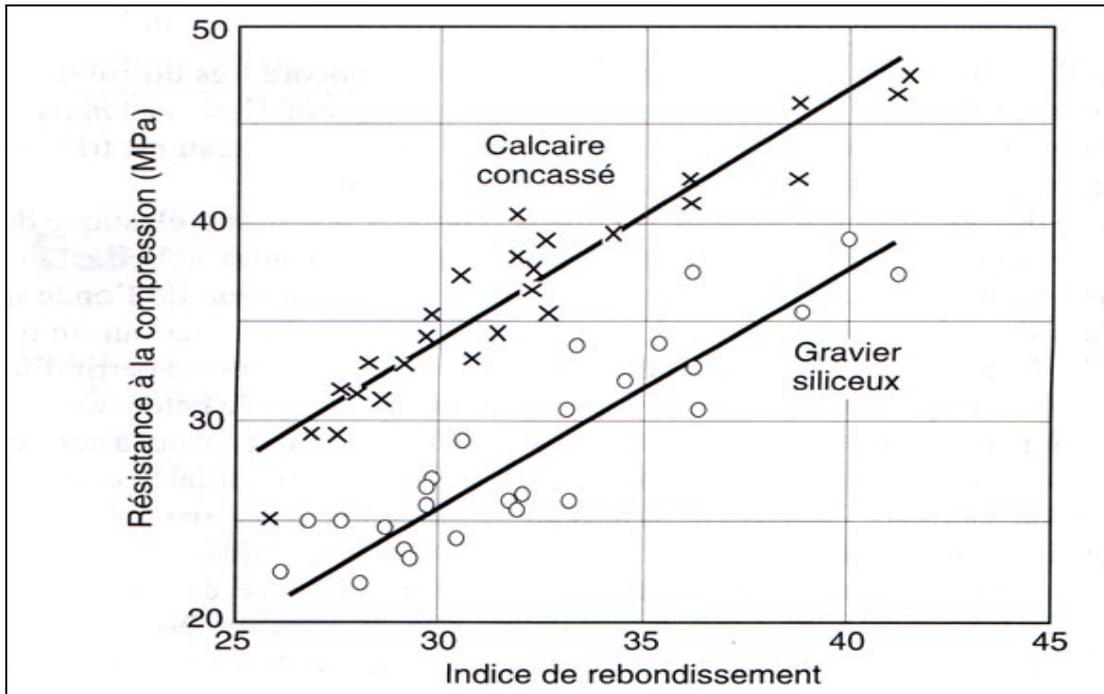


Figure (1.4) : la relation entre la résistance à la compression mesurée sur cylindre et l'indice de rebondissement pour des bétons confectionnés avec différents granulats

(W.E Grieb (1958))

- La tête du marteau doit toujours être positionnée de façon perpendiculaire à la surface du béton, mais la position du marteau par rapport à la verticale aura un effet sur l'indice de rebondissement en raison de la gravité qui agit sur le déplacement de la masse du marteau.
- L'indice de rebondissement doit être déterminé en plusieurs points rapprochés (en général de 6 à 12) pour une pièce bien déterminée en raison de la variabilité de la dureté du béton sur une petite surface, mais suivant la norme ASTM C 805-85 leur distance ne doit pas être inférieure à 25mm. La norme BS 1881 :partie202 :1986 recommande de faire l'essai en suivant le dessin d'une grille dont les points sont espacés de 20 à 50mm à l'intérieur d'une surface ne dépassant pas 300*300mm ce qui permet de réduire la distorsion des données attribuables à l'opérateur.

Nota : Dans le cas de béton de plus de trois mois d'âge il est obligatoire de décaper d'une couche de 2cm du béton avant de faire les essais

c)-Méthodes pour la transformation des indices sclérométriques en résistance mécanique à la compression du béton. CNERIB (1998):

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

a. 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.

La courbe unique de corrélation du scléromètre type N ne peut être utilisée dans les cas suivants :

- ✓ Agrégats artificiels
- ✓ Agrégats légers, concassés ou de faible dureté
- ✓ Gravillons polis
- ✓ Agrégats non lavés riches en argile adhérente
- ✓ Béton ayant un très faible dosage en ciment ou mélange très sec ou insuffisamment serré
- ✓ Bétons frais
- ✓ Bétons sous l'eau
- ✓ Bétons très vieux et secs
- ✓ Bétons de faible résistance $< 200 \text{ kg/cm}^2$.

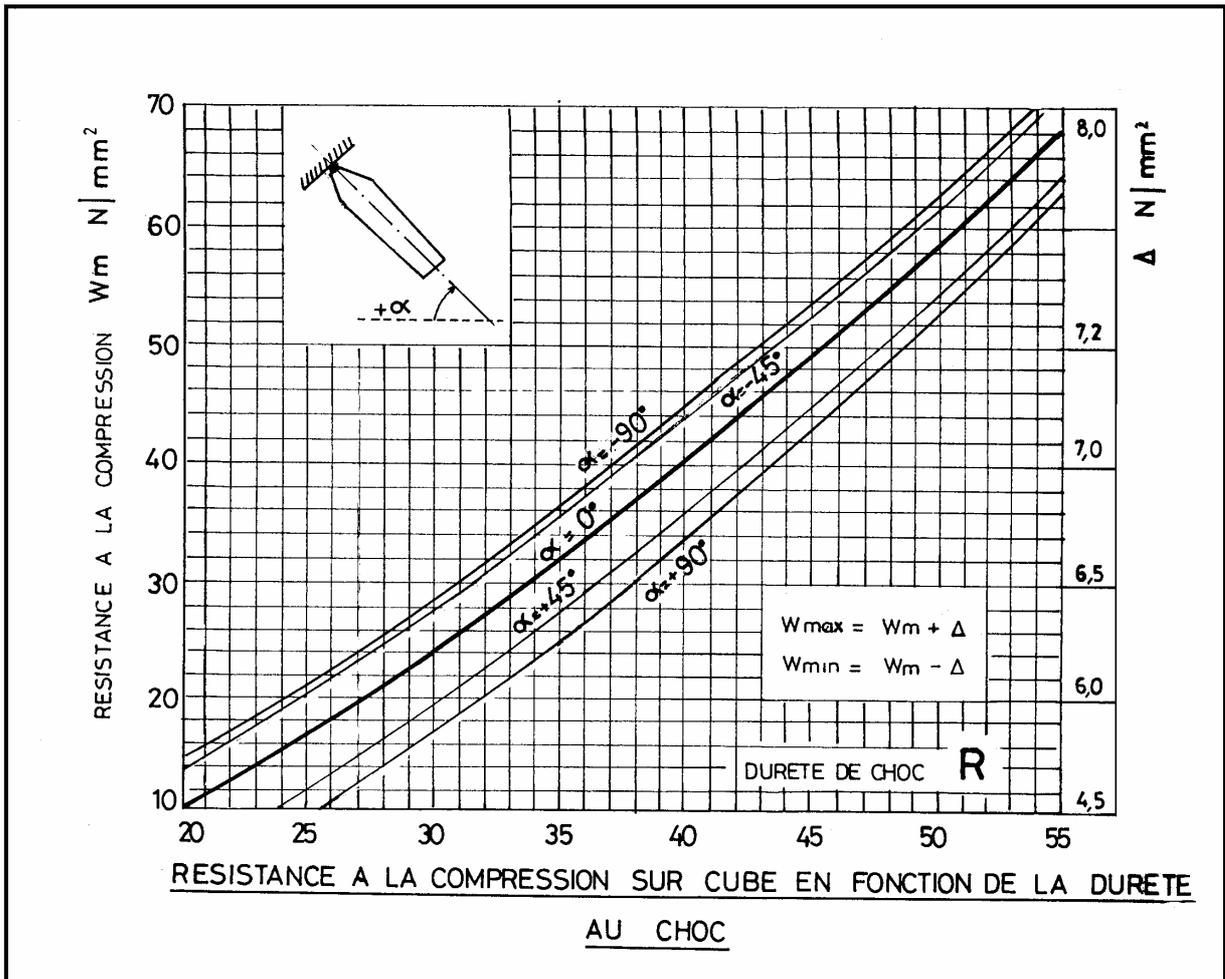


Figure (1.5) : Courbe de transformation unique CNERIB (1998)

b. 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. L'arrêt de l'éprouvette ne devrait pas être inférieure à 15 cm. Les éprouvettes doivent être soumises au même régime de durcissement que celui des éléments préfabriqués.

Dans le cas où les mesures sclérométriques sont effectuées sur la face de coulage du béton de l'élément préfabriqué, il est recommandé de faire pareil pour les éprouvettes.

Après les essais au scléromètre, les éprouvettes sont soumises à un essai de compression long dont la durée est plus d'une minute.

Les résultats obtenus sont portés sur un graphique représentant la courbe d'étalonnage dont le tracé concorde mieux avec les résultats expérimentaux en appliquant la méthode des moindres carrés.

La courbe de calibrage doit être revue en cas de changement de la composition du béton ou des conditions de conservation.

La précision sur la résistance du béton obtenue par la méthode de la courbe de calibrage est évaluée à $\pm (20\% \div 25\%)$.

c. 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 corrigées.

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/m^3
- Agrégats 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 sclérométrique – résistance à la compression est égale à :

$$R_c = 0.09n^{2.27} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(1.1)

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).

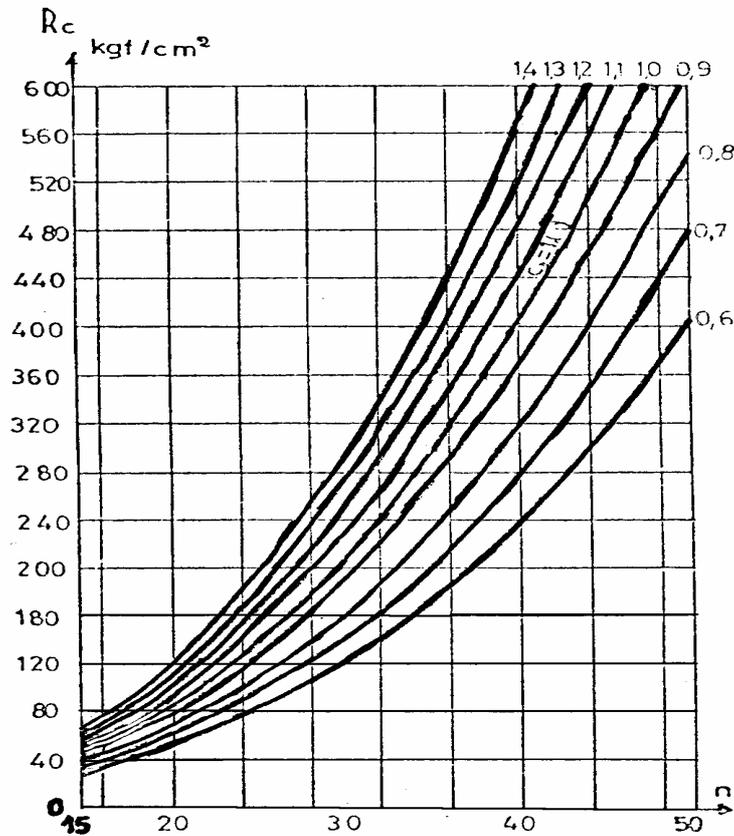


Figure (1.6) : Courbes d'étalonnage pour bétons conservés à l'air CNERIB (1998)

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 :

$$C_t = C_c \cdot C_d \cdot C_a \cdot C_m \cdot C_u \quad (1.2)$$

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 granulats

C_m : coefficient d'influence de la maturité du béton

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

a. Coefficient d'influence du type de ciment C_c

Le coefficient d'influence du type du ciment C_c est le rapport entre la résistance des bétons préparés avec des ciments CPA et HRI et celle des bétons à base du ciment CLK250.

Tableau (1.4) : Valeurs du coefficient C_c .

Type de ciment	C_c
CPA, HRI, ... etc	1.00
CLK250	0.90

b. Coefficient d'influence du dosage en ciment C_d

Le rapport des résistances des bétons à différents dosages pour le même indice sclérométrique représente le coefficient d'influence du dosage.

Tableau (1.5) : Valeurs du coefficient C_d .

Dosage (kg/m^3)	C_d
100	0.67
200	0.85
300	1.00
400	1.12
500	1.24

c. Coefficient d'influence du type de granulats C_a

Le coefficient d'influence du type de granulas est pris égal à $C_a = 1.00$ pour les bétons avec des agrégats siliceux roulés, pour les autres types, ce coefficient doit être déterminé par des essais.

d. Coefficient d'influence de la maturité du béton C_m

Lorsque la maturité du béton augmente la dureté et la résistance de la couche de surface devient plus grande ce qui diminue la valeur de l'indice sclérométrique.

Il n'est pas recommandé d'utiliser le scléromètre sur des bétons ayant un facteur de maturité supérieur à 40 000 (4 ans).

Tableau (I.6) : Valeurs du coefficient C_m .

Maturité du béton C x jours	C_m
300	1.06
1000	1.00
6000	0.92
36000	0.80

e. Coefficient d'influence de l'humidité du béton

Si l'on prend comme référence la résistance du béton 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, alors la résistance du béton pour d'autres degrés d'humidité ainsi que pour d'autres indices sclérométriques peut être évaluée à l'aide du coefficient C_u .

Tableau (I.7) : Valeurs du coefficient C_u .

Humidité	C_u	
	n = 20	n = 40
Saturé (sous l'eau)	1.52	1.12
Standard	1.00	1.00
A l'air sec	0.94	0.96

Pour les bétons humides (saturés d'eau), un coefficient noté C_t' sera utilisé pour la détermination de la valeur de la résistance du béton testé. $C_t' = C_c \cdot C_d \cdot C_a \cdot C_m$

Calcul de la résistance du béton CNERIB (1998)

$$\text{Dans le cas d'un béton sec : } R_{ef} = R_{st} \cdot C_t \quad (1.3)$$

$$\text{Dans le cas d'un béton humide : } R_{ef} = R_{st}' \cdot C_t' \quad (1.4)$$

R_{st} , R_{st}' : résistances du béton de référence standard.

C_t , C_t' : coefficients d'influence totaux.

La méthode des coefficients d'influence non corrigés donne une précision variant entre $\pm 30\%$ et $\pm 40\%$. Cet écart est dû au manque de relation sûre entre la qualité du béton en surface et dans la masse empêchant ainsi d'obtenir une plus grande précision.

d. 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 :

$$C_{ti}^{exp} = \frac{R_{ci}^{exp}}{R_{ci}^{st}} \quad (1.5)$$

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

La valeur moyenne du coefficient expérimental d'influence C_t^{exp} pour les n éprouvettes est obtenue à partir de la relation suivante :

$$C_t^{exp} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ti}^{exp}}{n} \quad (1.6)$$

Cette valeur est comparée, dans le tableau suivant, à celle obtenue par les coefficients partiels d'influence C_t^{cal} calculés suivant le paragraphe

Il est possible d'obtenir une assez bonne corrélation entre la résistance d'une éprouvette cubique à la compression et l'indice de rebondissement. Plusieurs expressions de corrélation données par différents chercheurs sont présentées dans le tableau (1.9)

Tableau (1.8) : Valeurs du coefficient total d'influence final CNERIB (1998).

Cas	Concordance	Précision	Coefficient total d'influence final
$\frac{ C_t^{cal} - C_t^{exp} }{C_t^{exp}} < 10\%$	Excellente	± 20 à 25%	C_t^{exp} ou C_t^{cal}
$10\% \leq \frac{ C_t^{cal} - C_t^{exp} }{C_t^{exp}} \leq 40\%$	Satisfaisante	± 25 à 30%	$\frac{C_t^{exp} + C_t^{cal}}{2}$
$\frac{ C_t^{cal} - C_t^{exp} }{C_t^{exp}} > 40\%$	Insuffisante	± 30 à 40%	Il faut vérifier les causes et éliminer les valeurs erronées

Tableau (1.9) : Expressions pour la corrélation de f_c et R

Auteur	Expression	f_c (Mpa)	Moule	Type d'agrégats	Note
Ravindrajah et al (1988)	$f_c = 7,25e^{0,08R}$	15.0 à 75.0	Cube 100 mm	Granite ($D_{max}=20mm$)	-
Almeida (1993)	$f_c = 1,0407R^{1,155}$ $f_c = 1,041R^{1,155}$	40.1 à 120.3	Cube 150 mm	Granite ($D_{max}=25mm$)	1 ^{er} et 2 ^e groupe de teste
Gonçalves (1995)	$f_c = 1,73R - 34,3$	18.0 à 42.0	Carote 70 mm*70 mm	-	28 jours à 3 mois
Qasrawi (2000)	$f_c = 1,353R - 17,393$	6.0 à 42.0	Cube 150 mm	Variable	Conservation à l'air
Soshiroda et Voraputhaporn (1999)	$f_{c28} = 161R_3 - 137$ $f_{c28} = 147R_{28} - 16,85$	20.0 à 65.0	Cube 150 mm	Gravier	V1-1 jour V2-28jours
Proceq-Digi Schimdt	$f_{c7} = 1,4553R_7 - 22,817$ $f_{14-56} = 1,398R_{14-56} - 2017$	25,1 à 33,1	Cube 200mm	Gravier ($D_{max}=32mm$)	7 jours 14 jours à 56 jours
Pascale et al (2000)	$f_c = 0,000135R^{3,4424}$	30.0 à 150.0	Cube 150 mm	Limestone ($D_{max}=15mm$)	-
Lima et Silva (2000)	$f_c = 0,0501R^{1,8428}$	25,1 à 33,1	Cylindre	-	-

1.3.2.3 Les avantages

- C'est une méthode peu coûteuse, simple et rapide. Feldman (1977).
- L'essai au scléromètre est comparatif, il est utile pour évaluer l'homogénéité du béton dans une structure ou lors de la fabrication d'éléments semblables des éléments préfabriqués. Neville (2000)
- L'essai peut aussi être utilisé pour vérifier si la valeur de l'indice de rebondissement a atteint la valeur désirée correspondant à la résistance du béton, ce qui peut aider à décider du moment où l'on peut mettre la structure en service.
- Une utilisation de cet essai est de pouvoir vérifier si le développement de la résistance d'un béton a été affecté par le gel au jeune âge. (Selon la norme ASTM C 805-85 un béton encore gelé peut donner un indice de rebondissement très élevé).
- Une application particulière de l'essai au scléromètre consiste à évaluer la résistance à l'abrasion des planchers de béton, qui dépend largement de la dureté de surface.

1.3.2.4 Les inconvénients

- Une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible que par des éprouvettes qui ont été coulées et soumises à un traitement de cure et à des essais dans les conditions pour lesquelles les courbes d'étalonnage ont été établies. Feldman (1977).
- Les résultats sont influencés par des facteurs tels que l'égalité de la surface, la grosseur et la forme de l'éprouvette, le degré d'humidité du béton, le type de ciment et de gros granulats W.E.Grieb (1958) et le degré de carbonatation de la surface.
- La résistance obtenue n'est que celle de la peau de béton, elle ne renseigne pas sur le béton à l'intérieur de la masse de l'ouvrage. Selon la norme BS 1881 : partie 202 : 1986, l'épaisseur concernée par cet essai est d'environ 30mm.

Les changements qui n'affectent que la surface du béton, comme la degré de saturation en surface (qui abaisse l'indice de rebondissement) C.H.Willetts (1958) figure (1.7) ou la carbonatation (qui augmente cet indice) S.Amasaki (1991) ont peu d'influence sur les propriétés du béton en profondeur.

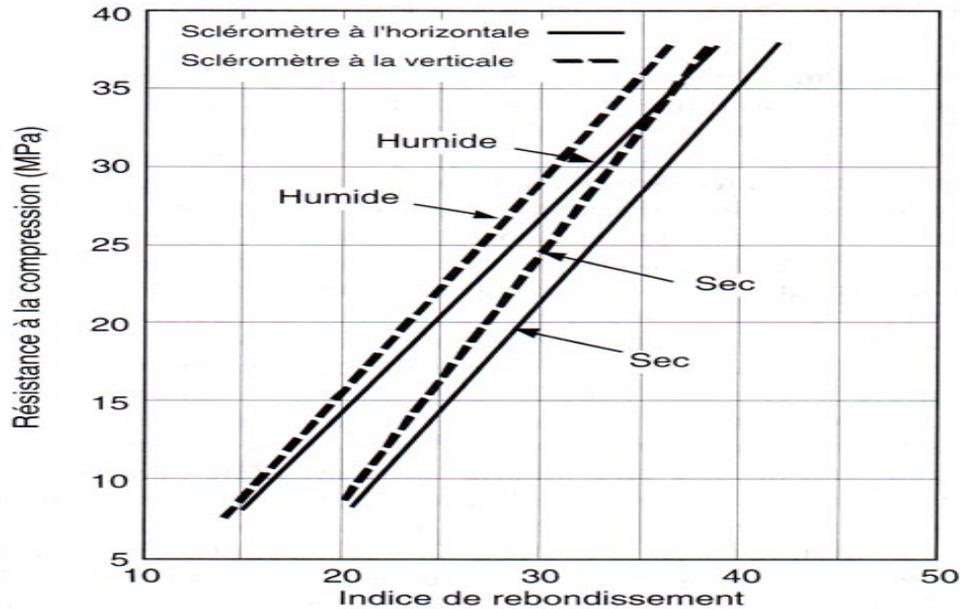


Figure (1.7) : La relation entre la résistance à la compression mesurée sur cylindre et l'indice de rebondissement d'un scléromètre utilisé à l'horizontale et à la verticale sur des surfaces de béton sèches et humides. C.H.Willetts (1958).

- On ne peut juger définitivement qu'une partie d'ouvrage à partir des indications du scléromètre.
- Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue en aucune façon une mesure de la résistance et l'on ne devrait pas accepter la revendication exagérée de son emploi en remplacement des résultats de l'essai de compression.

1.3.3 Essai de résistance à la pénétration :

1.3.3.1 Introduction

La sonde de Windsor est généralement reconnue comme le meilleur moyen pour exécuter l'essai de résistance à la pénétration, Feldman (1977). L'équipement comprend un pistolet à poudre, des sondes en alliage durci, des cartouches chargées, une jauge de profondeur pour mesurer la pénétration des sondes et d'autres accessoires connexes. Une sonde de (6.5 mm) de diamètre et de (8.0 cm) de longueur est enfoncée dans le béton au moyen d'une charge de poudre de précision.

En général la détermination de la résistance à la pénétration d'un béton par une tige d'acier d'une sonde enfoncée au moyen d'une quantité déterminée d'énergie peut servir à évaluer la résistance à la compression du béton.

1.3.3.2 Principe

Le principe sous-jacent réside dans le fait que pour des conditions d'essai normalisées, la profondeur de pénétration est inversement proportionnelle à la résistance à la compression du béton. Mais aucune base théorique de ce principe n'a été établie. De plus, la relation entre la résistance et la profondeur de pénétration dépend grandement de la dureté des granulats, car les gros granulats se fracturent lors de l'essai de pénétration, contrairement à ce qui se passe dans l'essai de compression. En particulier, les granulats peu résistants permettent une plus grande pénétration que ceux qui sont très durs, alors que la résistance à la compression n'est pas nécessairement affectée par cette caractéristique selon ACI dans le manuel de béton partie 2 (1994). Les fabricants d'appareils utilisés pour les essais de résistance à la pénétration fournissent des courbes normalisées reliant la résistance à la profondeur de pénétration pour des bétons à base de gros granulats de dureté diverse sur l'échelle de Mohs. Cependant, différentes études ont permis d'établir des relations relativement différentes Jenkins(1985), ces variations pouvant être imputées à la forme et aux caractéristiques de surface des gros granulats Bungey(1989). Ainsi, la relation entre résistance à la compression et la profondeur de pénétration doit être établie expérimentalement pour chacun des bétons.

L'essai de pénétration affaiblissant l'éprouvette, il est impossible de procéder aux deux essais sur une même cylindre ou sur un même cube. De plus, si l'essai de pénétration

est réalisé trop près d'une extrémité, soit environ à moins de 100 à 125 mm, il peut provoquer du fendage.

La méthode d'essai de résistance à la pénétration est décrite dans la norme ASTM C 803-90 et BS 1881 : partie 207 :1992.

Pour des raisons pratiques, on ne mesure pas la profondeur réelle de pénétration, mais la différence entre la longueur totale normalisée de la sonde et la longueur complémentaire visible.

Les essais de pénétration sont réalisés par série de trois, la moyenne des valeurs correspondant au résultat d'un essai.

La zone d'essai devrait présenter un enfoncement bien conique.

La figure (1.8) présente une relation entre résistance à la compression et la profondeur de pénétration selon ACI dans le manuel de béton partie 2 (1994).

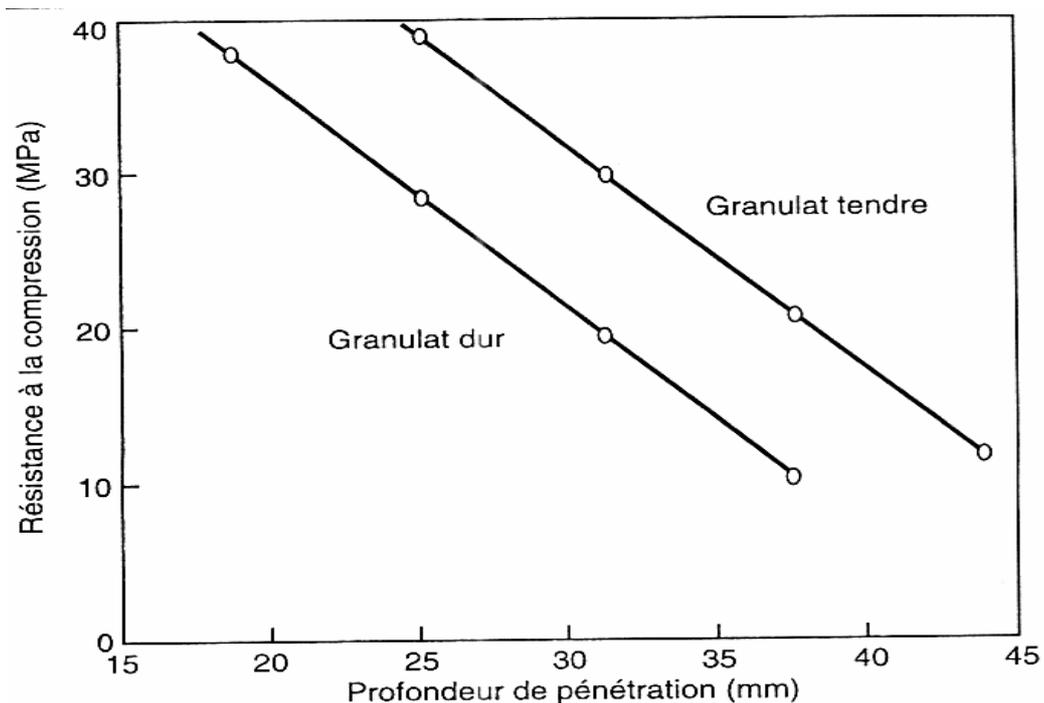


Figure (1.8) : Influence de la dureté des granulats sur le rapport entre la profondeur de pénétration et résistance à la compression selon ACI dans le manuel de béton partie 2 (1994)

1.3.3.3 Les avantages

- Cet essai a l'avantage de fournir un moyen rapide de contrôler la qualité et la maturation du béton coulé sur place, Feldman (1977).
- C'est un moyen d'évaluer le développement de la résistance par la cure. Feldman (1977)
- L'essai présente quelques avantages par rapport à l'essai au scléromètre, car il s'effectue sur une profondeur plus importante de béton. Et en plus selon Carino (1994) le nombre d'essais nécessaire pour détecter avec une bonne confiance une différence dans la résistance du béton est plus faible qu'avec l'essai au scléromètre.
- Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur le béton.
- Cet essai ne nécessite qu'un rebouchage mineur des trous sur les faces qui ont subi l'essai.
- C'est une excellente méthode pour mesurer le développement de la résistance du béton à différents âges pour le but de déterminer le moment où l'on peut mettre la structure en service et pour comparer la résistance du béton dans différentes parties d'une même structure ou la comparer dans différentes structures, Malhotra (1984).

1.3.3.4 Les inconvénients

- Cette méthode donne des résultats variables, et il ne faut pas s'attendre à obtenir des mesures précises de la résistance du béton.
- L'essai de pénétration affaiblissant l'éprouvette, il est impossible de procéder à deux essais sur une même cylindre ou sur un même cube. De plus, si l'essai de pénétration est réalisé trop près d'une extrémité, soit environ à moins de 100 à 125 mm, il peut provoquer du fendage.
- Le coût de l'essai de la résistance à la pénétration est beaucoup plus élevé que l'essai au scléromètre ou l'essai de vitesse de propagation d'ondes sonores.

1.3.4 Essai d'arrachement :

1.3.4.1 Principe

Cet essai permet de mesurer, au moyen d'un vérin spécial de traction, la force nécessaire pour arracher une tige d'acier spécialement profilée dont l'extrémité est élargie (figure(1.9)) et noyée dans le béton frais à une profondeur de (7.6 cm). Le béton est soumis simultanément à un effort de traction et de cisaillement, pour une géométrie donnée, la force l'arrachement est liée à la résistance à la compression du béton. L'essai d'arrachement permet ainsi de mesurer quantitativement la résistance du béton coulé sur place lorsque des corrélations appropriées ont été effectuées. On a constaté que dans un grand nombre de cas, la résistance à l'arrachement a un coefficient de variation comparable à celui de la résistance à la compression, Malhotra et Carete (1975).

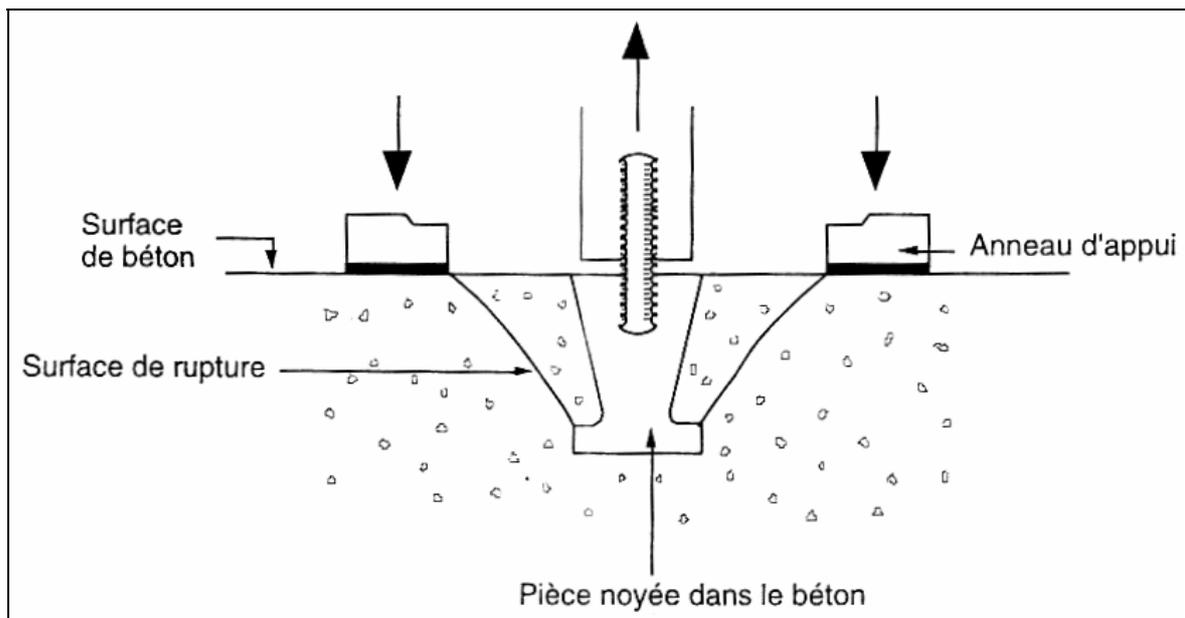


Figure (1.9) : Représentation schématique d'un essai d'arrachement

Les normes ASTM C 900-87 (reconduite en 1993) et BS 1881 : partie 207 :1992 décrivent la méthode à suivre pour l'essai d'arrachement. La norme ASTM spécifie que la profondeur du béton au-dessus de l'extrémité élargie de la pièce noyée doit être égale au diamètre de cette extrémité élargie, elle impose aussi des limites pour le diamètre de l'anneau d'appui en fonction du diamètre d'extrémité élargie de la pièce noyée.

Lorsque le but de cet essai est de vérifier si le béton a atteint la résistance souhaitée, il n'est pas nécessaire de le poursuivre jusqu'à l'arrachement, car il peut suffire d'exercer un effort jusqu'à un effort prédéterminé sur la pièce noyée ; si elle n'est pas arrachée, on suppose que le béton a la résistance voulue.

L'inconvénient de cet essai vient de fait qu'on doit planifier la mise en place des pièces noyées avant le bétonnage. Pour rendre l'essai d'arrachement sans préparation préalable, plusieurs méthodes ont été développées.

Parmi ces méthodes, on retrouve l'essai de fracturation interne. Lors de cet essai, un tirant d'ancrage en forme de coin est inséré dans un trou foré dans le béton. La tige est ensuite extraite en tournant un écrou prenant appui sur une plaque posée sur une assise sphérique. Le couple de torsion nécessaire pour arracher la tige permet d'évaluer la résistance du béton, bien que l'ancrage exerce sur le béton une force horizontale et une force verticale lorsqu'il est arraché.



Photo (1.8) : Appareillage d'extraction standard (arrachement), capacité 100 kN



Photo (1.9) : Appareil d'extraction d'ancrages

1.3.4.2 Les avantages

- L'essai d'arrachement a l'avantage de donner une mesure quantitative de la résistance du béton coulé sur place.
- Selon Malhotra (1975) l'essai d'arrachement donne de meilleurs résultats que les essais au scléromètre et à la pénétration, car il intéresse un plus grand volume et une plus grande profondeur de béton.
- Les renseignements obtenus par les essais d'arrachement sont d'une grande valeur pour savoir à quel moment les coffrages peuvent être enlevés sans danger.

1.3.4.3 Les inconvénients

- Les essais d'arrachement ne permettent pas de mesurer la résistance intérieure du béton de masse, ils fournissent des indications sur la maturation et le développement de la résistance dans une partie représentative du béton de masse.
- Ces essais exigent une préparation, et l'ensemble nécessaire à l'arrachement doit être mis en place dans le coffrage avant que le béton soit coulé.
- L'arrachement cause bien sûr quelques dommages mineurs.

1.3.5 Essai d'auscultation dynamique :

1.3.5.1 Introduction

Connu depuis longtemps cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques traversant le béton.

1.3.5.2 Principe

Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde, d'où le nom de la méthode (essai de vitesse de propagation d'ondes sonores) à parcourir une distance connue.

Les principales caractéristiques de tous les appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur d'impulsions. figure (1.10)

Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc des cristaux semblables sont utilisées dans le récepteur Jons.R et Facioaru (1969). La fréquence de générateur d'ondes est comprise entre 10 et 150 HZ, le temps de propagation des ondes dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques.

Les normes ASTM C 97-83 (ré approuvée en 1991) et BS 1881 : partie 203 :1986 décrivent la méthode d'essai. En France, les normes P 18-414 de 1993 et P 18-418 de 1989 spécifient les méthodologies des différentes méthodes.

La vitesse de propagation des ondes dans le béton est liée essentiellement à la masse volumique et au coefficient dynamique du béton comme l'indique l'équation suivante dans les normes en vigueur ;

$$v^2 = \frac{E_d \cdot (1 - \nu)}{\rho(1 + \nu) \cdot \nu} \quad (1.7)$$

Où :

E_d est le module d'élasticité dynamique du béton

ρ est la masse volumique du béton

ν est le coefficient de poisson

La relation entre la vitesse de propagation des ondes ultrasonique et la résistance à la compression est affectée par un nombre de variables tel que l'âge du béton, les conditions d'humidité, le rapport entre les granulats et le ciment, le type des granulats et la localisation des aciers et les fissures. La technique ne peut pas être employée pour la détermination de la résistance de béton fabriqué par différents matériaux dont on ne connaît pas les proportions.

Ces facteurs représentent un désavantage majeur des essais non destructifs dans lequel la propriété du béton que l'on mesure est affectée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance du béton. Cette technique pour l'estimation de la résistance du béton in situ n'est pas encore considéré, dans la pratique, comme un outil de remplacement au cylindre standard et aux cubes, mais peut être utilisé comme une technique additionnel , quand elle sera exécuté avec des essais de carottage.

A l'utilisation de la valeur de la vitesse de propagation d'une onde sonore pour déterminer la résistance du béton, il faut mentionner qu'il n'y a pas de relation physique entre les deux selon Sturup, Vecchio et Caratin (1984).

Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions peuvent être effectués sur des éprouvettes de laboratoire comme sur des ouvrages en béton terminés.

Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesure :

- 1- Les ondes sonores se déplacent plus vite à travers un vide rempli d'eau qu'à travers un vide rempli d'air. Par conséquent les conditions d'humidité du béton influencent la vitesse des ondes sonores selon Sturup, Vecchio et Caratin (1984).
- 2- La surface sur laquelle l'essai est effectué doit épouser parfaitement la forme de l'appareil qui lui est appliqué, il est recommandé d'employer un matériau intermédiaire entre le béton et les transducteurs. Les matériaux d'interposition sont la vaseline de commerce, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de Glycérol. 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.

- 3- Une augmentation de la vitesse des impulsions se produit à des températures sous le point de congélation à cause du gel de l'eau; entre 5 et 30°C, la vitesse des impulsions n'est pas subordonnée à la température. Feldman (1977).
- 4- La présence d'acier d'armature dans le béton en particulier l'armature qui suit le trajet de l'onde entraîne une augmentation de la vitesse Bungey (1989). Il est par conséquent souhaitable et souvent indispensable de choisir des parcours d'impulsions qui ne sont pas influencés par la présence d'acier d'armature ou d'effectuer des corrections si de l'acier se trouve sur le parcours de l'impulsion.



Photo (1.10) : Appareil d'auscultation sonore 58-E48 avec oscilloscope

1.3.5.3 La vitesse de propagation de l'ultrason :

Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité. Leslie et Cheesman (1949) ont donné une relation générale entre la qualité du béton et la vitesse de diffusion des impulsions cette relation est décrite au tableau (1.10).

Tableau (1.10) : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions selon Leslie et Cheesman (1949)

Qualité	Vitesse de propagation des impulsions, pi/s
Excellente	supérieure à 15 000
Bonne	12 000-15 000
Douteuse	10 000-12 000
Mauvaise	7 000-10 000
Très mauvaise	inférieure à 7 000

Beaucoup des interprétations des résultats de mesure aux ultrasons sont données dans la littérature. Par exemple les résultats obtenus en appliquant la courbe de la RILEM sont donnés dans le cas où le béton testé est considéré comme homogène, isotrope et élastique et les résistances ne correspondent pas toujours à la résistance réelle du béton in situ. Ces résistances ne sont utilisées par l'ingénieur que pour donner un avis qualitatif du béton in situ.

Selon le chercheur allemand Wesche

- $2500 \text{ m/s} \leq V < 3200 \text{ m/s}$ béton de faible résistance,
- $3200 \text{ m/s} \leq V < 3700 \text{ m/s}$ béton de moyenne résistance,
- $3700 \text{ m/s} \leq V < 4200 \text{ m/s}$ béton à haute résistance,
- $V \geq 4200 \text{ m/s}$ béton à très haute résistance.

D'autres appréciations peuvent être apportées telles que celles tirées des recommandations canadiennes données ci-dessous :

- $V < 2134 \text{ m/s}$ très mauvaise qualité
- $2134 \text{ m/s} \leq V < 3048 \text{ m/s}$ mauvaise qualité
- $3048 \text{ m/s} \leq V < 3658 \text{ m/s}$ douteuse
- $3658 \text{ m/s} \leq V < 4572 \text{ m/s}$ bonne
- $V \geq 4572 \text{ m/s}$ excellente

Il est possible d'obtenir une assez bonne corrélation entre la résistance d'une éprouvette cubique à la compression et la vitesse de diffusion d'une impulsion. Plusieurs expressions de corrélation ont données par différents chercheurs présentés dans le tableau (1.11) :

Tableau (1.11) : Expressions des autres auteurs pour la corrélation de f_c et V

Auteur	Expression	f_c (Mpa)	Moule	Type d'agrégats	Note
Ravindrajah et al (1988)	$f_c = 0,060e^{1,44V}$	15.0 à 75.0	Cube 100 mm	Granite ($D_{max}=20mm$)	-
Almeida (1993)	$f_c = 0,0133V^{5543}$ $f_c = 0,011V^{5654}$	40.1 à 120.3	Cube 150 mm	Granite ($D_{max}=25mm$)	1 ^{er} et 2 ^e groupe de teste
Gonçalves (1995)	$f_c = 0,02V - 65,4$	18.0 à 42.0	Carote 70 mm*70 mm	-	28 jours à 3 mois
Qasrawi (2000)	$f_c = 36,72V - 129,077$	6.0 à 42.0	Cube 150 mm	Variable	Conservation à l air
Soshiroda et Voraputhaporn (1999)	$f_{c28} = 44,52V_1 - 126,83$ $f_{c28} = 54,18V_{28} - 206,27$	20.0 à 65.0	Cube 150 mm	Gravier	V1-1 jour V2-28jours
Phoon et al (1999)	$f_c = 124,4V - 587,0 + \square$	35.0, 55.0 et 75.0	Cube 150 mm	Granite ($D_{max}=20mm$)	28 jours
Pascale et al (2000)	$f_c = 10^{-28}V^{8.1272}$	30.0 à 150.0	Cube 150 mm	Limestone ($D_{max}=15mm$)	-
Elvery et Ibrahim (1976)	$f_c = 0,012e^{2,27V} \square 6, 4$	15.0 à 60.0	Cube 100 mm	Gravier ($D_{max}=19mm$)	-
Teodoru (1988)	$f_c = 0,0259e^{1,612V}$	2.0 à 24.0	-	-	28 jours
Yun et al (1988)	$f_c = 0,329V - 1065$	5.0 à 30.0	cylindre 150mm*300mm	Gravier ($D_{max}=25mm$) et ($D_{max}=40mm$)	-

1.3.5.4 Les manières de mesure :

La détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait de trois manières, suivant le type de l'élément à tester :

a - Mesures en transparence (directe) :

Les mesures en transparence sont utilisées dans le cas des éprouvettes, des poteaux ou de certaines poutres. Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester, figure (1.10)

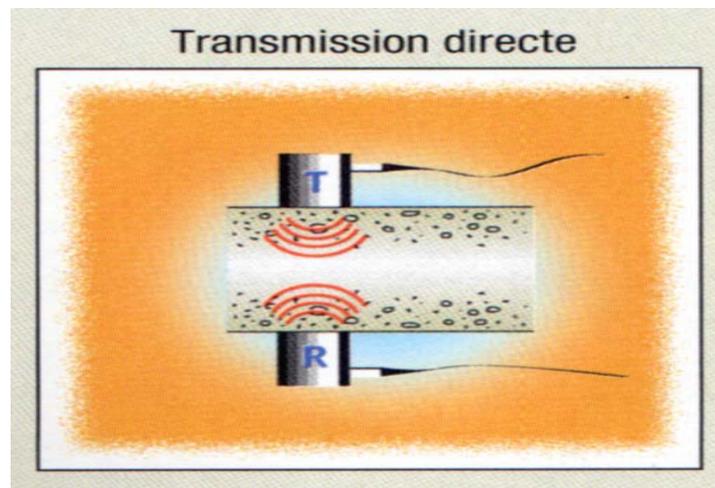


Figure (1.10) - Mesures en transparence (directe)

b - Mesures en surface (indirecte) :

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur. figure (1.11).

L'émetteur est maintenu en un point fixe, le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.

Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.

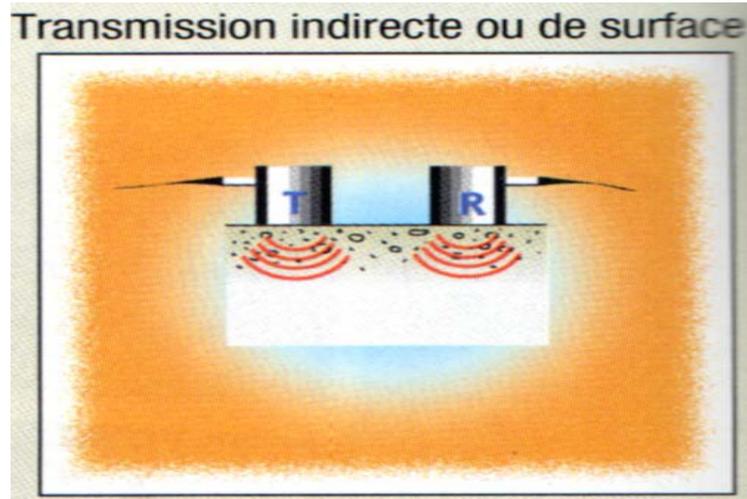


Figure (1.11) : Mesures en surface

c – Mesures semi directe :

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les éléments de structure où on ne peut pas utiliser les deux autres manières, figure (1.12)

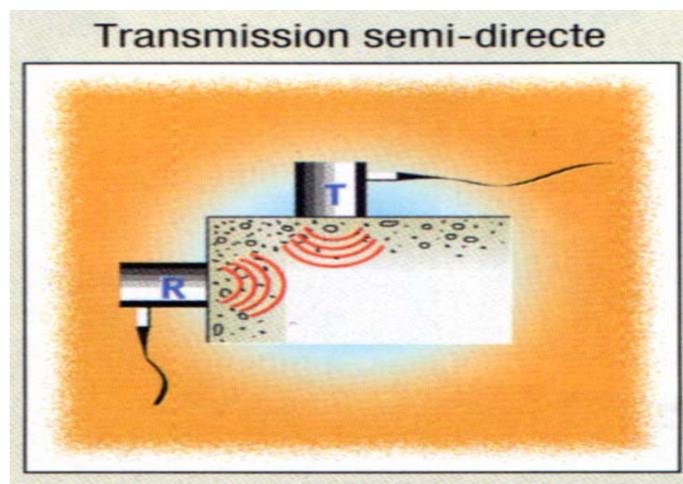


Figure (1.12) : Mesures semi directe

1.3.5.5 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.

a- Fers à béton placé 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 ϕ_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 (1.13)), on peut écrire l'équation :

$$\frac{V_c}{V} = \frac{1 - \frac{L_s}{L}}{1 - \frac{L_s \cdot V}{L \cdot V_s}} \quad (1.8)$$

Dans laquelle ;

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

V_c : vitesse de propagation dans le béton seul

V_s : vitesse de propagation dans l'acier

L : longueur du parcours

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

Les valeurs V_c/V sont données dans le tableau (1.12) pour différentes densités d'armatures et cela pour trois types de béton qui peuvent être classés de mauvais, bon et très bon.

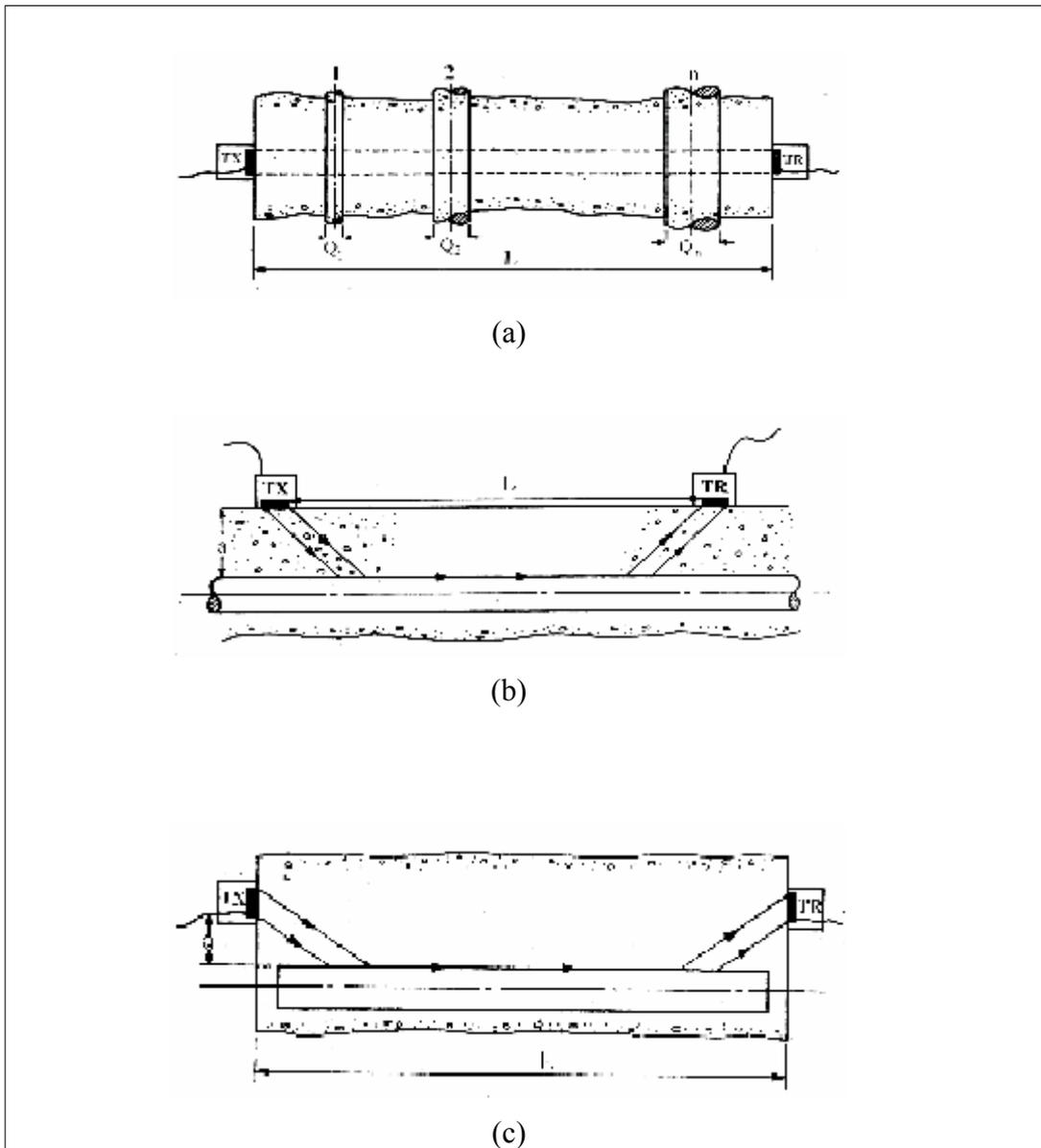


Figure (1.13) : Mesures dans le béton armé

- 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

Tableau (1.12) : Influence des armatures

L'axe de propagation étant perpendiculaire à l'axe des aciers CNERIB (1998).

L_s / L	$\frac{V_c}{V} = \frac{\text{Vitesse de propagation dans le béton}}{\text{Vitesse de propagation mesurée}}$		
	Béton de très mauvaise qualité $V_c = 3000\text{m/s}$	Béton de bonne qualité $V_c = 4000\text{m/s}$	Béton de très bonne qualité $V_c = 5000\text{m/s}$
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

Il est probable que dans la pratique, V_c/V est un peu plus élevé que les valeurs données dans le tableau (1.12), en raison du mauvais alignement possible des fers à béton et aussi parce que seule une petite partie de l'énergie d'impulsion traversera la section totale des armatures.

b- Axe de l'armature 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 (1.13) b ou (1.13) c, est :

$$T = \frac{L}{V_s} + 2a \sqrt{\frac{V_s^2 - V_c^2}{V_s \cdot V_c}} \quad (1.9)$$

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

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

La valeur de la vitesse « V_s » 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 (1.13).

1.3.5.6 Les avantages :

- C'est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton.
- L'essai peut être utilisée autant sur les ouvrages complétés que sur ceux en construction.
- La mesure des ondes sonores présente l'énorme avantage de donner des informations sur l'intérieur d'un élément de béton. Et selon Chung et Law (1983) l'essai de propagation des ultrasons peut être utilisé pour détecter la fissuration (mais les fissures parallèles au déplacement de l'onde), les vides détériorations dues au gel ou de feu et l'uniformité du béton dans des éléments semblables. L'essai de propagation des ultrasons peut être utilisé pour suivre les changements microstructuraux dans un élément par exemple à la suite de cycles répétés de gel dégel.
- Elvery et Ibrahim (1976) et pendant leurs études sur la relation de la vitesse et la résistance dans plusieurs âges ont montrés que l'essai peut aussi être utilisé pour évaluer la résistance du béton à très jeune âge, à partir de trois heures et plus, ce qui peut être intéressant dans le domaine de la préfabrication du béton ou comme outil de décision pour déterminer le moment adéquat des opérations de décoffrage.

1.3.5.7 Les inconvénients :

- Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse de propagation des impulsions.
- La précision des résultats est fonction de la précision de l'étalonnage et de l'uniformité de la composition du béton de l'ouvrage et du béton des éprouvettes utilisées pour l'étalonnage.
- Dans l'essai de propagation des ultrasons la propriété du béton que l'on mesure est effectuée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance effective du béton.
- L'utilisation de cette méthode, si elle a bénéficié de grandes simplifications n'est donc justifiée que pour les personnes compétentes en matière d'appareillage et de connaissance du matériau de béton et aussi au courant des précautions à prendre.

1.3.6 Essai de la fréquence de résonance :

1.3.6.1 Introduction

Pour déterminer les changements progressifs dans une éprouvette de béton, par exemple à la suite d'un nombre répété de cycles de gel-dégel ou d'une attaque chimique. La méthode de la fréquence de résonance fondamentale d'une éprouvette permet d'évaluer l'évolution de son état. Neville (2000)

1.3.6.2 Principe

Le principe de cet essai consiste à appliquer une vibration de fréquence contrôlée en un point de l'éprouvette et à mesurer l'amplitude de la vibration en un autre point.

A partir de la fréquence, on peut calculer le module d'élasticité dynamique du béton. L'éprouvette de dimension déterminée (de préférence identique à celle utilisée pour déterminer la résistance) est fixée en son milieu figure (1.14). Un excitateur est placé à l'une des extrémités de l'éprouvette et un récepteur à l'autre. L'excitateur est entraîné par un oscillateur à une fréquence variant entre 100 et 10000 Hz. Les vibrations à travers l'éprouvette sont captées par le récepteur qui les amplifie puis leur amplitude est mesurée par un appareillage approprié.

La fréquence d'excitation est modifiée jusqu'à obtention de la fréquence de résonance fondamentale (c'est-à-dire la plus faible) de l'éprouvette, ce qui est indiqué par la déflexion maximale lue sur l'appareil de mesure.

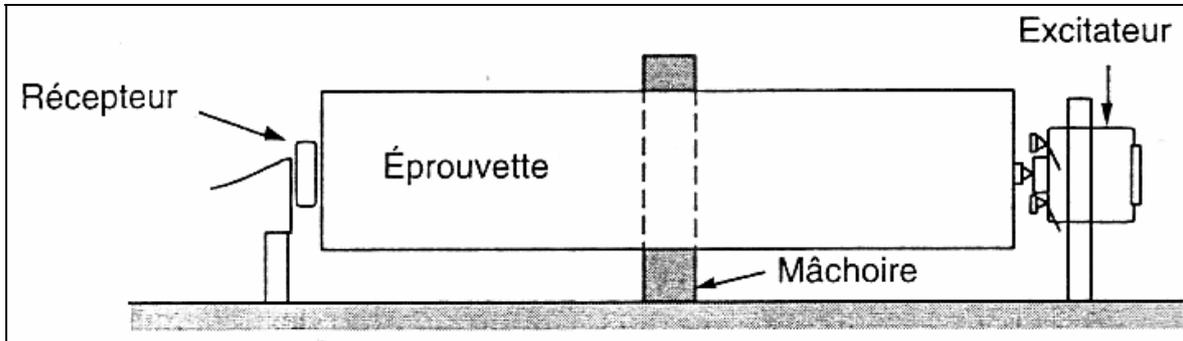


Figure (1.14) : Principe de mesure de la fréquence de résonance

Si la fréquence est n Hz, L est la longueur de l'éprouvette et ρ sa masse volumique, le module d'élasticité dynamique est donné par la formule :

$$E_d = Kn^2 L^2 \rho \quad (1.10)$$

Où K est une constante.

Il faut insister sur le fait que le module d'élasticité dynamique calculé à partir de la fréquence de résonance ne peut être interprété comme représentant la résistance du béton.



Photo (1.11) : Banc d'essai de fréquence de résonance

1.3.6.3 Les avantages :

- Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur le béton.
- C'est une méthode non destructive de détermination du module d'Young, du coefficient du Poisson et de la constante du rigidité.
- Essais successifs sur la même éprouvette.
- Répétabilité meilleure que celle obtenue par essais destructifs.

1.3.6.4 Les inconvénients :

- Le module d'élasticité dynamique calculé à partir de la fréquence de résonance ne peut être interprété comme représentant la résistance du béton. Neville (2000).
- Ce n'est que dans les circonstances strictement limitées de la composition d'un seul béton que les modifications de la résistance à la compression peuvent être déduites des modifications de la valeur du module.

1.3.7 Essai pour la mesure de l'adhérence :

1.3.7.1 Introduction

L'adhérence du revêtement est définie comme la contrainte nécessaire pour séparer le produit de son support. La méthode est basée sur la mesure de la force nécessaire à l'arrachement par traction directe d'élément généralement cylindriques de produit appliqués en revêtement de béton durci ou de pierre.

1.3.7.2 Principe

L'essai se décompose en trois étapes (figure (1.15)) :

- Réalisation des découpes du revêtement à tester, pénétrant de quelques millimètres dans le support, de la dimension de la pastille de traction et selon une disposition précise.
- Collage des pastilles de traction à l'aide d'une colle sans solvant comme la résine époxydique, ou autres colles compatibles avec le produit de revêtement, et assurant une adhérence très largement supérieure à celle du ou des revêtements sur le support.

- Après la prise de la colle, on effectue une traction directe jusqu'à l'arrachement des pastilles, à l'aide du dynamomètre. Les résultats consignés au PV d'essai sont la force de traction maximale atteinte et le type de rupture occasionnée.

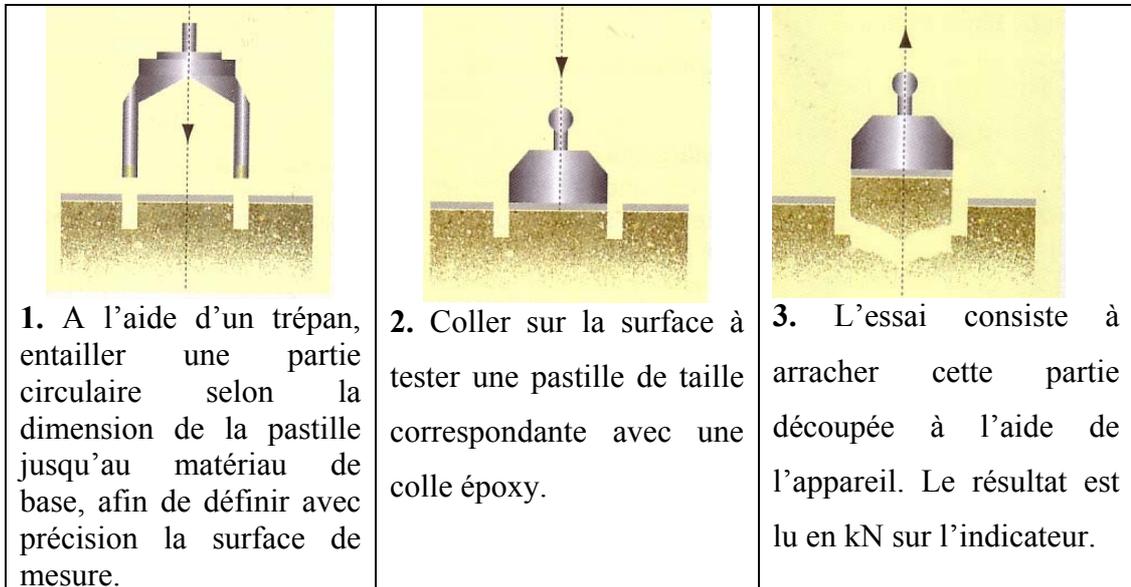


Figure (1.15) : Principe de mesure d'essai d'adhérence

L'appareil est constitué d'un dynamomètre pourvu d'un monomètre de précision à indicateur de maximum, la force étant appliquée par rotation d'une manivelle.



Photo (1.12) : Le dynamomètre Mesure de l'adhérence d'un revêtement sur pierre ou béton durci

1.3.7.3 Les avantages :

- Cette méthode est particulièrement adaptée lors de réparations de structures en béton où l'adhérence entre deux couches est un facteur prépondérant.
- Elle permet également d'évaluer l'adhérence de couches de finition sur leur support tels que mortier, plâtre...

1.3.7.4 Les inconvénients :

- Estimation de la résistance de la surface seulement.
- On ne peut juger définitivement qu'une partie d'ouvrage à partir de cette méthode.

1.3.8 Méthodes combinées :

1.3.8.1 Introduction

Il est possible de combiner deux ou plusieurs méthodes non destructives à la fois et dont les résultats, introduits dans un traitement unique garantissent au résultat final obtenu une précision supérieure. A titre d'exemple Mamillan et Bouineau (1980) on déduit de leur recherche sur ce sujet une méthode combinée qui permet une appréciation de la résistance de béton in situ en relation avec l'indice sclérométrique et la vitesse de son. Indépendamment du type d'essai non destructif utilisé, les données proportionnées et fiables de corrélation avec des données standard de la résistance à la compression en 28 jours sont habituellement nécessaires pour évaluer l'exactitude de la méthode non destructive. En outre, la corrélation avec des résistances à la compression en place employant des carottes de un ou deux endroits peut fournir des conseils en interprétant des résultats d'essai non destructifs; ceux-ci peuvent alors être employés pour examiner de plus grandes parties de la structure. Le soin devrait être pris pour considérer l'influence des tailles et des endroits variables des éléments structuraux.

Cette solution est particulièrement avantageuse lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires, par exemple, lorsqu'une augmentation du taux d'humidité augmente la vitesse du son, mais diminue l'indice de rebondissement enregistré avec l'essai au scléromètre Bellander (1977) figure (1.16).

La RILEM (1993) propose des recommandations sur l'utilisation combinée d'essais non destructifs.

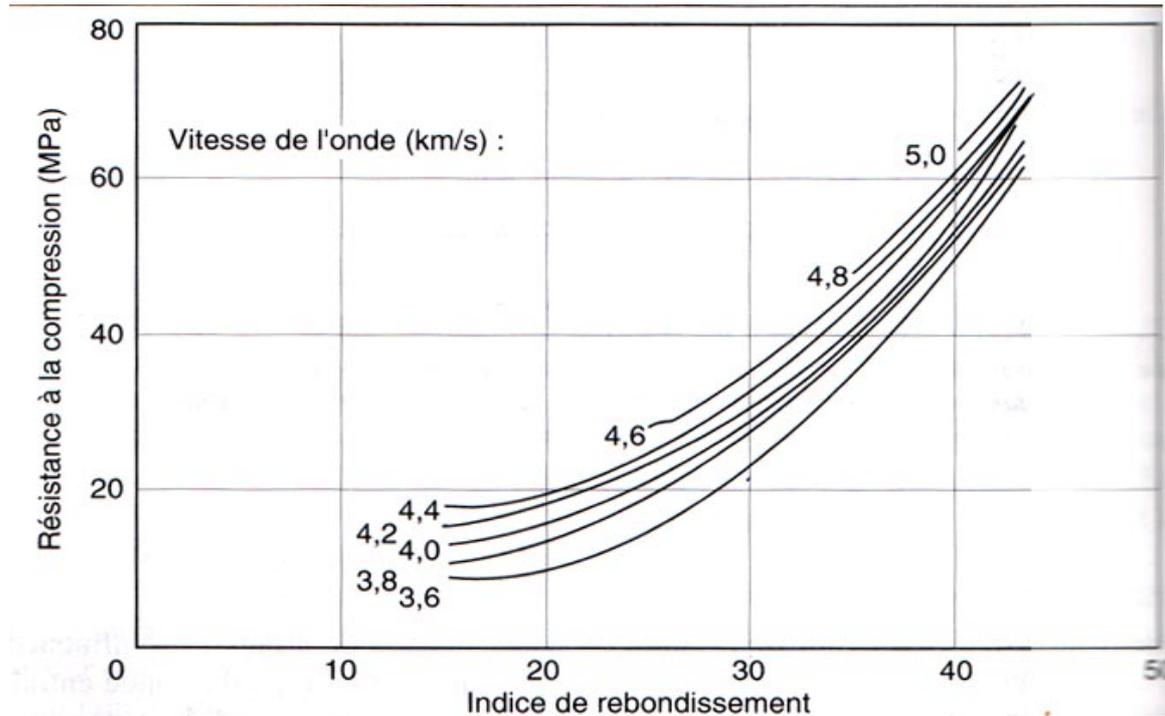


Figure (1.16) : Courbe d'estimation de la résistance à la compression in situ par utilisation conjointe de la mesure de la propagation d'ondes ultrasoniques et des résultats d'essai au scléromètre selon U. Bellander (1977)

1.3.8.2 Historique :

L'utilisation de la combinaison des essais non destructifs a commencé par la combinaison des essais le plus largement répandus; essai de vitesse ultrason et l'essai de scléromètre. L'utilisation de ces deux méthodes ensemble a été proposée la première fois au cours des années soixante Skramtaev et Leshchinsky (1966), et le travail le plus fondamental a été présenté par facaoaru (1969), il est donné pour la détermination de la résistance du béton, qui inclut également a une série de facteurs de correction à employer pour les variations dans les matériaux constitutifs du béton et sa composition. Cette approche a été largement adoptée par le code roumain, Novgorodsky (1973).

La méthode roumaine exige la connaissance détaillée des ingrédients et des proportions de mélange de béton afin d'améliorer l'exactitude de la résistance prévue au niveau acceptable. Ceci est pensé pour être son inconvénient principal, dans la pratique, à l'exception possible de béton préfabriqué. Des essais non destructifs sont généralement proposés quand le béton in-situ est de la qualité suspecte, qui pourrait être due à la

composition du béton elle-même et/ou mauvais placement, tassement, cure. Dans de telles situations l'utilisation de l'approche du type roumain serait fortement incertaine et en plus incertain de choix des corrections à appliquer. D'ailleurs, il pourrait discuter que si la composition est exacte, l'âge et l'états de cure sont connues (exécution normale arrogante) la qualité du béton peut être établi et l'essai non destructif n'est pas exigé.

Ainsi, des rapports fiables entre les résultats d'essai et la résistance non destructifs du béton sont exigés, et basé sur un minimum de connaissance sur la composition du béton ; son état de conservation ou son âge etc.... Tôt dans les années 70, à 'Readymix concrete limited' en Australie, Samarin et Smorchevsky (rapports internes seulement) lancent le développement d'un essai non destructif combiné, en utilisant le marteau de Schmidt et la vitesse ultrasonique d'impulsion, pour lesquels les seules variables exigées pour être connu avant d'examiner étaient le type de granulats et l'âge approximatif du béton. Après cinq ans de travail de développement et de plusieurs rapports internes, les résultats ont été présentés à la convention d'ACI à Houston, Texas, en 1978, et puis édités par Samain et Meynink.

L'objectif principal de la méthode d'essai était d'évaluer la qualité du béton in situ, en termes de résistance à la compression des cylindres normalisés, avec un minimum de connaissance antérieure au sujet du béton à caractère qui devrait être aisément fourni. La méthode en employant la combinaison de deux essais non destructifs le plus largement répandus; essai de vitesse ultrason et l'essai de scléromètre a été développée pour estimer la résistance à la compression du béton. Cette technique est utilisée afin d'essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton.

La méthode a été développée à partir des différentes corrélations entre les résultats d'essai de résistance et les lectures du marteau de Schmidt et la vitesse ultrasonique prise sur des éprouvettes examiner juste avant leur écrasement.

Les publications faites par Jones (1962), Davis (1977), Anderson et Seals (1981) ont exigé des conditions principales pour n'importe quelle corrélation :

- 1) – il est impératif qu'une corrélation devrait être développée à partir d'un béton contenant un type de granulat spécifique, avant que la méthode puisse être employée dans la pratique.

La dépendance de la vitesse ultrasonique par rapport au type de granulat et également à sa concentration ont été rapportées en publications (Jones R. (1962), Davis, S.G. (1977), Anderson, D. A et Seals, R.K. (1981)) comme suit :

- 2) - Tous les bétons examinés devraient être divisés en trois catégories d'âge :
 - a) jusqu'à 7 jours
 - b) plus de 7 jours et moins de 3 mois
 - c) plus de 3 mois

Cette subdivision tient compte du fait que la sensibilité de la vitesse ultrasonique d'impulsion au taux de la résistance de béton diminue à un taux toujours croissant avec l'âge, comme rapporté par Elvery (1976)

1.3.8.3 Principe :

Dans notre étude on s'est basé sur la combinaison de deux essais non destructifs les plus largement répandus; l'essai de vitesse ultrason et l'essai de scléromètre. Le principe de cette méthode consiste à déterminer la résistance en compression du béton à partir des abaques donnant la variation de la résistance du béton en fonction de la vitesse des ultrasons et de l'indice de rebondissement [R (V, N)]. Cette résistance est corrigée par des valeurs des coefficients d'influences des différents constituants et de leur nature. Ou bien à partir des formules d'estimation d'après les résultats des essais au laboratoires.

Cette technique est utilisée pour la détermination de la résistance en compression en tenant compte à la fois de la vitesse de propagation du son et l'indice de rebondissement est la méthode combinée ; elle permet d'atteindre une précision accrue. Le principe reste identique et on a recours à un béton standard qui possède une courbe d'étalonnage spécifique.

La méthode a été développée pour essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton.

D'après une enquête de RILEM, il existe actuellement des diverses méthodes combinées telle que :

1. Vitesse des ondes ultrasonores longitudinales – dureté des empreintes.
2. Vitesse des ondes ultrasonores longitudinales – dureté superficielle par indice de rebondissement.
3. Vitesse des ondes ultrasonores- atténuation ou amortissement des ondes ultrasonores.
4. Vitesse des ondes ultrasonores- atténuation de la fréquence propre.
5. Vitesse des ondes ultrasonores- atténuation des rayons.
6. Vitesse des ondes ultrasonores-vitesse des ondes ultrasonores transversales.
7. Dureté au choc par rebondissement- dureté par empreinte.

1.3.8.4 Développement de corrélation entre les paramètres de la résistance et les résultats des essais non destructif in-situ :

La relation entre la vitesse de propagation des ondes ultrasonique ou l'indice de rebondissement et la résistance à la compression est affectée par un nombre de variables tel que l'âge du béton, les conditions d'humidité, le rapport entre les granulats et le ciment, le type des granulats et la localisation des aciers et les fissures. La technique ne peut pas être employée pour la détermination de la résistance de béton fabriqué par différents matériaux dont on ne connaît pas les proportions. Ces facteurs représentent un désavantage majeur des essais non destructifs dans lequel la propriété du béton que l'on mesure est affectée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance du béton. Cette technique pour l'estimation de la résistance du béton in situ n'est pas encore considérée, dans la pratique, comme un outil de remplacement des cylindre standard et des cubes, mais elle peut être utilisée comme une technique additionnelle, quand elle sera exécutée avec des essais de carottage.

Aucun des essais mentionnés ci-dessus peut procurer un excellent moyen pour établir et évaluer l'uniformité ou la qualité du béton, à moins que des corrélations au laboratoire seront établi entre les paramètres de la résistance et les résultats des essais non destructifs in situ.

La relation générale entre la résistance et l'indice sclérométrique est de la forme :

$$f_{cy} = A_0 + A_1 R^n \quad (1.11)$$

Puisque le rapport $n=1$, la relation peut être considérée linéaire

$$f_{cy} = A_0 + A_1 R \quad (1.12)$$

La relation générale entre la résistance et la vitesse du son est de la forme :

$$f_{cy} = A_2 V^B \quad (1.13)$$

Ou :

$$f_{cy} = a_1 e^{bV} \quad (1.14)$$

f_{cy} = résistance à la compression de cylindre

R = l'indice sclérométrique

V = vitesse du son

A_0, A_1, A_2, B, a, b = Constantes

Samarin et Meynink (1981) ont trouvés que pour la majorité des bétons commercialement utilisés en Australie, la valeur de B peut être prise égale à 4 et l'équation de multi régression devient ainsi

$$f_{cy} = A_0 + A_1 R + A_2 V^4 \quad (1.15)$$

La deuxième variable (V^4) est transformée de sorte qu'une expression linéaire puisse être employée.

La corrélation est développée en utilisant des essais standard de résistance à la compression sur des éprouvettes examinés au laboratoire juste avant de les écraser.



Figure (1.17) : Recherche des autres auteurs [Prassianakis I.N., Giokas P (2003) - Arioglu, E., Arioglu, N 1998] sur les rapports entre f_c et V .

La résistance à la compression du béton est estimée selon le processus suivant, basé sur les discussions de Facaoaru(1969) et les auteurs Tanigawa, Yamada, Kumagai et Kosaka (1979) et (1981) :

1- L'équation pour le béton standard:

Un béton avec une proportion indiquée de mélange est défini en tant que béton standard, se rapportant à la méthode Roumaine pour l'essai non destructif combiné. L'expression suivante est appliquée par Tanigawa, Yamada, Baba et Kosaka(1982) pour estimer la résistance à la compression de mélange standard de béton :

$$f_c = k R + 22 V_{pc} - 94 \quad (1.16)$$

k est le facteur de correction lié à l'âge du béton.

Le béton standard a été défini comme suit :

Type de ciment : ciment de Portland ordinaire

Dosage en ciment : 300 kg/m³

Type d'agrégat : sable et gravier de fleuve

Taille maximum d'agrégat : 20 millimètres

Volume unitaire d'agrégat : 390 l/m³

2- l'équation pour l'autre béton que le béton standard:

La résistance à la compression du béton avec d'autres proportions de mélange que celle de mélange standard de béton est estimée par l'équation suivante :

$$f_c = C(k R + 22 V_{pc} - 94) \quad (1.17)$$

$$C = C_\phi \cdot C_V \cdot C_c \cdot C_k$$

C : facteur total de correction lié aux proportions de mélange de béton

Avec :

C_c : facteur de correction lié au dosage en ciment

C_k : facteur de correction lié au du type de granulas

C_ϕ : facteur de correction lié à la taille maximum d'agrégat

C_V : facteur de correction lié au Volume unitaire d'agrégat

Tableau (1.13) : Facteur de correction lié au dosage en ciment

dosage en ciment kg/m ³	C_c
200	1.044
300	1.000
400	0.980
500	0.960

Tableau (1.14) : Facteur de correction lié à la taille maximum d'agrégat

la taille maximum d'agrégat (mm)	C_{ϕ}
15	1.098
20	1.000
25	0.931
30	0.877

Tableau (1.15) : Facteur de correction lié au Volume unitaire d'agrégat

Volume unitaire d'agrégat	C_v
0.30	1.142
0.35	1.058
0.40	0.988
0.45	0.929

Tableau (1.16) : Facteur de correction lié au type de granulats

type de granulats	C_c
Gravier de fleuve	1.000
Pierre concassé	0.846

Plusieurs chercheurs ont proposé des formules d'estimation d'après les résultats de leurs essais. Quelques-unes de ces formules sont données dans le tableau (1.17).

La diversité des relations reliant la résistance du béton en fonction de la vitesse de propagation des ultrasons et de l'indice de rebondissement, montre que l'application du contrôle non destructif par la méthode combinée n'est pas universelle.

Tableau (1.17) : Quelques recherches effectuées dans le domaine CNERIB (1998).

CUR.18.TNO (Pays-Bas)	
$\log f_c = 0.01149N + 0.379V + 0.4332$	(1.18)
Meynink Samarin (Australie)	
$f_c = 0.058V^4 + 1.24N - 24.1$ $40 > f_c > 25 \text{ N/mm}^2$	(1.19)
Tanigawa, Yamada, Kosaka (Japon)	
Si $\frac{E}{C}$ est connu $f_c = 9.2N + 74V - 4.4\frac{E}{C} - 74$	(1.20)
Correction de N en fonction de la sollicitation	
$\Delta N = 26.5 - 28.5\sigma^{0.021}$	(1.21)
Si $\frac{E}{C}$ est inconnu $f_c = 11.8N + 129V - 642$	(1.22)
Nikkari (Finlande)	
$f_c = \frac{1}{2} \left\{ 102 - \sqrt{114.5^2 - \left[\frac{1}{2} \sqrt{(40V - 280)^2 - (4N - 252)^2} - 182 \right]^2} \right\}$	(1.23)
Galan (Tchécoslovaquie)	
$f_c = 0.028565 \cdot V^{1.84593} \cdot N^{1.24632}$	(1.24)
Mellmann (République Fédérale Allemande)	
$f_c = aN^2 + bV^3N + cV^2N + d$ $48 > N > 30$	(1.25)
$a = 0.0180650, \quad b = 0.0234477$ $c = 0.0885855, \quad d = 4.13$ $4.35 > V > 4.00 \text{ Km/sec}$	
Bellander (Suède)	
$f_c = 0.00082N^3 + 11.03V - 32.7$	(1.26)

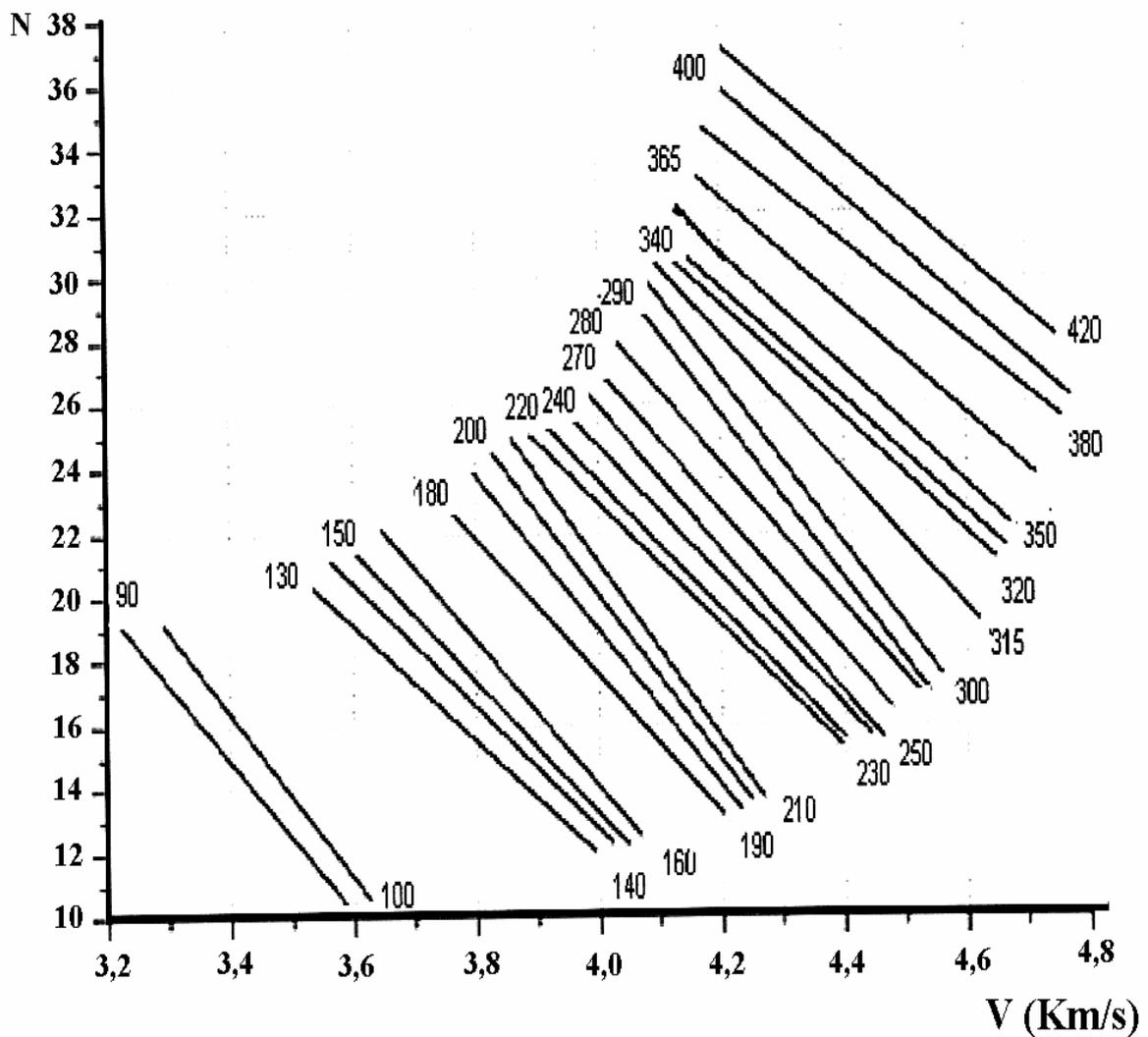


Figure (1.18) : Abaque de la variation de la résistance à la compression en bars, en fonction de la vitesse des ultrasons (V) et de l'indice de rebondissement (N) du béton. CNERIB (1998).

1.3.8.5 Les avantages

- L'utilisation combinée d'essais non destructifs garantit au résultat final obtenu une précision supérieure. Elle permet d'annuler des effets parasites, par exemple lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires, Bellander (1977)
- Cette technique est utilisée afin d'essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton.
- Évaluer la qualité du béton in situ, avec un minimum de connaissance antérieure au sujet du béton examiné.

1.3.8.6 Les inconvénients :

- La technique ne peut pas être employée pour la détermination de la résistance de béton fabriqué par différents matériaux dont on ne connaît pas les proportions. La propriété du béton que l'on mesure est affectée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance du béton.
- Cette technique pour l'estimation de la résistance du béton in situ n'est pas encore considéré, dans la pratique, comme un outil de remplacement des cylindre standard et des cubes.

1.3.9 Le carottage :

En vue d'effectuer des essais divers sur béton durci, le carottage par couronne diamantée procure un moyen intéressant d'investigation. Mais il est coûteux et souvent difficile à réaliser en raison de la proximité des armatures.

L'endroit carotté dépend du but de l'essai on peut vouloir estimer la résistance d'une partie critique de la structure ou d'une partie que l'on présume endommagée par exemple par le gel. On peut également chercher à avoir une valeur représentative de la totalité de la structure, auquel cas les endroits à carotter sont choisis de façon aléatoire. Le carottage peut aussi être utilisé pour détecter la ségrégation ou la présence de nids d'abeille, pour vérifier l'adhérence aux joints de construction ou pour vérifier l'épaisseur du revêtement.

Les carottes sont prélevées à l'aide d'un carottier à diamant on obtient ainsi une éprouvette cylindrique qui contient parfois des morceaux d'armature et dont les extrémités ne sont généralement ni planes ni d'équerre. Conformément aux normes BS 1881 : partie 120 : 1983 et les normes ASTM C 42-90, la carotte devrait être placée dans l'eau, surfacée et mise à l'essai de compression à l'état humide, alors que la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) spécifie des conditions d'humidité correspondant aux conditions en service. En France, les normes NF P 18 405 : 1970 la carotte doit être enfermée après carottage dans un sac de polyane étanche. Selon les études japonaises S.Yamane, et Al (1979), les essais effectués dans des conditions sèches donnent des valeurs de résistance généralement plus élevées de 10% par rapport à celles observées sur des carottes mises à l'essai à l'état humide.



Photo (1.13) : Carottage électrique à la couronne diamantée de 20 à 110 mm de diamètre
Equipement complet pour les prélèvements : carotteuse, scie diamantée

1.3.9.1 Facteurs influençant la résistance des carottes, Mellas (2003)

Les résultats des essais dépendent de plusieurs facteurs. Ces facteurs ont une influence directe sur la qualité du béton. Les essais par carottage sont généralement utilisés pour la détermination des propriétés du béton in situ à un certain âge tel que la résistance et la porosité. Le carottage peut être utilisé pour détecter la ségrégation ou la présence de nids d'abeilles, pour vérifier l'adhérence aux joints de construction ou pour vérifier l'épaisseur de revêtement. Les résultats obtenus par cet essai ont besoin d'une interprétation minutieuse, car la résistance du béton d'où il est prélevé dépend de :

- ✓ La qualité du béton
- ✓ L'emplacement dans la structure
- ✓ Condition de cure
- ✓ La température sur site

L'estimation de la résistance à la compression peut être obtenue conformément aux normes BS 1881, partie 120, (1983) ou ASTM C42-90 ACI 318-89. Cette estimation dépend de :

- ✓ Le diamètre de la carotte
- ✓ Le rapport hauteur/diamètre de la carotte
- ✓ La direction de prélèvement
- ✓ La présence des armatures

1.3.9.2 Diamètre de la carotte

Le diamètre recommandé par BS 1881, partie 120, (1983) est de 100 mm ou 150 mm. Les carottes de petit diamètre sont généralement prévues pour donner des meilleurs résultats mais éparpillés. L'effet du diamètre sur la résistance a été rapporté dans le rapport N° 11 (Concrete Society Technical Report 11 "CSTR 11"), Bellander (1976), Bungey (1979), Ramirez et Barcena (1979) et Keiller (1984). Les résultats obtenus par ces auteurs ont montré que la résistance n'est pas affectée par la taille des carottes avec de petits diamètres donnant des résultats variables pour un rapport hauteur/diamètre donné. Les recommandations spécifiant des carottes de diamètre des 100 mm ou 150 mm sont liées à la taille maximale des granulats utilisés. Le diamètre de la carotte doit être au moins trois fois la taille nominale des gros granulats [CSTR11, BS 1881 (1983)].

1.3.9.3 Elancement (rapport hauteur/diamètre de la carotte)

En plus du diamètre de la carotte, la résistance estimée dépend, aussi, du rapport hauteur/diamètre appelé élancement. Les cylindres normalisés ont une hauteur égale à deux fois le diamètre mais on trouve dans des cas des carottes présentant d'autres proportions où cet élancement varie de 1 à 2. Le diamètre de la carotte dépend du carottier mais la hauteur dépend de la hauteur de la dalle ou de l'élément carotté. Munday et Ravinda (1984) rapportent que pour un élancement inférieur à 2 la résistance possède un taux croissant, tandis que pour un élancement entre 2 et 3 la résistance reste sensiblement constante; par contre pour un élancement au delà de 3 on remarque une nette réduction dans le taux de croissance. Plusieurs essais ont été élaborés par l'ASTM et le BS avec des élancement variant entre 1 et 2, en recommandant des coefficients de corrections. Meininger et al (1977) ont trouvé que ce facteur était le même pour des cylindre mis à l'essai à l'état humide ou sec mais plus faible que celui spécifié par la norme ASTM C 42-90. Des carottes dont l'élancement sont inférieures à 1 donnent des résultats peu fiables. La norme BS 6089: 1981 exige une valeur minimale de 0.95 avant le surfaçage, et selon BS 1881: partie 120, 1983, la coiffe ne doit pas excéder en aucun point 10 mm d'épaisseur.

1.3.9.4 Orientation de prélèvement (direction de prélèvement)

L'orientation de la carotte a un grand effet sur la résistance. Les carottes prélevées dans la direction verticale donne des résultats supérieurs à celles dans le sens horizontal. Graham (1969) rapporta que les carottes prélevées dans le sens horizontal ont une

résistance inférieure de 8%. Les recommandations de CSTR11 BS 1881 (1983) distinguent les carottes horizontales des carottes verticales, le rapport des résistances des premières à celle des secondes étant de 0.92. L'effet de l'orientation du prélèvement des carottes rapportée par plusieurs auteurs a conduit aux recommandations du BS 1881 (1983), Cependant, Keiller (1984) reporta que les carottes verticales donne des résistances sensiblement différentes à celles prélevées horizontalement.

1.3.9.5 Résistances en présence des armatures

La résistance des carottes prélevée d'une structure finie est, aussi, affectée par la présence des armatures. Elle est affectée par la direction, la quantité, et la position des armatures dans la carotte.

Par ailleurs et pour ne pas aller plus loin dans les détail, il est convenable de connaître certaines définitions liée aux essais par carottage;

- Résistance standard : c'est la résistance d'un spécimen de forme cubique, curé et testé en concordance avec une méthode standard tel que BS 1881 (1983).
- Résistance actuelle : la résistance actuelle estimée et définie comme étant la résistance d'un échantillon de béton prélevé d'un élément et testé en accord avec les procédures décrites par CSTR11 et BS 1881 (1983).

$$\left[\begin{array}{l} \text{résis tan ce} \\ \text{in situ} \\ \text{estimé} \end{array} \right] = \frac{D}{1.5 + \frac{1}{\lambda_c}} \left[\begin{array}{l} \text{résis tan ce à la} \\ \text{compression} \\ \text{de la carotte} \end{array} \right] \quad (1.27)$$

Où:

D= 2.5 pour une carotte prélevée horizontalement

D= 2.3 " " " " verticalement

λ_c rapport de la longueur (après préparation)/ diamètre

Pour des carottes présentant des armatures perpendiculaires à l'axe, la résistance de compression estimée in situ peu être multipliée par un facteur de correction donné par la formule suivante (BS 1881 partie 120 1983)

$$1.0 + 1.5 \cdot \frac{\sum \phi_r \cdot d_c}{\phi_c \cdot l} \quad (1.28)$$

Où:

ϕ_r Le diamètre des armatures

ϕ_c Diamètre de la carotte

d_c Distance des axes des armatures a l'extrémité de la carotte

l La longueur de la carotte sans coiffe

Résistance potentielle :

La résistance potentielle estimée est définie comme étant la résistance à la compression d'un béton frais, en accord avec la réglementation décrite au BS 1881 (1983). Le résultat est la valeur de la résistance estimée du béton d'un élément de structure exprimé en fonction de la résistance à la compression à 28 jours suivant les normes.

La résistance potentielle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Résistance potentielle} = 1.3 \times \text{Résistance actuelle.}$$

Cette formule est utilisée pour des prélèvement des carottes dans le sens horizontal comme dans le sens vertical [CSTR 11 (1976)]

1.4 METHODES D'ESSAIS POUR DÉTERMINER D'AUTRES PROPRIÉTÉS QUE LA RESISTANCE :

1.4.1 Introduction

Dans un certain nombre d'exemples en technologie du béton ; la résistance n'est pas le paramètre le plus critique à étudier ; de cela, l'information est nécessaire pour déterminer la position et la taille des armatures, pour évaluer le contenu d'humidité, pour tracer des fissures et des discontinuités, et pour localiser des secteurs de la consolidation, des vides et de zones pauvres en béton. Au cours de ses années, des tentatives ont été faites pour développer des méthodes pour aider à résoudre certains des problèmes ci-dessus. Ces méthodes changent des dispositifs magnétiques simples à la thermographie infrarouge fortement sophistiquée, certaines de ces dernières ont atteint la maturité tandis que d'autres sont toujours à une étape expérimentale. Ces méthodes sont décrites brièvement ci-dessous.

1.4.2 Méthodes magnétiques

Plusieurs principes sont utilisés, ils sont tous basés sur la mesure des perturbations créées par la présence d'un objet métallique placé dans un champ électromagnétique (courant alternatif sinusoïdal ou courant pulser).

Un certain nombre de dispositifs magnétiques à piles portatifs qui peuvent mesurer la profondeur du renfort en béton et détectent la position des barres de renfort sont disponibles commercialement. Les dispositifs construits au R-U et en Hollande sont connus par les mètres de couverture et le dispositif français s'appelle le pachomètre.

Les mètres et les pachomètres de couverture sont les dispositifs agnatique et sont basés sur le principe que la présence de l'acier affecte le champ d'un électro-aimant. En mètre ou pachomètre typique de couverture ; l'unité de sonde se compose d'un noyau d'aimant en U fortement perméable sur lequel deux enroulements sont montés. Un courant alternatif est passé par un de ces enroulements et le courant induit dans l'autre enroulement est mesuré. Le courant induit dépend de l'inductance mutuelle des enroulements et de la proximité des barres de renforcement en acier. Un mètre mobile d'enroulement mesure le courant induit. La norme britannique donne des conseils pour l'usage de ces dispositifs.

Couvrir les mètres et les pachomètres donnent des résultats satisfaisants si des pièces de charpente sont légèrement renforcées. Dans les sections fortement renforcées ; on ne peut pas éliminer l'effet du renfort secondaire et la détermination satisfaisante de la couverture à l'acier devient difficile. L'exécution des dispositifs agnatique est compromise aux températures au-dessous de 0° C.

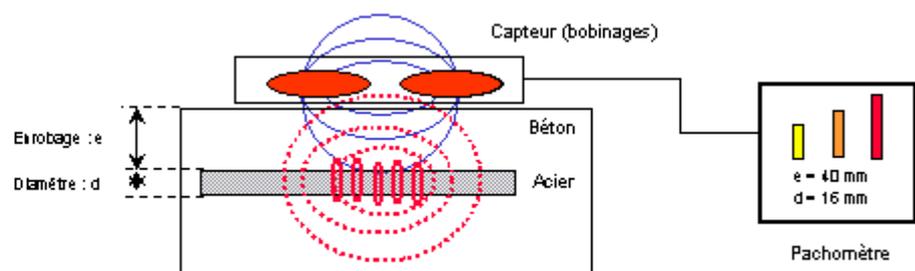


Photo (1.14) : Le pachomètre

1.4.3 Méthodes électriques

1.4.3.1 Introduction

Les méthodes électriques gagnent l'acceptation croissante comme outil pour l'évaluation du béton sur place pour déterminer la corrosion d'armature et l'épaisseur des revêtements bétonnés. Elles offrent également le potentiel pour déterminer la teneur en humidité et de la pénétration d'humidité par le béton durci.

1.4.3.2 Principe

Les méthodes traditionnelles pour évaluer la corrosion des armatures sont basées sur des techniques électrochimiques telles que la mesure du potentiel spontané pour détecter les zones de corrosion active et la mesure de la résistance de polarisation pour estimer la vitesse de corrosion.

De point de vue électrique, le béton est une matière composite dont les composés peuvent être décrits comme :

- ✓ Une phase pleine purement résistive (agrégats),
- ✓ Une phase pleine qui participe à la conduction par sa structure poreuse (matrice de ciment) et étant la source des ions a trouvé dans la troisième phase,
- ✓ La phase liquide, c.-à-d. solution interstitielle.

Alors la conduction par le béton est généralement identifiée comme phénomène électrolytique, liée à la circulation du fluide par le réseau de pore, et tellement sensible au volume de porosité et au degré poreux de connectivité [Andrade, 2000].

Le principe pour déterminer la probabilité de l'activité de corrosion du renfort en acier se compose d'estimer le potentiel électrique d'acier concernant une électrode de référence de copper/copper-sulphate. La mesure présentée dans une découpe équipotentielle fournit une délimitation graphique des secteurs dans un élément de béton où l'activité de corrosion peut se produire ; la mesure présentée comme diagramme de fréquence cumulative fournissent une indication de l'importance de secteurs affectés d'un élément de béton. Les normes ASTM décrit l'approche d'essai en détail et la méthode sont employées d'habitude pour la détermination de l'activité de corrosion d'acier renforcé dans les garages de stationnement et les plates-formes des ponts.

Dans des méthodes electrical de résistivité l'équipement d'essai et l'essai sont simples. Les divers dommages qui subissent le béton pendant sa vie mènent généralement aux variations de porosité du béton pour des fluides coulent dans le matériel, et les dommages physiques et chimiques (en tant que lixivier ou carbonations par exemple) impliquent le changement de porosité [Claisse, 1999]. Mesurer la résistivité électrique mène à évaluer des conditions du béton. Cependant la résistivité du béton dépend fortement de la teneur d'humidité et en sel, et sa température. Ainsi la présence des gradients d'humidité, de sel et/ou de température en revêtements bétonnés peut poser des problèmes dans l'interprétation des résultats d'essai.

La vitesse de corrosion, exprimée en micromètres par an, traduit la perte de section des aciers soumis à la corrosion et, par conséquent, permet d'aborder les questions de durabilité d'une structure

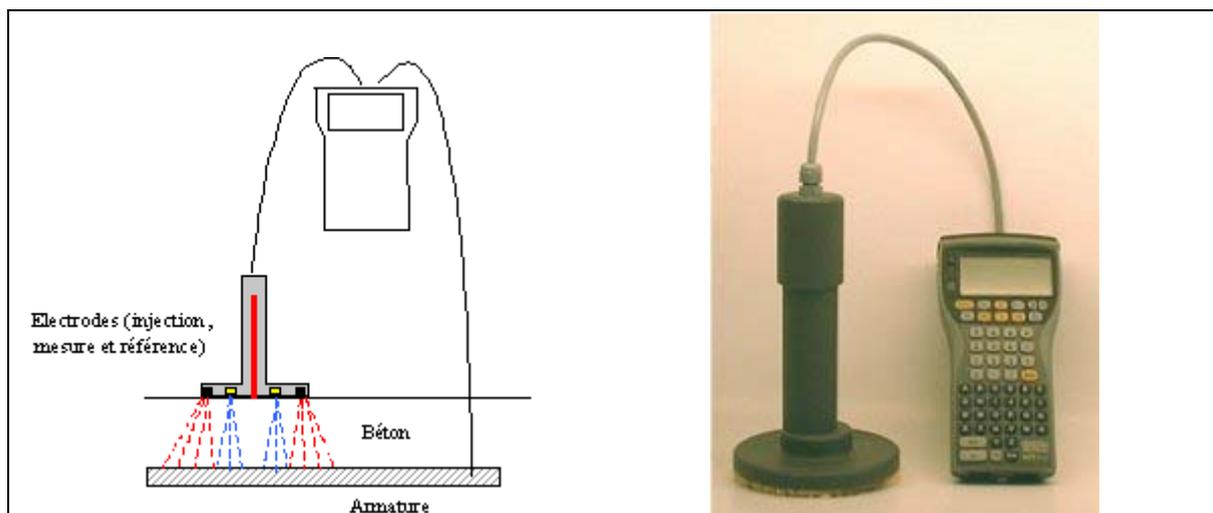


Photo (1.15) : Le Galvapulse de la Société Germann-Instrument

1.4.4 Méthodes radioactives

Des méthodes d'essais radioactives sur le béton peuvent être utilisées pour détecter l'emplacement des armatures, pour mesurer la densité du béton et peut-être pour déceler la présence de nids de gravier dans des éléments porteurs. La gammagraphie est de plus en plus acceptée en Angleterre et en Europe. L'équipement est assez simple et les coûts d'utilisation peu élevés quoique le coût de l'équipement de base puisse être élevé. Le béton dont l'épaisseur ne dépasse pas (45 cm) peut être examiné sans difficultés. Feldman (1977) Les méthodes radioactives peuvent être classifiées largement dans deux types ; la radiographie et la radiométrie. Dans des méthodes radiographiques la photo graphique de l'intérieur est prise utilisant une source radioactive de pour indiquer la position et l'état du renfort, des vides, de la ségrégation, du jointoiment des membres en béton poteau tendus et des fissures d'air. Dans les méthodes de radiométrie, des rayons gamma produits par un radio-isotope variable sont faits pour passer par le béton, et l'intensité du rayonnement naissant est détectée par des compteurs de scintillation. Des diagrammes antérieurs de calibrage sont alors employés pour déterminer la densité in-situ des membres structuraux en béton et l'épaisseur du béton. Malhotra (1984)

La radiographie de rayon X a des limitations sérieuses dues à la nécessité de l'équipement à haute tension coûteux et dangereux, et offre peu d'espoir pour l'usage dans le domaine. La radiographie gamma d'autre part est acceptée de plus en plus le R-U et en Europe. L'équipement est relativement portatif et béton de jusqu'à 450 millimètres d'épaisseur peut être traité; les longs temps d'exposition nécessaires rendent les méthodes peu économiques. Les facteurs limiteurs dans l'utilisation de la radiographie gamma semblent être les aspects relativement élevés de coût et de sûreté.



Photo (1.16) : DRX équipement essentielle pour la caractérisation microstructurale des matériaux

1.4.5 Méthode de la thermographie infrarouge

La thermographie infrarouge ou la mesure infrarouge de balayage et enregistrent l'émission de la chaleur d'une structure. Car le taux d'émission de la chaleur est effectué par des fissures et d'autres discontinuités telles que le décollement dans les plates-formes de pont en béton, les modules de balayage montreront une différence entre les émissions de la chaleur du bruit et le béton défectueux.

Cette technique thermographique infrarouge est employée pour détecter et montrer, de grands et petits, internes vides, décollements et fissures dans des ponts, trottoirs de route, plates-formes de garage, bâtiments et d'autres éléments structuraux exposés à la lumière du soleil directe (Malhotra et le Carino (1991). ACI 228 (1998) présente l'information additionnelle sur ces derniers et d'autres méthodes non destructives d'essai).

Cette technique a été employée avec le succès pour déterminer la détérioration dans des cheminées. Aux Etats-Unis et au Canada, les balayages infrarouges ont été employés avec le succès limité pour détecter des décollements dans les plates-formes de pont en béton. Des essais sont affectés considérablement par l'état physique. Bien que l'équipement soit disponible commercialement, la recherche considérable est nécessaire pour repasser hors des problèmes opérationnels. Aucune norme n'est pourtant disponible.

1.4.6 Méthode de La perméabilité

La perméabilité du béton, qui a toujours été un critère important de conception pour les structures de retenue de l'eau, est maintenant considérée également importante pour le béton exposé aux éléments agressifs, tels que les sels de dégivrage. Des avances sont faites dans le développement des essais de perméabilité pour de petites éprouvettes de laboratoire mais les essais in-situ de perméabilité sont toujours à une étape expérimentale. Un équipement portatif d'origine danoise utilisant une technique de perméabilité au gaz semble prometteur. Malhotra (1984)

1.4.7 Méthodes acoustiques d'émission

Les méthodes acoustiques ou d'effort d'émission ont été employées ces dernières années pour étudier le déclenchement et la croissance des fissures dans le béton sous un effort. Brièvement, les émissions acoustiques sont les vagues élastiques d'effort de petite amplitude créées par déformation localisée dans béton aux points étant tendus au delà de

leur limite d'élasticité. Sur la surface, elles sont détectées en tant que petits déplacements par des senseurs placés sur la surface des éprouvettes d'essai. Les variations de l'heure d'arrivée des vagues d'effort à chaque position sont employées pour identifier la source de déformation.

L'inconvénient principal de ces méthodes est que des observations peuvent être faites seulement pendant une période de déformation et d'efforts croissants, et la méthode ne peut pas être employée pour différentes ou comparatives mesures de béton dans des conditions de charge statiques. Malhotra (1984)

1.4.8 Méthodes nucléaires

L'utilisation des techniques nucléaires pour déterminer la teneur en humidité et en ciment du béton est d'origine relativement récente. Ceux-ci se composent du neutron dispersant des méthodes pour la détermination de contenu d'humidité et l'analyse par activation neutronique pour la détermination du contenu de ciment.

Les mesures d'humidité de neutron, une application de neutron dispersant des méthodes, sont basées sur le principe que l'hydrogène contenant les matériaux (l'eau en cas de béton) agissent en tant d'excellents modérateurs pour les neutrons rapides c.-à-d. de tels matériaux produisent une diminution rapide d'énergie de neutron selon l'hydrogène actuel dans les matériaux. Ainsi, le compte des neutrons ralentis ou thermalités résultant de l'interaction des neutrons rapides avec de l'hydrogène contenant la matrice donne une mesure de la teneur en hydrogène (l'eau en béton) de la matrice.

Les méthodes d'activation neutronique sont toujours en grande partie sous-développées pour l'application au béton in-situ et peu de données sont disponibles sur leur utilisation sur le terrain. L'utilisation potentielle principale de ces méthodes se situe dans la détermination de la teneur en ciment du béton durci. Car la teneur en calcium et en silicium du ciment Portland est relativement haute comparée à ses autres constituants, ces éléments sont utiles en utilisant l'analyse par activation. Le principe de base de la méthode est que la plupart des éléments deviennent radioactifs sur le bombardement de neutron. La radio-isotopes qui sont instable mais affaiblissement à un état stable avec l'émission de l'énergie sous forme de rayonnement bêta et gamma des énergies et des facteurs caractéristiques de demi vie qui permet la caractérisation du radio-isotope et par conséquent de son nucléide stable de parent. L'essai est réalisé sur une base comparative.

1.4.9 Maturation

Le principe de base de la maturation du béton est que l'augmentation de la résistance est fonction du temps et de la température, et que n'importe quelle norme de maturation du béton doit tenir compte de la température et de la période de cure. ASTM C 1074 produit d'un index de maturité qui est basé sur des facteurs de la température et de temps.

La maturation du béton peut être calculée à tout moment en effectuant l'intégration de la température en fonction du temps si on conserve des données complètes des changements de la température en fonction du temps. La force estimée dépend de déterminer correctement la fonction de force-maturité pour un mélange de béton particulier. Feldman (1977).

Les thermocouples ou les thermistances d'utilisations de dispositif placés dans le béton et reliés aux enregistreurs graphique à barres ou aux enregistreurs des donnée numériques qui enregistrent la température de béton en fonction du temps. La température par rapport aux données de temps est corrélée avec des essais de compression exécutés sur des éprouvettes cylindriques pour produire la courbe température-temps contre la courbe de la résistance qui est employée pour estimer la résistance de béton sur place.

La température expérimentale choisie est habituellement de -10°C . Cette technique peut être d'une grande utilité en hiver lorsque le contrôle de la résistance du béton aux premiers stages du durcissement est très important. Il faut toutefois souligner que la mesure de la maturation ne fournit aucune mesure des propriétés du béton comme tel. Si le calcul et la mise en oeuvre du béton sont bons, l'essai permettra de savoir à quel moment le traitement de cure du béton a été suffisant, mais il ne permettra pas de connaître la qualité du béton.

1.4.10 Les techniques d'absorption de micro-onde et d'exploration de radar

La micro-onde sont en nature électromagnétique et sont environ 1 millimètre dans la longueur d'onde et environ 1012 hertz dans la fréquence. En raison de leur nature électromagnétique ils peuvent être reflétés, diffractés et absorbés. L'absorption de ces derniers ondule par l'eau a mené à l'élaboration d'une méthode pour déterminer la teneur en humidité du béton.

Le principe de base se situe dans la mesure de l'atténuation d'un faisceau de micro-onde passant par le béton, l'atténuation étant considérée caractéristique de la teneur en humidité du matériel. Le technique de l'absorption de micro-onde est toujours dans l'étape de développement et considérablement plus de recherche est nécessaire avant que la méthode puisse être employée avec confiance pour déterminer la teneur en humidité du béton sur place.

Des techniques du radar sont basées sur le principe des ondes électromagnétiques de réflexion par le béton. Cette technique a été employée avec le succès par l'autorité de New York et du New Jersey des Etats-Unis. Pour évaluer les revêtements bétonnés et les plates-formes de pont. Un des dispositifs attrayants de cette technique est la vitesse (approximativement 17 Km/h) à laquelle des trottoirs peuvent être balayés. Cependant, la grandes planifications et compétence sont nécessaires pour évaluer les données. L'équipement portatif est disponible commercialement, mais la méthode n'a pour été normalisé encore.

1.4.11 Méthodes d'auscultation dynamique :

La résistance n'est pas le seul paramètre estimé par les méthodes d'auscultation dynamique, Malhotra (1984). On peut l'utiliser pour :

1.4.11.1 Localisation des défauts dans le béton

L'utilisation de la technique de l'auscultation dynamique pour localiser les défauts, les vides ou toutes autres malfaçons dans le béton, est basée sur la très faible transmission de l'énergie des ultrasons au travers d'une lame d'air emprisonnée dans le béton (rupture de la continuité dans le béton).

C'est ainsi qu'une fissure ou un vide rempli d'air, situé entre les deux transducteurs, fera obstruction à la propagation directe de l'onde ultrasonique dans le cas où l'aire intéressée est supérieure à la surface de contact des transducteurs. Dans ce cas, la première impulsion devant être captée par le transducteur de réception sera diffractée autour de la zone défectueuse et le temps de propagation sera plus long que dans un béton homogène.

a)-Détection des vides de grandes dimensions

Les vides importants peuvent être détectés lorsque leur aire projetée à angle droit par rapport au parcours de la propagation de l'onde est suffisamment grande pour produire un retard significatif du temps de propagation par rapport à celui que l'on mesure sur un béton homogène.

Pour des cavités d'aire projetée identique, on obtient une variation minimale du temps de propagation lorsque le vide est situé à mi-chemin des transducteurs. Et on aura ainsi :

Si $T_d = T_h$: $a \leq d$ (les vides ne peuvent pas être détectés)

$$\text{Et si } T_d < T_h : a = d + L \sqrt{\left(\frac{T_d}{T_h}\right)^2 - 1} \quad (1.29)$$

a : la dimension minimale de la section de l'aire projetée du vide,

d : diamètre du transducteur,

T_d : le temps de propagation au travers du centre du défaut,

T_h : le temps de propagation dans un béton homogène.

L : la longueur de parcours.

b)-Estimation de la profondeur d'une fissure superficielle

Il est parfois nécessaire d'apprécier la profondeur d'une fissure visible en surface sur le béton de l'ouvrage. On peut obtenir une valeur approchée de la profondeur de la fissure en comparant les temps de propagation de l'onde au travers de la fissure et dans les zones de béton homogène, à proximité de cette fissure, au moyen de transducteurs appliqués sur la face du béton et situés à égale distance de part et d'autre de la fissure.

Si la fissure est bien située à mi-chemin entre les transducteurs, sa profondeur (c) sera donnée par la formule suivante :

$$c = b \sqrt{\left(\frac{T_c}{T_L}\right)^2 - 1} \quad (1.30)$$

Dans laquelle :

T_c : temps de propagation au travers de la fissure,

T_L : temps de propagation le long de la surface du même type de béton dépourvu de défauts,

c : profondeur de la fissure,

b : distance du point le plus proche de la zone active du transducteur à partir de la fissure.

c)-Epaisseur des couches endommagées

L'épaisseur d'une couche superficielle endommagée dans un ouvrage en béton peut être estimée au moyen de la mesure des temps de propagation sur la surface du béton.

Dans ce cas, l'émetteur d'impulsion est maintenu en un point fixe tandis que le récepteur est déplacé le long de la surface du béton, par intervalle régulier et successif.

Quand les transducteurs sont rapprochés, l'onde traverse le béton endommagé, et la pente de la courbe tracée en portant en ordonnée la distance séparant les deux transducteurs et en abscisse le temps de transit, donne la vitesse de l'onde dans cette couche superficielle.

Au-delà d'une certaine distance entre les transducteurs, la première impulsion est réfractée le long de la couche sous-jacente de béton non endommagé et les valeurs s'alignent sur une courbe dont la pente donne la vitesse de propagation dans le béton sain.

La distance X_0 pour laquelle le changement de pente se produit, permet une estimation de l'épaisseur de la couche détériorée.

Cette épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$\delta = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (1.31)$$

La méthode ci-dessus est applicable dans le cas de grande surface de béton endommagé sur une épaisseur à peu près uniforme ; les petites surfaces localisées d'un béton endommagé ou présentant des cavernes sont plus difficiles à évaluer.

Cependant, il est possible de trouver une valeur approchée de l'épaisseur de couches localisées de béton de mauvaise qualité en faisant à la fois des mesures de vitesse par transparence et en surface.

L'épaisseur recherchée pourra être calculée de la façon suivante :

$$\delta = L \left(\frac{T}{T_u} - 1 \right) \left(\frac{V}{V_d} - 1 \right) \quad (1.32)$$

Où :

L : longueur du parcours au travers de l'épaisseur de l'élément testé, mesurée à angle droit par rapport à la surface du béton présentant des zones endommagées ou cavernesuses,

T_u : temps de propagation mesuré au travers d'une section, d'épaisseur L, d'un béton sain,

V_u : temps de propagation mesuré au travers d'une section d'épaisseur L présentant une épaisseur δ de béton endommagé,

V_d : vitesse dans un béton endommagé dont on peut obtenir une valeur approchée par des mesures en surface dans des zones du matériau détérioré ou présentant des cavernes.