SOMMAIRE

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : METHODES NON DESTRUCTIVES DE CARACTERISATION DU BETON.....17

1.1 INTRODUCTION 17

1.2 INSPECTION VISUELLE 17

1.2.1 Introduction..... 17

1.2.2 Outillage et équipement pour l'inspection visuelle 18

1.2.3 Procédure générale de l'inspection visuelle 18

1.3 ESSAIS AUX ULTRASONS 19

1.4 ESSAIS DE REBONDISSEMENT..... 22

1.5 MESURE ELECTRIQUE 26

1.6 MATUROMETRIE 29

1.6.1 Fondements de la méthode 29

1.6.2 Méthode d'essai 30

1.6.3 Avantages de la maturométrie 30

1.7 METHODES ELECTROCHIMIQUES 31

1.7.1 Mesure de la résistivité électrique du béton 31

1.8 EMISSION ACOUSTIQUE 33

1.9 METHODE DE CONTROLE IMPACT-ECHO 34

1.9.1 Applications de la méthode Impact-écho 35

1.10 RADIOGRAPHIE 35

1.11 TOMOGRAPHIE 37

1.12 THERMOGRAPHIE INFRAROUGE 38

1.13 METHODES DE CONTROLES NON DESTRUCTIFS (CND) COUPLEES 41
1.13.1 CND électromagnétique acoustique 41
1.13.2 CND Magnéto-optique 42
1.14 METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE 42
1.15 SYNTHESE 43
1.16 CONCLUSION 46

CHAPITRE 2 : METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE 47
2.1 INTRODUCTION 47
2.2 DISPOSITIF DE MESURE 47
2.2.1 Principe de mesure 49
2.2.1.1 Mode manuel 49
2.2.1.2 Mode automatique 49
2.2.2 Procédure de contrôle 49
2.2.3 Vibrations longitudinales 50
2.2.4 Vibrations de flexion 51
2.2.5 Vibrations de torsion 54
2.3 DETERMINATION DES CONSTANTES DYNAMIQUES 54
2.3.1 Mesures 54
2.3.2 Module d'élasticité dynamique par vibrations longitudinales 55
2.3.3 Module de cisaillement 58
2.3.4 Module d'élasticité dynamique pour des vibrations de flexion 60
2.3.5 Coefficient de Poisson 61
2.4 CONCLUSION 61

CHAPITRE 3 : ETAT DE L'ART SUR LES PARAMETRES INFLUANT LES MODULES, LA RESISTANCE ET LA POROSITE DU BETON 62
3.1 INTRODUCTION 62

3.2 INFLUENCE DE LA POUZZOLANE NATURELLE ET DES FILLERS CALCAIRES SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION 62

3.2.1 Effet de la pouzzolane 62

3.2.2 Effet des fillers calcaires 65

3.3 INFLUENCE DU RAPPORT E/C SUR LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE 69

3.4 INFLUENCE DES ADDITIONS SUR LES MODULES D'ELASTICITE STATIQUE ET DYNAMIQUE 73

3.5 RELATION ENTRE LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION 79

3.6 RELATION ENTRE LES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE ET STATIQUE 83

3.7 RELATION ENTRE LA POROSITE ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION 88

3.8 CONCLUSION 91

CHAPITRE 4 : CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES ET DES BETONS ETUDIES.....93

4.1. INTRODUCTION 93

4.2. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT 93

4.2.1 Composition chimique et minéralogique 93

4.2.2 Caractéristiques physico – mécaniques 94

4.2.2.1 Masses volumiques (apparente et absolue) 94

4.2.2.2 Essai de consistance 94

4.2.2.3 Essai de prise 94

4.2.2.4 Essais mécaniques sur les mortiers normalisés 94

4.3 ADDITIONS MINERALES.....96

4.4 GRANULATS (SABLE ET GRAVIERS) 97

4.4.1 Situation géographique 97

4.4.2 Morphologie du gisement 97

4.4.3 Mode d'extraction 98

4.4.4 Capacité de production 98

4.4.5 Identification des granulats 98

4.4.5.1 Analyse granulométrique 98
4.4.5.2 Masses volumiques apparentes et absolues 99
4.5 CARACTERISATION DES BETONS ETUDIES 100
4.5.1 Méthode de Dreux-Gorisse 100
4.5.2 Méthode de Baron Lesage 108
4.5.3 Programme expérimental 110
4.5.4 Caractérisation du béton à l'état frais 112
4.5.4.1 L'affaissement 112
4.5.4.2 Confection des éprouvettes 112
4.5.5 Caractérisation du béton a l'état durci 114
4.5.5.1 Mesure de la masse volumique apparente 114
4.5.5.2 Essai de résistance à la compression 114
4.5.6 Essai de la porosité accessible à l'eau 115
4.6 METHODES D'ESSAI UTILISEES 116
4.6.1 Mesure du module d'élasticité statique 116
4.6.2 Mesure des caractéristiques dynamiques 117
4.7 CONCLUSION 117
CHAPITRE 5 : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS 118
5.1. INTRODUCTION 118
5.2. RESULTATS ET DISCUTION 118
5..2.1 Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique 118
5..2.2 Influence des additions sur le module d'élasticité dynamique 119
5..2.3 Influence des additions sur le module de rigidité dynamique 121
5..2.4 Influence des additions sur la résistance à la compression 123
5..2.5 Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression 124
5..2.6 Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique 126

5..2.7 Influence des additions sur coefficient de Poisson 127

5..2.8 La relation entre la porosité el la résistance à la compression 129

5..2.9 La porosité 130

5.3. CONCLUSION 131

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES……132

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES……135

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Représentation schématique d'un essai ultrason [Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 2004] 19

Figure 1. 2: Courbe RILEM [RILEM, 1996] 22

Figure 1. 3: Schéma de principe du Rebound Hammer [Kolaiti, 1993] 23

Figure 1. 4: Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil selon la norme NF EN 12504-2 24

Figure 1. 5: Division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417 25

Figure 1. 6: Courbe de transformation unique selon la norme NF EN 12504-2 26

Figure 1. 7: Principe des mesures électriques 27

Figure 1. 8: Variation de la résistance électrique d'un béton et de la contrainte appliquée en compression [Chung, 1956] 28

Figure 1. 9: Variation de la résistance électrique d'un béton en fonction des cycles de charge/décharge en compression [Chung, 1956] 28

Figur 1. 10: (a) Schémas de la méthode de contrôle du béton d'enrobage (M. Girard, 2008); (b) Schéma de la méthode de contrôle du béton en surface; (c) Dispositif de Wenner [D. Breysse, 2005] 32

Figure 1. 11: Principe de l'émission acoustique [Riethmuller, 2008] 34

Figure 1. 12: Principe théorique de fonctionnement de la méthode Impact-écho [Tao, 2010] 35

Figure 1. 13: Principe de la mise en place de la radiographie [(LRPC de Blois - 1975] 36

Figure 1. 14: Exemple d'un cliché radiographique d'un câble de précontrainte Issu de la campagne d'auscultation de Merlebach (LRPC de Blois - 1975) [CRIC] [NFXE] 37

Figure 1. 15: Exemple de visualisation tridimensionnelle de ruptures d'inclusions pour trois déformations (a) εlg = 0,06, (b) εlg = 0,08, (c) εlg = 0,09 [Carm, 2009] 38

Figure 1. 16: Principe de la tomographie [Eric, 2013] 38

Figure 1. 17: Principe du CND par thermographie infrarouge [Eric, 2013] 39

Figure 1. 18: Images thermographiques d'un échantillon de plâtre avec des défauts en plastique [Carl, 2002] 40

Figure 1. 19: Principe des palpeurs EMAT [Eric, 2013] 41

Figure1. 20: Principe de CND par magnéto-optique [Lee, 2008] 42

Figure1. 21: Dispositif expérimental de la détermination du module élastique dynamique par vibration longitudinale [Neville, 2000] 43

Figure 2. 1: Schéma du test de résonance longitudinale 47

Figure 2. 2 : L'appareil ERUDITE 48

Figure 2. 3 : Positionnement des transducteurs pour une vibration longitudinale 50

Figure 2.4 : Mode fondamental pour une vibration longitudinale 50

Figure 2. 5 : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de flexion [Bordas, 1983] 52

Figure 2. 6: Mode fondamental pour une vibration de flexion avec les nœuds à 0,224L des extrémités 52

Figure 2. 7 : Relation entre amplitude de fréquence pour une poutre de béton à proximité de la résonance [Bordas, 1983]. 54

Figure 2. 8: Position des transducteurs pour une mesure de vibration de torsion 54

Figure 2. 9 : Propagation des ondes longitudinales 55

Figure 2. 10 : Schéma de l'appareil fonctionnant par vibration mécanique torsionnelle 58

Figure 2. 11 : Propagation des ondes de cisaillement 58

Figure 3. 1 : Evolution de la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010] 63

Rapport-Gratuit.com

Figure 3. 2 : Influence des pourcentages de la pouzzolane sur la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010] 64

Figure 3. 3: Comparaison des évolutions des résistances en compression B.T, béton témoin ; B.Z., 20, 25, 30, béton à base de ciment pouzzolanique à un dosage de 20, 25, ou 30 % de pouzzolane [Bensenouci et col., 2009] 65

Figure 3. 4: Evolution de la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010] 66

Figure 3. 5: Influence des fillers calcaires sur la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010] 67

Figure 3. 6: Influence du pourcentage des fillers calcaires sur la résistance à la compression [Nikbin et col., 2014] 68

Figure 3. 7: Variation de la résistance à la compression des bétons ordinaires en fonction du taux de calcaire [Zaitri et col., 2015] 69

Figure 3. 8: Influence du rapport E/C sur E_d [Lino et col., 2011] 71

Figure 3. 9: Le module d'élasticité E_s en fonction du rapport E/C [Vladimir et col., 2011] 72

Figure 3. 10: Le module d'élasticité en fonction du rapport E/C [Nikbin et col., 2014] 72

Figure 3. 11: Influence de la teneur en filler calcaire sur l'évolution du module d'élasticité dynamique [Lino et col., 2011] 75

Figure 3. 12: Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction du type d'addition [Giner et col. 2011] 76

Figure 3. 13: Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction de l'age [Iqbal khan et col., 2012] 77

Figure 3. 14: Le module d'élasticité en fonction du pourcentage d'addition [Nikbin et col., 2014] 78

Figure 3. 15: La relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression [Hansen, 1986] 79

Figure 3. 16: Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression pour le béton ordinaire [Ali H. Al-Amawee et Mohammed M. Salman, 2006] 80

Figure 3. 17: Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression pour le béton à haute performance [Ali H. Al-Amawee et Mohammed M. Salman, 2006] 81

Figure 3. 18: Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression [Megat Johari et col., 2011] 82

Figure 3. 19: Le module d'élasticité dynamique du béton en fonction de la résistance à la compression [Iqbal Khan et col., 2012] 83

Figure 3. 20: Comparaison entre E_s (ASTM C469) et E_d (ASTM C215 utilisant la résonance longitudinale) [Popovics et col., 2008] 86

Figure 3. 21: Comparaison entre E_s (ASTM C469) et E_d (ASTM C215 utilisant la résonance transversale) [Popovics et col., 2008] 86

Figure 3. 22: Comparaison entre E_s (ASTM C469) et E_d (ASTM C215 utilisant la résonance transversale) [Popovics et col., 2008] 87

Figure 3. 23: La relation entre les modules d'élasticité statique et dynamique [Megat Johari et col., 2011] 88

Figure 3. 24: La relation entre la porosité et la résistance à la compression [Odler et M. R~Bler, 1985] 89

Figure 3. 25: Relation entre la porosité et la résistance à la compression (béton avec laitier) [Ahmad Khokhar et col., 2010] 90

Figure 3. 26: Relation entre la porosité et la résistance à la compression (béton avec cendre volante) [Ahmad Khokhar et col., 2010] 90

Figure 3. 27: Classes de durabilité « potentielle » et valeurs expérimentales de porosité accessible à l'eau en fonction de la résistance moyenne à la compression [Véronique Baroghel-Bouny, 2013] 91

Figure 4. 1: Plan de situation du gisement de Djebel Abiod 97

Figure 4.2: Courbes granulométriques des granulats 98

Figure 4. 3: Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse 101

Figure 4. 4: Influence du dosage en eau à un dosage de ciment fixé [Dreux et Festa, 1998] 103

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 4. 5: Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais [de Larrard, 2000] 109

Figure 4. 6: Essai d'affaissement 112

Figure 4. 7: Conservation des éprouvettes 113

Figure 4. 8: Rectifieuse 114

Figure 4. 9: Machine d'essai de compression 115

Figure 4. 10: Appareil d'essai de la porosité accessible à l'eau 116

Figure 4. 11: Machine hydraulique universel 117

Figure 5. 1: Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique 118

Figure 5. 2: Module d'élasticité dynamique en fonction du rapport E/C à différents âges (tendance parabolique) 119

Figure 5. 3: Influence des fillers calcaires sur le module d'élasticité dynamique E_d (E/C=0.5) 120

Figure 5. 4: Influence de la pouzzolane naturelle sur le module d'élasticité dynamique E_d (E/C=0.5) 120

Figure 5. 5: Influence des fillers calcaires sur le module de rigidité dynamique 121

Figure 5. 6: Influence de la pouzzolane naturelle sur le module de rigidité dynamique 122

Figure 5. 7: Influence des fillers calcaires sur la résistance à la compression f_{cu} (E/C=0.5) ... 123

Figure 5. 8: Influence de la pouzzolane sur la résistance à la compression f_{cu} (E/C=0.5) 123

Figure 5. 9: Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression 125

Figure 5. 10: Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique 126

Figure 5. 11: Influence des fillers calcaires sur coefficient de Poisson 128

Figure 5. 12: Influence de la pouzzolane naturelle sur coefficient de Poisson 128

Figure 5. 13: Relation entre la porosité et la résistance à la compression 129

Figure 5. 14: La porosité en fonction du type d'addition 130

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions [Solis-Carcano, 08] 20

Tableau 1. 2: Principales caractéristiques des méthodes traditionnelles de contrôle non destructif utilisées 45

Tableau 2. 1: Les gammes de fréquences transversales 51

Tableau 2. 2: Les gammes de fréquences transversales 53

Tableau 3. 1: Influence de la variation du rapport E/C sur le module d'élasticité [Gonçalves et col., 2007] 70

Tableau 3. 2: Influence des additions sur les modules élastiques [Megat Johari et col., 2011] 74

Tableau 3. 3: Les résultats des modules statiques et dynamiques [Hassan et Jones, 2012] ... 78

Tableau 4. 1: Composition chimique du ciment (%) 93

Tableau 4. 2: Composition de Bogue minéralogique du ciment (%) 93

Tableau 4. 3: Caractéristiques physico - mécaniques du ciment 95

Tableau 4. 4: Compositions chimiques et propriétés physiques, des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle 96

Tableau 4. 5: Identification des propriétés des granulats 100

Tableau 4. 6: Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône ou au test C.E.S. [Dreux et Festa, 1998] 102

Tableau 4. 7: Evaluation approximative de D dimension maximale (Tamis) des granulats, en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonné et de l'ambiance plus ou moins agressive [Dreux et Festa, 1998] 103

Tableau 4. 8: Paramètres pris en compte dans la détermination de Y 105

Tableau 4. 9: Valeurs du coefficient de compacité γ [Dreux et Festa, 1998] 106

Tableau 4. 10: Influence de plusieurs facteurs sur l'affaissement et la teneur en air occlus. GC = gravillon du Crotoy, Ss = sable de Seine, Sf = sable de Fontainebleau, SP = superplastifiant. A= Affaissement. Essais inédits réalisés au LCPC [de Larrard, 2000] .. 110

Tableau 4. 11: Quantitées massiques des composants du béton ordinaire de référence (BR) [Boukli Hacene, 2010] 111

Tableau 4. 12: Les différents types de bétons utilisés 111

INTRODUCTION GENERALE

Les essais non destructifs (END) est une technique pour déterminer la qualité d'un matériau, d'un composant ou de la structure elle même. END est une évaluation sans procédé à la destruction de l'objet testé. La destruction de l'objet testé utilise en général les essais destructifs qui sont plus coûteux et également inapproprié dans de nombreuses circonstances. END joue un rôle crucial pour assurer une exploitation rentable, la sécurité et la fiabilité. Pour évaluer l'état des structures en béton et estimer leur durée de vie résiduelle, END sont particulièrement intéressants; ils représentent le contrôle de la qualité de la structure. Parmi les avantages de ces tests, il convient de mentionner l'économie de matériaux et de temps, ils sont utilisé pour surveiller l'usure de service et la détérioration du béton et de diagnostiquer d'éventuelles zones sévères de la dégradation du béton.

Certaines caractéristiques du béton sont essentielles dans la conception et le contrôle des structures. Certaines de ces caractéristiques sont le module d'élasticité longitudinal, la résistance à la compression, la porosité, etc. Le module d'élasticité longitudinal intervient dans le calcul des flèches et des effets dus au retrait et au fluage du béton, la résistance à la compression permet d'estimer de nombreuses propriétés du béton, telles que la résistance en traction par fendage, le fluage et le retrait, quand à la porosité c'est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. Le module d'élasticité dynamique est considéré comme étant sensiblement égal au module d'élasticité tangent à l'origine déterminé dans les essais statiques. Le module d'élasticité dynamique est facile à mesurer, en une estimation du module statique, dont la connaissance est nécessaire pour la conception des structures en béton.

L'utilisation de matériaux cimentaires supplémentaires tels que les fillers calcaires et la pouzzolane naturelle comme faisant partie de liants pour le béton a augmenté à travers le monde. Cela est dû à la capacité potentielle de ces matériaux pour améliorer les propriétés et les performances du béton par leur effet de remplissage, ainsi que la réaction pouzzolanique. En outre, leur utilisation comme additifs minéraux pour remplacer partiellement le ciment pourrait en quelque sorte préserver les ressources non-renouvelables nécessaires à la production du ciment, et par conséquent de contribuer d'une certaine manière à la durabilité des constructions en béton [Malhotra et Mehta, 1996; Mehta et Monteiro, 2006].

La qualité du béton est intimement liée à celle de ses constituants et particulièrement les granulats puisqu'ils occupent les trois quarts de son volume, il n'est pas étonnant que la qualité de ces derniers revête une grande importance. Non seulement les granulats peuvent limiter la résistance du béton, mais, selon leurs propriétés, ils peuvent affecter la durabilité et les performances structurales du béton. Les granulats sont donc, un constituant essentiel des bétons qui conditionne à la fois leurs caractéristiques et leur coût. Leur élaboration relève des industries extractives [ASTM, 2003].

L'inclusion de différents matériaux cimentaires supplémentaires modifie normalement les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durcis. En fonction de la nature des matériaux, leur utilisation comme matériaux de remplacement partiel du ciment ou comme additifs minéraux peut avoir différents effets sur les propriétés du béton. Ceci parce qu'ils possèdent des compositions minéralogiques différentes aussi bien que différentes caractéristiques des particules, qui déterminent leur besoin en eau, l'aptitude de conditionnement aussi bien que la réactivité lorsqu'ils sont utilisés comme faisant partie d'un liant pour le béton. En général, l'utilisation de ces matériaux dans le béton a été associée à l'affinement de la structure des pores du béton. Cela, en revanche, pourrait affecter les propriétés du béton dans les états frais et durcis, y compris la résistance à la compression, la déformation et la performance de durabilité [Dimitrios, 2009 ; Mirjana, 2014].

Ce travail présente les résultats de l'influence des matériaux cimentaires supplémentaires sur les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons ordinaires. Les modules d'élasticité, la résistance à la compression et la porosité des bétons ordinaires contenant des proportions différentes d'additions, à savoir les fillers calcaires (FC) et la pouzzolane naturelle (PN), sont comparés à ceux d'un béton de référence (BR) ayant des proportions de mélange identiques mais sans additions. En outre, les normes disponibles indiquent que les dispositions appropriées sur l'influence potentielle des ajouts sur l'estimation du module d'élasticité font actuellement défaut. Par conséquent, le document vise également à évaluer l'adéquation de plusieurs normes disponibles pour prédire les modules d'élasticité des bétons ordinaires contenant des ajouts. Pour connaître la relation entre les modules d'élasticité statique et dynamique et vérifier l'influence de l'ajout des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle, une approche non destructive a été utilisée, se basant sur la mesure de la fréquence de résonance sur des éprouvettes cylindriques 16x32 cm du béton [Fathollah, 2012 ; Malhotra, 1996 ; Mehta, 2006 ; Baroghel-bouny, 2005 ; Gesogˇlu, 2007].

Ce travail de thèse décrit la démarche scientifique adoptée, les résultats obtenus et l'analyse qui en a été faite. Il s'organise en cinq chapitres.

Le premier chapitre présente les méthodes non destructives de caractérisation du béton et s'intéresse à leur utilisation dans le suivi de l'évolution d'une caractéristique du béton au cours du temps.

Dans le deuxième chapitre nous avons procédé à une description de la méthode et la mise en revue des formules de calcul des différents paramètres dynamiques.

Le troisième chapitre présente un état de l'art sur les paramètres influant les propriétés mécaniques du béton ainsi qu'aux relations entre les modules d'élasticité statique et dynamique.

Dans le quatrième chapitre, nous présentons les caractéristiques physico-mécaniques du ciment utilisé, des additions minérales et l'identification des propriétés des granulats choisis ainsi qu'une caractérisation des bétons étudiés.

Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des résultats relatifs au programme expérimental élaboré, où nous avons fait varier à la fois le rapport E/C et l'utilisation de deux types d'additions minérales.

Ce travail sera achevé par une conclusion générale de l'ensemble des résultats tout en suggérant de nouvelles perspectives de recherche.

CHAPITRE 1 : METHODES NON DESTRUCTIVES DE CARACTERISATION DU BETON

1.1 INTRODUCTION

La plupart des propriétés des bétons sont en général évaluées par des essais sur des échantillons ayant été confectionnés avec la même gâchée que les ouvrages (éprouvettes normalisées 16x32 cm par exemple) ou bien ayant été prélevés directement sur les ouvrages à ausculter [Bungey et Millard, 1996]. Les mesures des résistances R_c et R_t par exemple realisées avec des presses (compression, traction par fendage ou par flexion, etc.). La porosité peut être déterminée par le volume de mercure ou d'eau qui peut être injecté dans le béton [Baroghel-Bouny et col., 2007], ou encore par gamma-densimétrie [Villain et col., 2007].

L'utilisation de méthodes dites non destructives applicables in situ est primordiale dans les cas ou il est impossible de prélever un échantillon sur la structure, ou si l'on souhaite suivre l'évolution d'une caractéristique au cours du temps. Les principales techniques d'auscultation du béton couramment utilisées en génie civil sont présentées dans les ouvrages de Malhotra et Carino [1991], Bungey et Millard [1996] ou Breysse et Abraham [2005].

1.2 INSPECTION VISUELLE

1.2.1 Introduction

Le contrôle visuel est probablement le plus important de tous les essais non destructifs. Il peut souvent fournir des informations utiles à l'œil bien formé. Des informations détaillées peuvent être recueillies à partir d'inspection visuelle pour donner une indication préliminaire de l'état de la structure et de permettre la formulation d'un programme de tests ultérieurs. L'inspection visuelle ne doit cependant pas se limiter seulement à la structure soumise à l'étude. Elle devrait aussi comprendre les structures voisines, l'environnement et les conditions climatiques. C'est probablement l'aspect le plus difficile de toute l'enquête de diagnostic des structures ou des ouvrages car ce qui paraît évident pour l'un peut ne pas l'être aussi pour l'autre.

L'importance et les avantages d'une inspection visuelle ne doivent pas être sous-estimés. Souvent, l'omission de ce qui semble être des preuves insignifiantes peut conduire à une conclusion erronée en cours. L'avantage d'un œil entraîné peut être décrit par Sherlock

Rapport-Gratuit.com

Holmes quand il écrit : « Je ne vois pas plus que vous, mais je me suis formé à remarquer ce que je vois".

1.2.2 Outillage et équipement pour l'inspection visuelle :

Un ingénieur qui procède par l'inspection visuelle devrait être bien équipé d'outils pour faciliter l'inspection. Il lui faut une multitude d'accessoires communs tels que les rubans à mesurer ou règles, marqueurs, thermomètres et autres. Les jumelles, le télescope, ou les instruments à fibres optiques coûteux peuvent être utiles lorsque l'accès est difficile. Un bon appareil photo avec les lentilles nécessaires de zoom et de réduction et autres accessoires, tels que les filtres polarisés, facilite la documentation iconographique des défauts, et un nuancier portable est utile pour identifier les variations dans la couleur du béton. Un ensemble complet de plans architecturaux, dessins pertinents montrant des vues en plan, les élévations et des détails de structure typique permet l'enregistrement des observations à faire.

1.2.3 Procédure générale de l'inspection visuelle :

Avant tout essai visuel, l'ingénieur doit prendre connaissance de tous les dessins structurels pertinents, et de se familiariser avec la structure. Les documents disponibles doivent aussi être examinés et cela comprend les spécifications techniques, rapports antérieurs d'essais ou d'inspections effectuées, les dossiers de construction, les détails des matériaux utilisés, les méthodes et les dates de construction, etc.

L'enquête devrait être effectuée systématiquement et couvrir les défauts présents, l'utilisation actuelle et passé de la structure à l'état des structures adjacentes et à l'état de l'environnement. Tous les défauts doivent être identifiés, la répartition et l'étendue des défauts doivent être clairement reconnue. Par exemple, si les défauts sont aléatoires ou apparaissent dans un modèle spécifique et si le défaut se limite à certains endroits où est présent partout dans la structure. La comparaison visuelle des pièces similaires est particulièrement utile comme un préalable à des tests pour déterminer l'ampleur des problèmes dans de tels cas. Une étude des structures similaires ou d'autres structures construites dans la région avec des matériaux identiques peuvent également être utiles comme «étude de cas», en particulier si ces structures sont plus vieilles que celle concernée par l'enquête. Il est nécessaire d'identifier les défauts communs, et spécialement les plus répondus.

Une inspection visuelle ne se limite pas à la surface, mais peut aussi inclure l'examen des joints de dilatation, des évacuations et des équipements similaires d'une structure. Tout endommagement peut être identifié par rapport à l'objectif de la conception initiale de la structure.

1.3 ESSAIS AUX ULTRASONS

Les essais aux ultrasons ont été développés pour évaluer la qualité du béton depuis de nombreuses années. La technique a comme but de vérifier l'homogénéité du béton, la durabilité et d'identifier des défauts ou des vides. Aussi, l'essai permet d'estimer la résistance à la compression, le module d'élasticité du béton et le coefficient de Poisson.

L'idée fondamentale de la méthode repose sur l'enregistrement de la propagation des ondes mécaniques et de préférence des ondes de compression, car c'est l'onde la plus rapide. Une impulsion d'onde ultrasonique dans le béton est générée à un point sur la surface de l'échantillon et le temps nécessaire à l'onde pour voyager de ce point à l'autre surface est mesuré (Figure 1.1). Le positionnement des capteurs et la mesure de la distance sont importants. Cependant, l'accès à deux faces n'est pas indispensable. Connaissant la distance entre ces deux points, la vitesse d'impulsion peut être déterminée. Toutefois, plusieurs facteurs affectent la vitesse d'impulsion dans le béton, comme la taille, la forme des gros granulats, le rapport eau/liant, le degré de consolidation, la condition de la cure du béton et la présence d'armatures [Malhotra et col., 2004].

L'équipement est portable, simple à utiliser et peut inclure une batterie rechargeable. Des capteurs d'une plage de fréquence comprise entre 25 et 100 kHz sont employés habituellement pour les essais aux ultrasons.

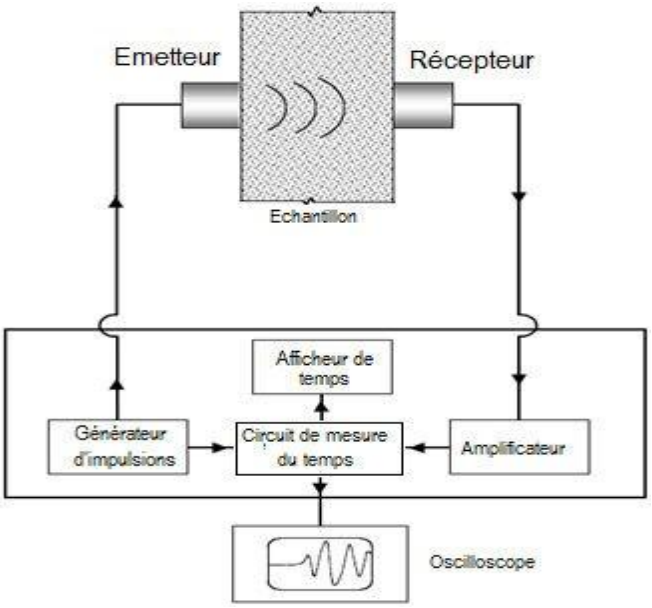


Figure 1. 1 : Représentation schématique d'un essai ultrason [Malhotra, 2004]

Des capteurs à haute fréquence (100 kHz) sont utilisés pour les échantillons ou éléments de petite taille, pour des trajets relativement courts ou pour le béton de haute résistance. Des capteurs de basse fréquence (25 kHz) sont utilisés pour les grands éléments, des longueurs

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

de trajet relativement plus importantes ou pour un béton avec une granulometrie du gros granulat plus grossière (Malhotra et col., 2004).

Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité. Une relation générale entre la qualité du béton et la vitesse de diffusion des impulsions est décrite au tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions [Solis-Carcano, 2008]

Qualité du béton	Vitesse de propagation des impulsions, **m/s**
Excellente	supérieure à **4575**
Bonne	**3660** - **4575**
Douteuse	**3050** - **3660**
Mauvaise	**2135** - **3050**
Très mauvaise	inférieure à **2135**

Dans un milieu homogène et isotrope, la vitesse des ondes longitudinales des ultrasons est reliée au module d'élasticité et à la masse volumique. Cette relation donne une base logique pour utiliser des mesures de vitesse des ondes pour estimer la résistance à la compression du béton. Mais il faut mentionner qu'il n'y a pas de relation physique unique entre les deux paramètres compte tenu de l'influence des différents constituants entrant dans la composition du béton. Par conséquent une corrélation plus fiable entre la vitesse de propagation des ultrasons et la résistance à la compression du béton ne peut être établie que dans des limites strictes. La corrélation graphique entre la vitesse de propagation Vet la résistance à la compression R_c doit être établie au préalable pour un projet donné, sur la base du béton formulé pour ce chantier. Il est nécessaire dans ce cas d'effectuer les mesures sur au moins 30 éprouvettes en procédant comme suit :

- ✓ pour un lot de 03 éprouvettes, prendre une valeur moyenne de la vitesse de propagation et de la résistance à la compression. Les éprouvettes doivent être soumises à des conditions d'essais identiques,
- ✓ faire varier la quantité d'eau de gâchage ou de la compacité du béton pour le reste des lots (E/C variant de 0.4 à 0.8 est généralement pris).

Il est bien entendu que toutes les autres caractéristiques du béton, doivent être identiques à celles du béton formulé et à mettre en oeuvre in situ.

La vitesse des ondes ultrasoniques à travers le béton résulte du temps mis par les ondes pour traverser la pâte de ciment durci et les granulats. Elle dépend énormément du module d'élasticité des granulats et de leur quantité dans le béton. Par ailleurs, la résistance du béton ne dépend pas nécessairement du dosage en gros granulats ou de leur module d'élasticité. Cependant pour un granulat donné et une composition donnée, la vitesse de propagation des ondes dépend des modifications de la pâte de ciment durci, telles qu'un changement du rapport Eau/Ciment qui influe le module d'élasticité de la pâte. De plus d'autres facteurs influencent la propagation des ondes sonores à savoir :

- ✓ Le type de ciment ;
- ✓ Le dosage en ciment ;
- ✓ La nature des granulats;
- ✓ La granulométrie ;
- ✓ L'humidité du béton ;
- ✓ La maturité du béton ;
- ✓ Les adjuvants.

Les résultats obtenus en appliquant la courbe de la RILEM (Figure 1.2) sont donnés dans le cas où le béton testé est considéré connue. Les résistances ne correspondent pas toujours à la résistance réelle du béton in situ. C'est pour cette raison que par exemple dans les procès verbaux du CNERIB, seuls les appréciations suivantes sont données :

- Classements qualitatifs :

  - ✓ 2500 m/s ≤ V < 3200 m/s béton de faible résistance,
  - ✓ 3200 m/s ≤ V < 3700 m/s béton de moyenne résistance,
  - ✓ 3700 m/s ≤ V < 4200 m/s béton à haute résistance,
  - ✓ V ≥ 4200 m/s béton à très haute résistance.

- Estimation de la résistance du béton selon la RILEM

La figure 1.2 nous donne une estimation de la résistance à la compression du béton en fonction de la vitesse de propagation des impulsions selon la RILEM [RILEM, 1996].

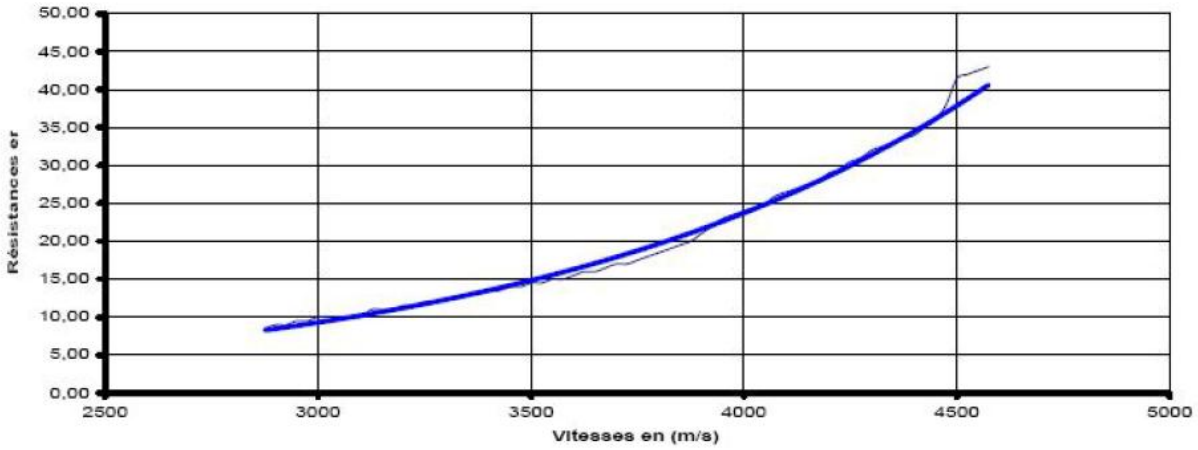


Figure 1. 2: Courbe RILEM [RILEM, 1996]

Les normes P 18-414 de 1993, P 18-418 de 1989, ASTM C 597- 83 réapprouvée en 1991 et BS 1881 : partie 203 : 1986 spécifient les modes opératoires sans pour autant donner d'interprétations des résultats obtenus.

La facilité et la simplicité d'exécution de l'essai aux ultrasons constituent un avantage. D'un autre côté, la méthode aux ultrasons présente quelques inconvénients qui limitent son utilisation. Une importante limitation réside dans la difficulté à localiser des défauts dans le béton. Par exemple, si les défauts sont petits ou s'ils sont remplis d'eau la diminution de la vitesse de propagation sera faible, ce qui pourra empêcher la détection du défaut [Malhotra et col., 2004].

Un autre désavantage vient de l'utilisation d'une haute fréquence (100 kHz ou plus) des ondes mécaniques qui souffrent d'une forte atténuation dans des matériaux hétérogènes comme le béton [Sansalone et Streett, 1997].

1.4 ESSAIS DE REBONDISSEMENT

L'essai dit de « rebound hammer » consiste en un piston de métal comprimé par un ressort qui est automatiquement libéré au contact de la surface à tester. Le rebond est mesuré par une échelle graduée sur l'appareil Figure 1.3. Le rebound hammer a été initialement développé pour mesurer la résistance du béton après la prise [Durand, 1981] et [Giri, 2010] puis fut adapté à la mesure de la résistance en compression des matériaux rocheux [Greaves, 1996] et [Hansen, 1986].

Le test est basé sur la mesure de l'énergie restituée après rebond du piston à la surface du matériau, c'est à dire la différence entre l'énergie fournie par le ressort et celle dissipée par déformation plastique du matériau. La distance parcourue par le piston au rebond,

exprimée en pourcentage de la détente du ressort, représente la valeur du rebond et sert de comparaison entre les essais.

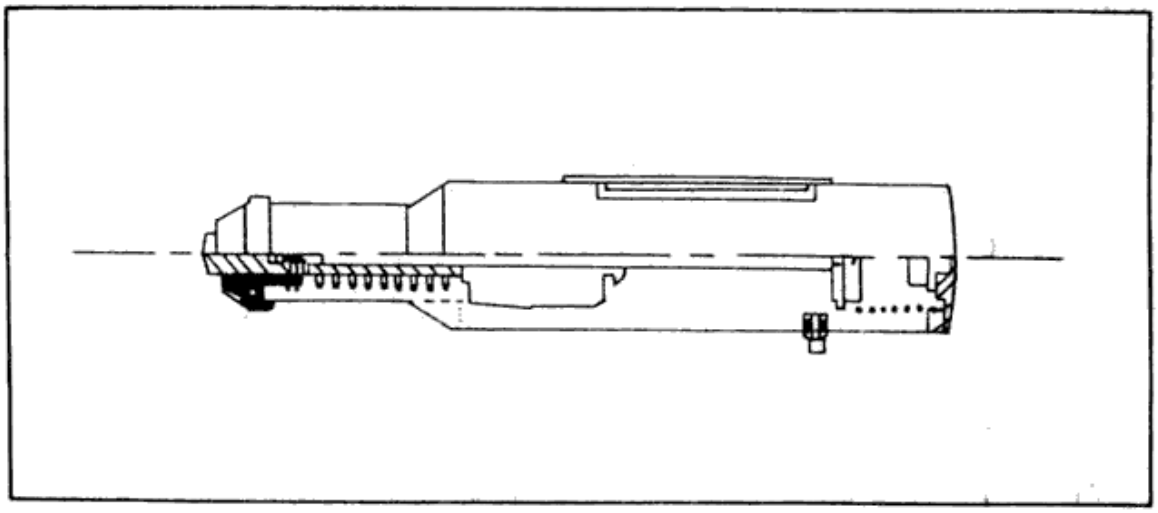


Figure 1. 3 : Schéma de principe du Rebound Hammer [Kolaiti, 1993]

La valeur du rebond permet de calculer la résistance en compression du béton. Mais cette relation est fortement dépendante des conditions de vieillissement de celui-ci et du type d'agrégats, limitant l'essai à une mesure approximative de la résistance en compression. Cette technique donne, de plus, des informations sur une surface réduite du matériau et plusieurs essais doivent être effectués pour caractériser totalement une pièce. Certaines précautions doivent être prises durant le test. La surface à tester doit être lisse et ne présente aucune aspérité, trou ou fissure et le matériau doit être homogène sur une profondeur de plusieurs centimètres. Dans le cas contraire, le matériau doit être poncé pour avoir une surface lisse. Du fait de la conception du marteau, la gravité influe sur la valeur du rebond et les essais doivent être effectués avec la même position du marteau (horizontale ou verticale) pour pouvoir être comparés entre eux. Il existe cependant des tables de correction pour ramener les valeurs à une valeur équivalente prise avec le marteau horizontalement.

Toutes ces contraintes font que le Rebound Hammer peut seulement être utilisé pour vérifier l'homogénéité d'un bloc de béton sain après la prise mais qu'il peut difficilement permettre de suivre l'endommagement du matériau. La littérature ne présente d'ailleurs que des essais de contrôle ponctuel de matériaux mais pas de suivi ou mesure de l'endommagement.

Cette méthode consiste à déterminer la moyenne de l'indice scléométrique « IS » par des mesures effectuées sur trois séries de trois éprouvettes de béton, correspondant aux trois classes de résistances à la compression 15, 25 et 35 MPa. Les mesures de l'indice IS sont suivies d'un essai d'écrasement des éprouvettes. Les trois couples de valeurs sont reportés

sur le graphique de la figure 1.4. Dans le cas où les trois points représentatifs se retrouveraient 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.

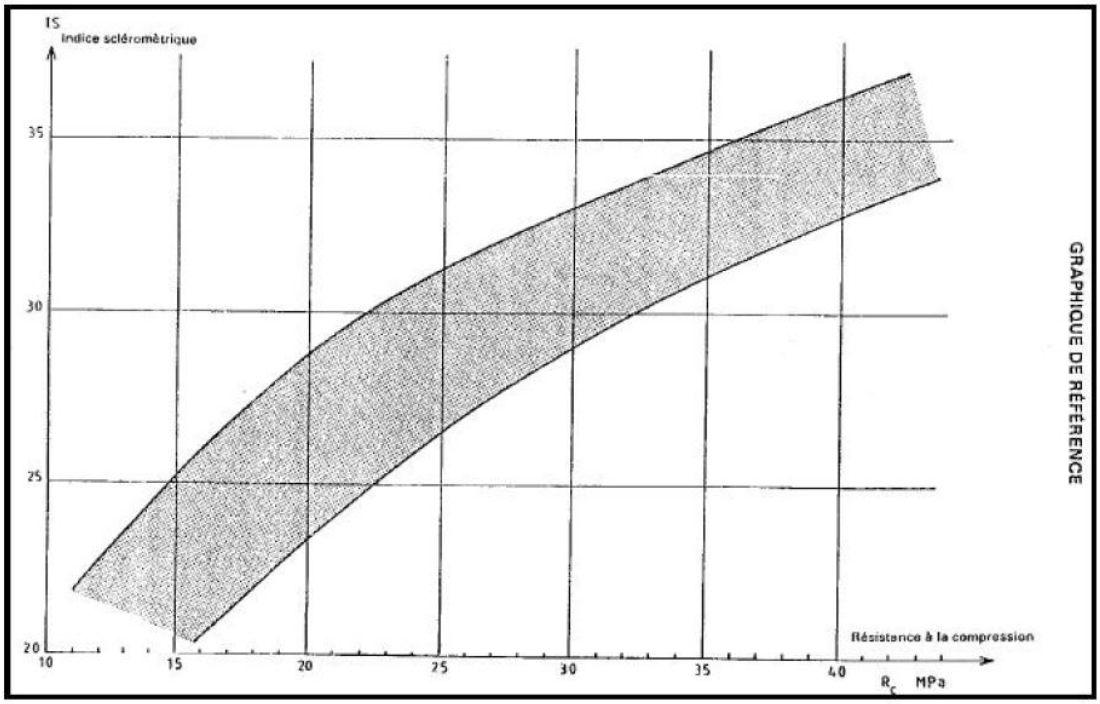


Figure 1. 4: Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil selon la norme NF EN 12504-2

La surface de mesure doit être divisée en zones de 400 cm² au moins, et structurée en une grille de points de mesures ayant pour espacement d = 30÷50 mm (figure 1.5). Les points de mesures extrêmes doivent être à 40 mm des bords de la surface testée. Effectuer au moins 10 mesures successives dans la même zone. La surface de cette zone est équivalente à celle d'un carré d'environ 25 cm de côté.

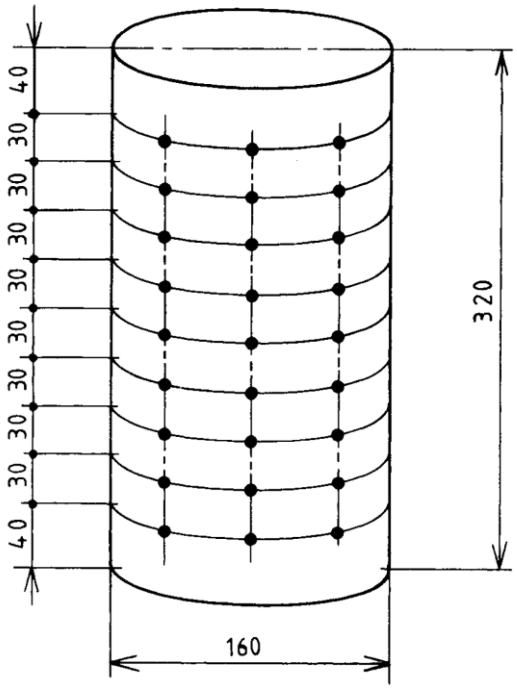


Figure 1.5 : Division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417

La méthode scléromètrique constitue une voie directe utilisée pour la détermination du degré d'homogénéité du béton et la dureté de la surface de l'élément en béton. Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue nullement une mesure fiable de la résistance du béton compte tenu des paramètres influants la précision de détermination de cette résistance. Plusieurs méthodes sont utilisées pour la transformation des indices scléromètriques en résistances mécaniques à la compression du béton.

Dans la plupart des cas, la composition du béton ainsi que les conditions de conservation affectant la corrélation « Indice scléromètrique - Résistance du béton » sont inconnues. On utilise alors une courbe de transformation unique figurant sur l'appareil fourni par le fabricant (figure 1.6). La précision sur la résistance du béton obtenue par la méthode de la courbe peut être évaluée à $\pm$ 50 %.

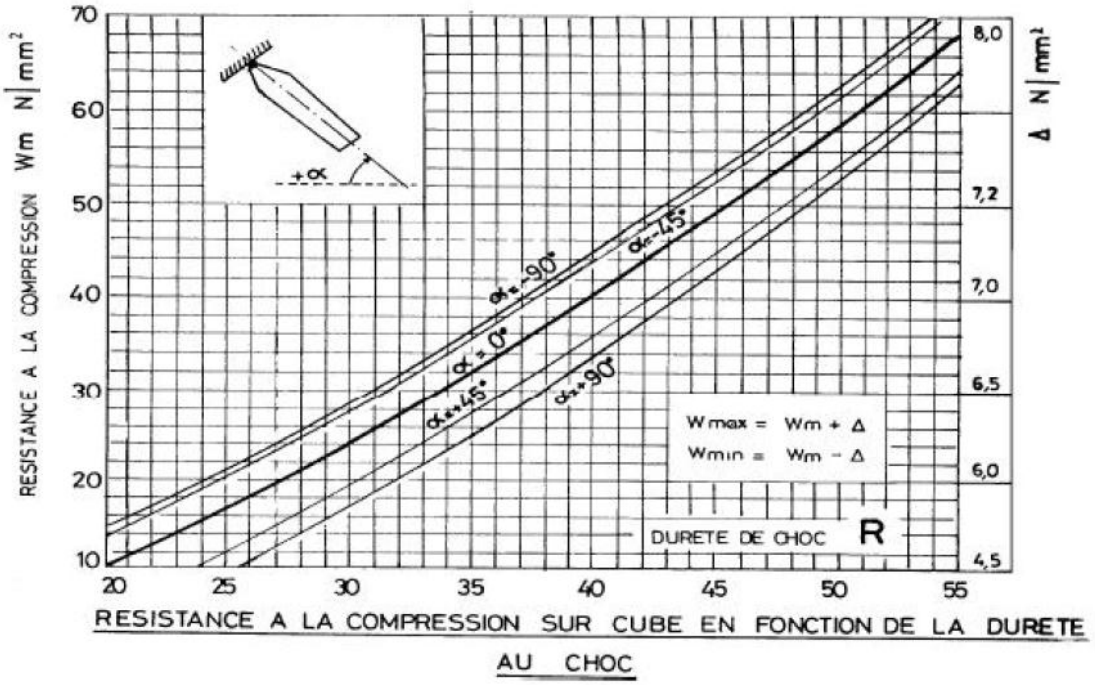


Figure 1. 6 : Courbe de transformation unique selon la norme NF EN 12504-2

La résistance du béton peut aussi être obtenue à partir de la formule suivante :

$$R = {IS^2}/{32} \tag{1.1}$$

avec:

R: Résistance du béton

IS: Indice scléromètrique.

La norme NF EN 12504-2 concernant les essais pour béton dans les structures - Partie 2 : essais non destructifs - détermination de l'indice de rebondissement spécifie le mode opératoire.

1.5 MESURE ELECTRIQUE

Cette technique est souvent utilisée dans les composites à fibres de carbone où les fibres servent de renfort et de détecteur. Elle nécessite des matériaux conducteurs, comme les fibres de carbone, les ciments humides ou à base de carbure de silicium. Dans le cas des ciments, la technique consiste à faire passer un courant connu à travers l'échantillon par l'intermédiaire d'électrodes et à mesurer la tension obtenue. La résistance est calculée

en utilisant la loi d'Ohm U = RI (figure 1.7). Cette technique permet de mesurer simplement la variation de la résistance électrique d'un matériau pendant, un essai de compression et de suivre son endommagement avec la variation de la résistance électrique. En effet, quand le matériau va s'endommager par micro puis macro-fissuration, le chemin à parcourir par le courant va être plus grand et la résistance va augmentée. Plus l'endommagement sera important et plus le chemin parcouru par le courant sera long.

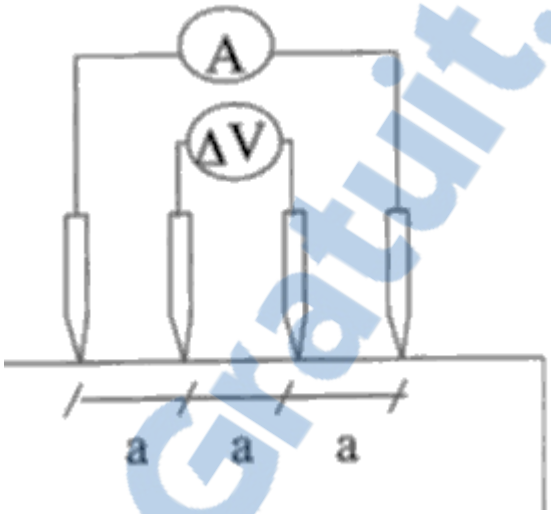


Figure 1. 7 : Principe des mesures électriques

Dans le cas des bétons, Wen et Chung (2000), Chung (2001) ont étudié la variation de la résistance électrique d'un béton soumis à des cycles de compression comme indiqué sur la figure 1.8. Ils observent une augmentation de la résistance au premier cycle, attribuée à l'endommagement du matériau puis, pour chaque cycle suivant, une baisse de la résistance électrique durant la montée en charge suivie d'une nouvelle hausse à la décharge. La baisse de la résistance électrique durant la montée en charge traduit la « guérison » du matériau due à la fermeture des microfissures. Durant l'essai, la résistance électrique moyenne du matériau augmente continuellement, traduisant son endommagement (figure 1.9). Cette hausse de la résistance électrique est importante pour les premiers cycles puis diminue avec le nombre de cycles mais est toujours présente, traduisant un endommagement irréversible. De même, l'amplitude de la baisse de résistance durant la charge augmente avec le nombre de cycles. Dans ce cas la résistance électrique moyenne et l'amplitude de la variation de résistance électrique durant un cycle peuvent permettre de suivre l'endommagement du matériau.

Rapport-Gratuit.com

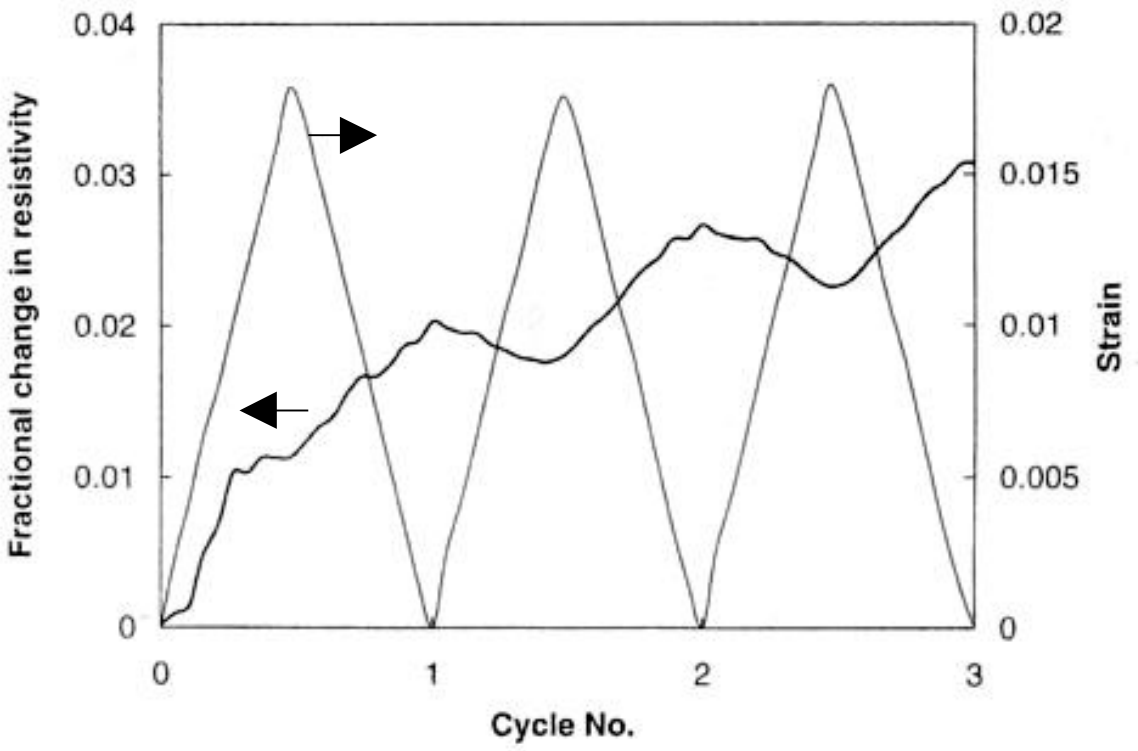


Figure 1. 8 : Variation de la résistance électrique d'un béton et de la contrainte appliquée en compression [Chung, 2001]

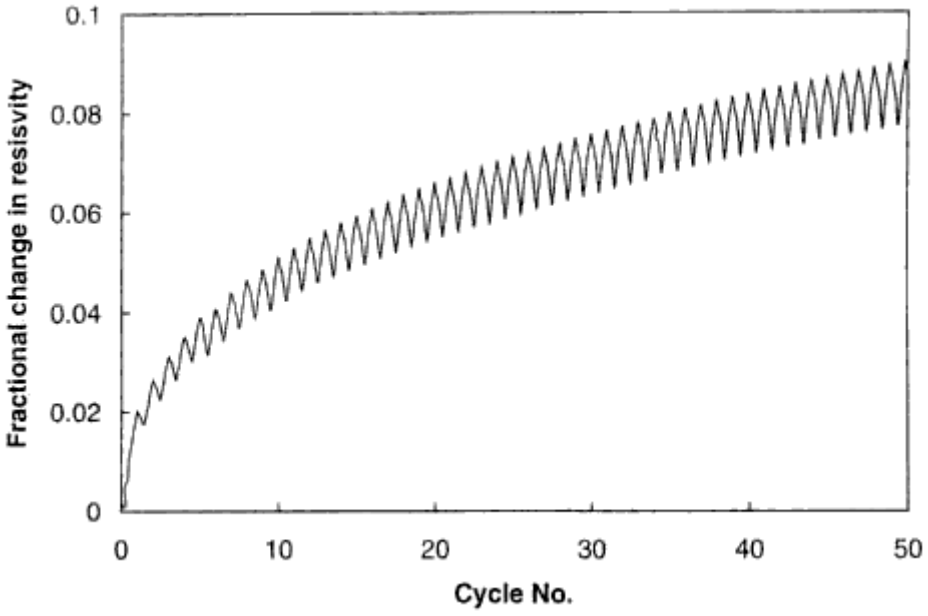


Figure 1. 9 : Variation de la résistance électrique d'un béton en fonction des cycles de charge/décharge en compression [Chung, 2001]

Cette technique permet de suivre l'endommagement en continu ou ponctuellement mais ne peut être utilisée qu'avec des matériaux conducteurs électriquement, ce qui exclut la plupart des réfractaires après cuisson. De plus, son utilisation est limitée aux petites structures ou a des mesures locales.

1.6 MATUROMETRIE

La maturométrie consiste, à partir du suivi de la température au sein de l'ouvrage, à déterminer par calcul (au jeune âge) le degré d'avancement des réactions d'hydratation correspondant au durcissement du béton. Le concept de « maturité » permet de traduire l'état de mûrissement du béton, donc son niveau de durcissement. Il intègre les effets couplés de la température et du temps sur la cinétique de mûrissement du béton.

1.6.1 Fondements de la méthode :

La maturométrie s'appuie sur la dépendance de la résistance du béton avec son histoire thermique. La loi d'Arrhenius s'est révélée être la plus appropriée pour décrire la sensibilité de la vitesse de durcissement du béton à la température. Elle introduit un paramètre unique, l'énergie d'activation apparente E_a, qui traduit le degré de sensibilité du béton [Kada-Benameur, 2000]:

$$K = A^{-E_a/R} \tag{1.2}$$

avec :

A: Constante de proportionnalité, 1/s,

R: Constante des gaz parfaits, 8,314 J/mol.K,

E_a : Energie d'activation apparente du béton, J/mol.

Un béton donné est caractérisé par son énergie d'activation apparente et sa courbe de référence (relation maturité/résistance). L'application de la loi d'Arrhénius permet alors de transformer un historique de température en une valeur de maturité d'où une résistance mécanique peut être déduite. L'âge équivalent correspond au temps durant lequel le béton doit être maintenu à la température de référence (en général 20 °C) afin d'obtenir la même valeur de maturité que dans les conditions de cure réelle.

Quelle que soit la voie expérimentale choisie, mécanique (la résistance en compression) ou thermique (la chaleur produite), pour déterminer l'énergie d'activation apparente du béton, la démarche a vocation d'estimer la résistance du béton aux points critiques précédemment définis pour chaque élément. Les valeurs de résistance R_{ci} requises, appelées valeurs « cibles », sont communiquées par le bureau d'études.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.6.2 Méthode d'essai :

Le béton testé est fabriqué en respectant scrupuleusement la formule prévue sur chantier. Si les essais sont effectués sur mortier de béton équivalent, la construction de la formule correspondante à partir de la formule utilisée sur chantier, et la fabrication du mortier, doivent suivre les recommandations spécifiques à cette méthode. Les matériaux sont conservés à la température nécessaire pour le béton ou le mortier confectionné, soit à une température égale, à ± 2 °C près, à celle du calorimètre.

Le nombre d'éprouvettes testées pour chaque histoire thermique est choisi de façon à obtenir, sur la valeur de la chaleur mesurée, un intervalle de confiance (à 95 %) au maximum ± 10 % relatifs (valeur moyenne sur la durée de l'essai).

Le plan expérimental doit prévoir au moins deux températures de fabrication du matériau à imposer aux éprouvettes des histoires thermiques différentes, dont l'enveloppe contient les courbes de température des points sensibles de l'ouvrage pendant 48 heures au moins. Toutefois, dans le cas d'essais isothermes, si les histoires thermiques des points sensibles dépassent 50 °C, la température de l'essai sera limitée à cette valeur. Pour chaque histoire thermique, les conditions de conservation doivent permettre d'assurer une bonne homogénéité de la température dans chaque éprouvette.

Pour appréhender les effets de la température sur la cinétique de la période dormante du béton ou du mortier, il est recommandé d'avoir, immédiatement après gâchée, au moins 10 °C d'écart entre les histoires thermiques extrêmes. La température du béton doit être enregistrée au cœur de l'éprouvette dès la mise en place dans le calorimètre et avec une précision inférieure à 0,5 °C [Broda, 2000].

1.6.3 Avantages de la maturométrie :

La méthode permet de traiter de façon plus fine l'évaluation de la résistance au jeune âge en définissant, par exemple, les points critiques de l'ouvrage. L'information est quasi-instantanée et ne nécessite pas de transporter des éprouvettes, de fixer ou d'organiser des échéances d'essais de rupture. Elle est également plus riche qu'un simple résultat d'essai de rupture puisque le délai nécessaire à l'obtention de la résistance requise peut facilement être prévu par extrapolation sur la courbe de température. Les données fournies permettent la vérification de la fiabilité des systèmes d'isolation, ou de chauffage in situ.

La maturométrie permet d'évaluer le délai d'obtention de résistances en compression au jeune âge supérieures ou égales à 5 MPa. En deçà de cette valeur, la précision de la mesure devient faible et l'utilisation de la maturométrie est déconseillée. Par ailleurs, on couvre habituellement des plages de résistance ne dépassant pas la moitié de la résistance à 28 jours. Il faut noter que, dans le cas particulier de béton à longue période dormante

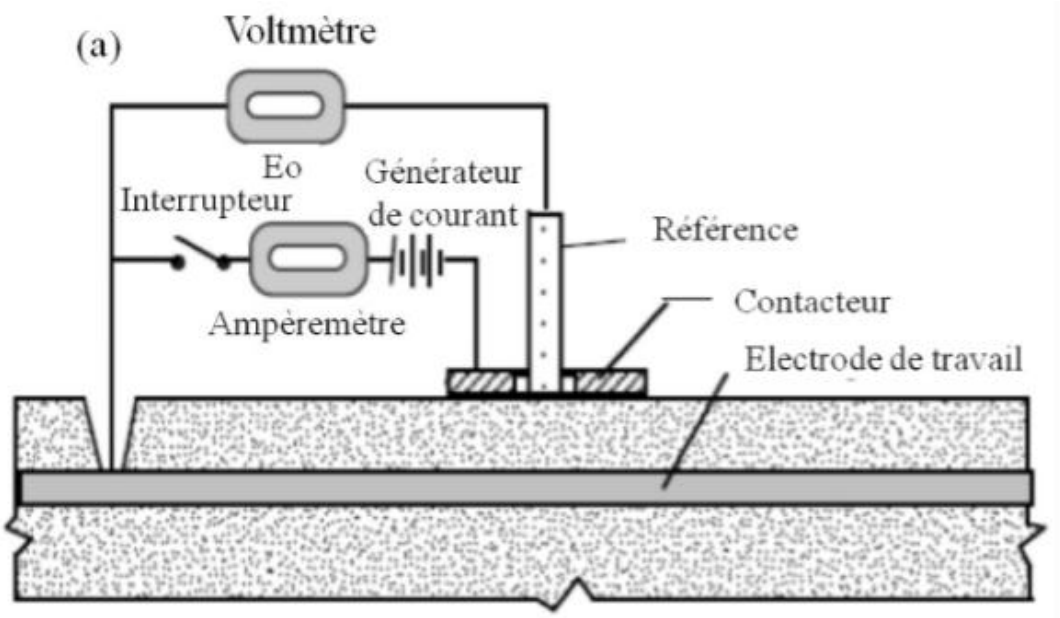
(température faible ou retard lié à l'adjuvantation), la méthode reste applicable, mais peut perdre de son intérêt (résultats d'étalonnage dispersés conduisant à des prévisions parfois trop, pessimistes), [LCPC, 2003].

1.7 METHODES ELECTROCHIMIQUES

1.7.1 Mesure de la résistivité électrique du béton :

La résistivité électrique du béton varie selon sa porosité, sa teneur en eau et sa teneur en sels. Le courant se déplace à l'intérieur du béton en travers de la solution interstitielle. La présence de macro-fissures, de zones de délaminage ou de microfissuration à elle aussi une influence sur la résistivité (figure 1.10).

Deux protocoles sont possibles selon la zone à étudier. Pour étudier la qualité du béton d'enrobage, une électrode est reliée à l'armature et une seconde est placée en surface du béton alors que pour étudier le délaminage, deux électrodes sont placées en surface du béton. Le dispositif de Wenner est un exemple de dispositif permettant de mesurer la délamination.



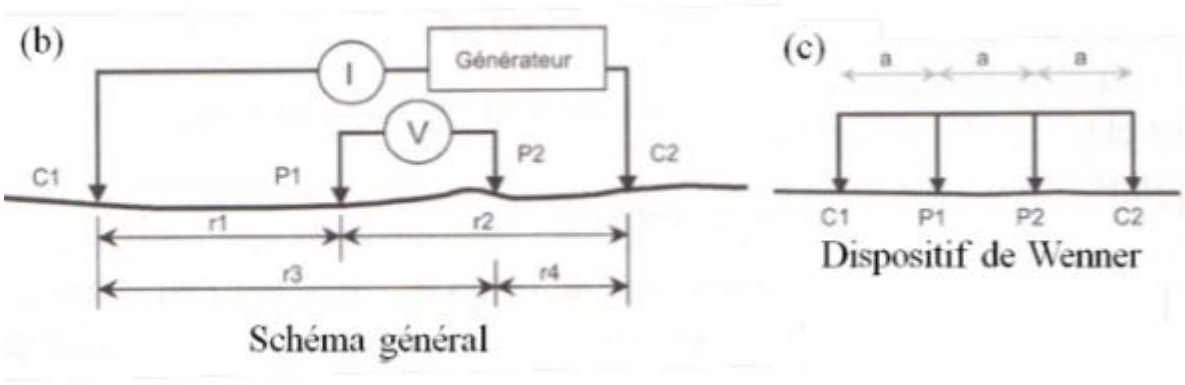


Figure 1. 10 : (a) Schéma de la méthode de contrôle du béton d'enrobage (Girard, 2008); (b) Schéma de la méthode de contrôle du béton en surface; (c) Dispositif de Wenner [Breysse, 2005]

La résistivité linéaire du béton ρl est calculée à partir des données obtenues grâce au voltmètre et à l'ampèremètre selon la formule suivante :

$$\rho l = \frac{k\,\Delta V}{I} \tag{1.3}$$

où :

ΔV est la tension mesurée par le voltmètre, I est le courant mesuré par l'ampèremètre et

k est le coefficient de forme du dispositif.

Pour la méthode de Wenner, k=2πa, pour laquelle a est la distance entre les électrodes. Cette distance a influence l'épaisseur du béton évalué. Plus a est grand, plus la profondeur de mesure sera grande. La valeur courante pour a est de 50 mm. Pour la détection des défauts dans le béton d'enrobage, a n'est pas calculée. Les résultats sont obtenus par comparaison avec une zone où l'endommagement a été déterminé par une autre méthode d'auscultation. En effet, la présence des barres d'armatures dans le béton fausse la mesure de la résistivité du béton.

La mesure par résistivité linéaire est fortement dépendante des conditions ambiantes (humidité, température, état de la surface). L'étude des gradients d'humidité et de concentration ionique de la solution interstitielle est possible après l'étalonnage de l'appareil. Pour réaliser cet étalonnage, des éprouvettes peuvent être réalisées en laboratoire. Des échantillons peuvent également être prélevés sur différentes zones caractéristiques de l'ouvrage et étudiés en laboratoire afin de déterminer leur teneur en agents chimiques agressifs ou les facteurs propices à la réaction alcalis-granulats. Une corrélation est ensuite établit entre leur composition et la résistivité de la zone (RAG) [Breysse, 2005].

La résistivité linéaire peut aussi caractériser un état de fissuration du béton, car la porosité et l'orientation des fissures influent sur la solution interstitielle et donc sur la circulation du courant. La mesure du taux d'humidité pourrait également permettre d'évaluer la sensibilité du béton au cycle de gel et de dégel, mais l'ensemble de ces mesures ne sont encore qu'au stade du développement.

La plupart des études utilisent la mesure de la résistivité linéaire du béton d'enrobage comme méthode complémentaire aux autres méthodes d'auscultation destructive ou semi-destructive pour étendre le diagnostique à une plus large zone. La forte influence de la teneur en eau et des ions sur la résistivité du béton en fait un indicateur fiable de la probabilité de corrosion.

1.8 EMISSION ACOUSTIQUE

L'émission acoustique utilise également la propagation des ondes élastiques dans les matériaux. Lorsque la matière évolue, se déforme, se fissure sous l'action d'une contrainte extérieure (mécanique, thermique, chimique, etc.), il se crée spontanément des ondes élastiques.

La libération discontinue d'énergie sous forme de trains d'ondes mécaniques se produit pour chaque changement d'état de la matière. Ces trains d'ondes se propagent dans le matériau en fonction de ses propriétés acoustiques et de sa géométrie et parviennent aux capteurs installés sur l'équipement à examiner. La détection est généralement réalisée par des capteurs piézoélectriques placés au contact de la structure (figure 1.11). Les signaux recueillis permettent de localiser la zone de dégradation et d'évaluer son extension en fonction de la sollicitation imposée.

Le contrôle par émission acoustique permet une évaluation de l'intégrité globale d'une structure et un suivi en temps réel de l'évolution des endommagements surfaciques et internes. Toutefois, l'interprétation des signaux demeure parfois délicate et la qualité des mesures repose en grande partie sur le choix judicieux des capteurs et de leur positionnement. L'émission acoustique est utilisée principalement dans l'industrie pétrochimique (contrôle des cuves et sphères de stockage, des tubes,..) et pour le suivi de la santé des ouvrages d'art.

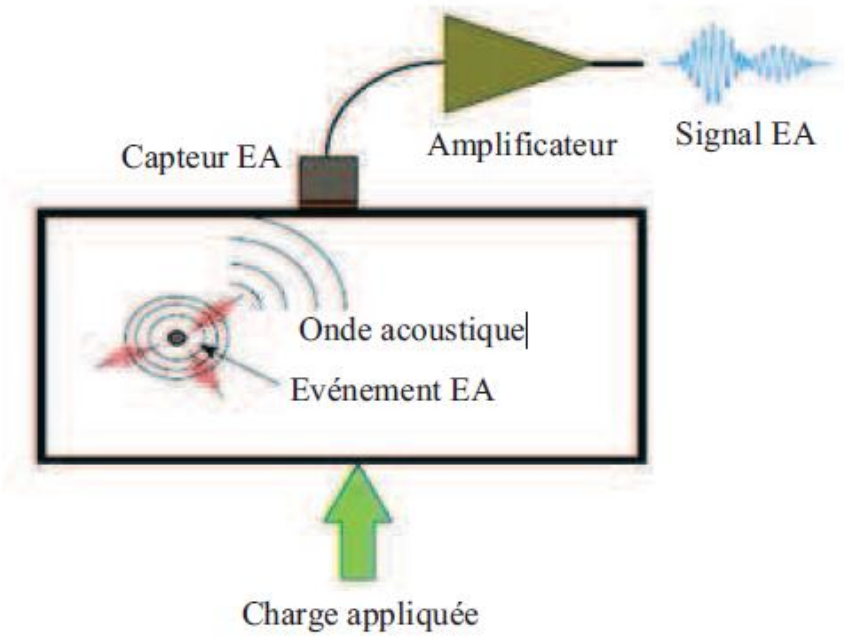


Figure 1. 11 : Principe de l'émission acoustique [Riethmuller, 2008]

1.9 METHODE DE CONTROLE IMPACT-ECHO

La méthode Impact- écho Carino (2001), Paul (2005), Chia (2008) représente une méthode de contrôle non destructif utilisée dans l'auscultation du béton et de la maçonnerie, à base de la propagation d'une onde de choc à travers la structure du matériau analysé. Le principe de base de cette méthode est d'utiliser une sphère qui, en frappant le matériau étudié, crée une onde de choc qui est ultérieurement transformée en signal électrique (figure 1.12). Cette transformation est assurée par un transducteur et ensuite, le signal est transmis vers un système d'acquisition permettant la visualisation de la forme de l'onde de choc qui est dépendante du temps et de la fréquence et qui mène à la détection de la zone du défaut. La profondeur *L* à laquelle est localisé le défaut dans le béton résulte de la relation [Tao, 2010] :

$$L = \beta \frac{v}{n.F} \tag{1.4}$$

où:

F est la fréquence de résonance, v est la vitesse de l'onde de compression, β est égal à 2 si le matériau béton a une impédance mécanique réduite (air) ou 4 en cas contraire (armature métallique) alors que *n* est le facteur de forme.

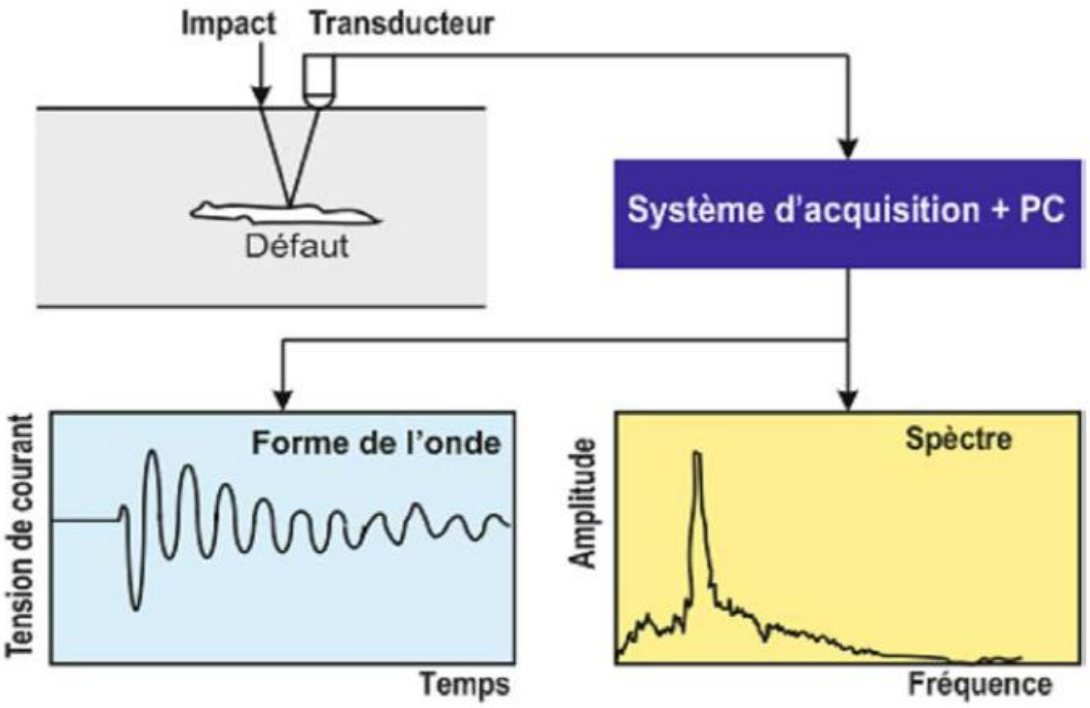


Figure 1.12: Principe théorique de fonctionnement de la méthode Impact-écho [Tao, 2010]

1.9.1 Applications de la méthode Impact-écho:

On peut mentionner une série d'applications où la méthode impact-écho est utilisée:

- Détermination de l'épaisseur des plaques en béton ;
- Dépistage des fissures et des défauts dans le béton ;
- Dépistage des délaminations;
- Analyse des fissures de surface ;
- Evaluation des éléments en béton armé ;
- Evaluation de la maconnerie ;
- Evaluations des composantes multi stratifiées ;
- Evaluation des plaques en contact avec le sol ;
- Analyse des éléments en béton cellulaire ;
- Evaluation des tuyaux en béton ;
- Diagnostique des structures pour les ponts et pour les constructions civiles.

1.10 RADIOGRAPHIE

Un des constat qui a motivé le lancement d'un programme de recherche tel qu'il n'existe pas actuellement de technique d'auscultation capable de remplacer la radiographie pour repérer les gaines de précontrainte et évaluer leur état d'injection.

La technique radiographique (WANI(2001), Breysse(2005)) met en oeuvre des rayonnements ionisants émis par des radioéléments artificiels (cobalt, iridium) ou X produits par des accélérateurs. Le projecteur chargé de diffuser le rayonnement et le film radiographique sont placés de part et d'autre de la paroi à ausculter. Le film est collé contre la structure alors que l'émetteur est tenu à une distance de l'ordre du mètre de celle-ci. Le principe de cette méthode repose sur l'atténuation du rayonnement en fonction de la nature et de l'épaisseur des matériaux traversés comme indiqué sur la figure 1.13, ce qui se traduit sur le film une fois développé par une variation de sa densité optique. La lecture se fait donc en niveaux de gris qui traduisent des informations concrètes sur la structure (figure 1. 14). L'interprétation des radiogrammes requière cependant une expertise se situant à la fois dans les domaines des procédés de construction des ouvrages d'art et des pathologies ou désordres s'y rapportant.

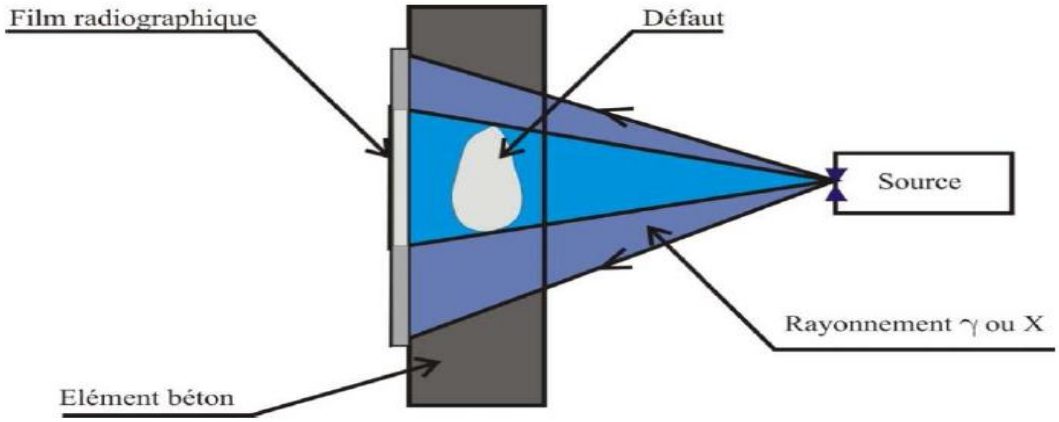


Figure1. 13 : Principe de la mise en place de la radiographie [LRPC de Blois, 1975]

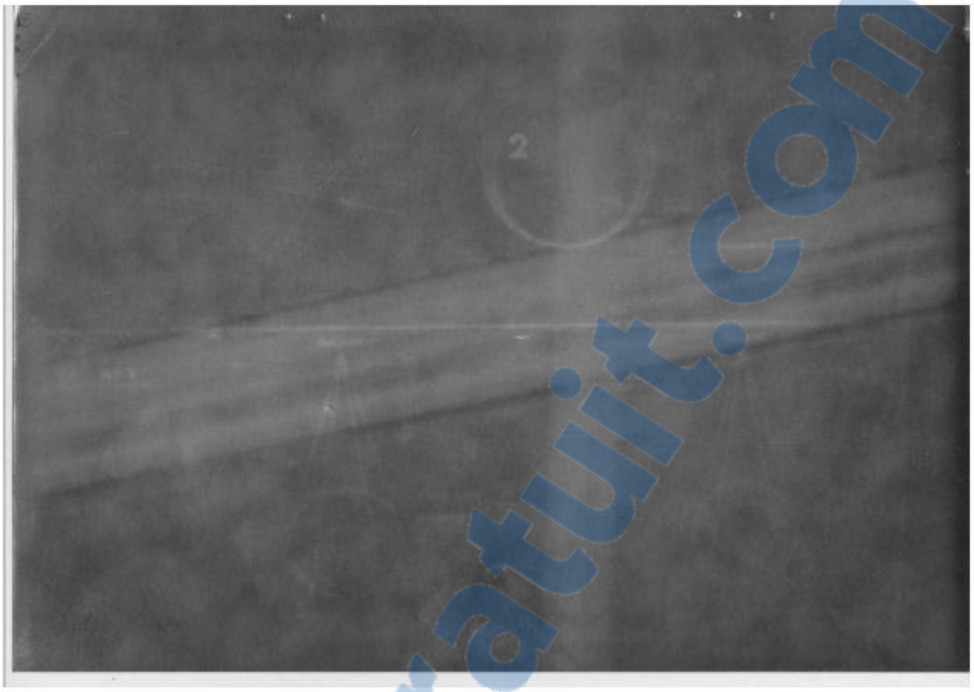


Figure1. 14: Exemple d'un cliché radiographique d'un câble de précontrainte Issu de la campagne d'auscultation de Merlebach [LRPC de Blois, 1975] [CRIC] [NFXE]

Les inconvénients majeurs de la radiographie sont liés à la manipulation de sources radioactives civiles : radioprotection des opérateurs et des usagers en général, nécessité de fermer les ouvrages à la circulation. Cette technique impose également d'avoir accès aux deux faces de l'élément à ausculter. Malgré ces inconvénients, elle reste une méthode d'auscultation fiable et reconnue. Il est à noter qu'une évolution notable dans la radiographie a été l'arrivée de capteurs numériques plans sensibles aux rayonnements, ce qui évite d'avoir recours à des films, à leur développement ainsi qu'à leur numérisation. Le stockage des informations se fait alors directement sous forme numérique et il est alors plus aisé de les traiter informatiquement.

1.11 TOMOGRAPHIE

Très utilisée dans le domaine médical, la tomographie est une technique d'imagerie qui permet de reconstruire le volume 3D d'un objet à partir d'une succession de coupes en 2D (réalisées grâce aux platines de rotation et de translation). Basée sur le principe de la radiographie (même source de rayonnement X ou γ), cette méthode permet de mesurer des densités ou des dimensions, de rechercher des anomalies à l'intérieur des objets (figure 1.15) ou bien encore d'examiner en temps réel des matériaux soumis à des contraintes [Malc, 2011]. Le principe de la tomographie est représenté sur la figure 1.16.

Rapport-Gratuit.com

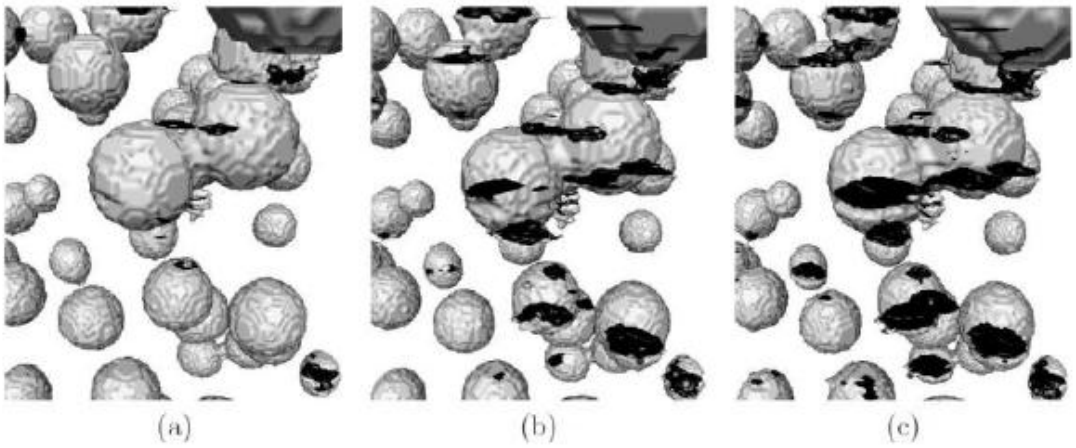


Figure1. 15: Exemple de visualisation tridimensionnelle de ruptures d'inclusions pour trois déformations (a) εlg = 0,06, (b) εlg = 0,08, (c) εlg = 0,09 [Carm, 2009]

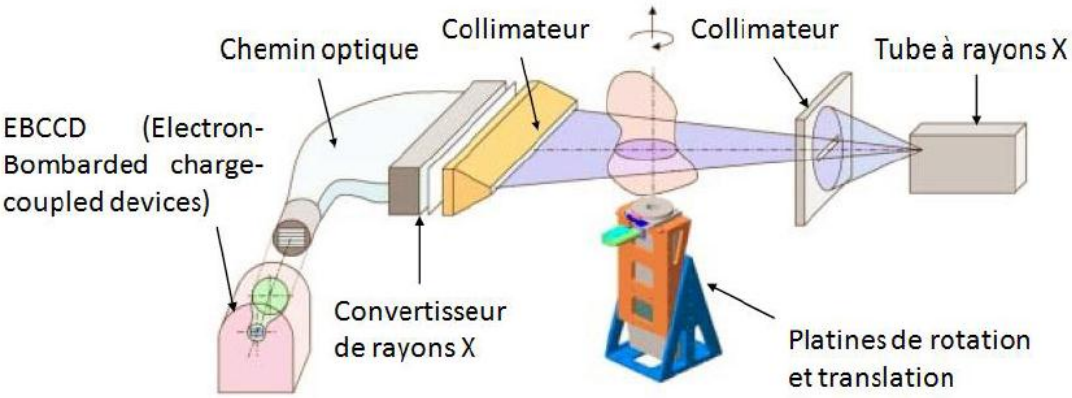


Figure1. 16: Principe de la tomographie [Eric, 2013]

Cette méthode nécessite un équipement lourd ce qui entraine un coût important d'installation et d'utilisation. La taille des pièces à inspecter est encore plus petite que la radiographie.

1.12 THERMOGRAPHIE INFRAROUGE

Les méthodes de contrôle non destructif (CND) par thermographie infrarouge (IR) utilisent, d'une part une caméra IR comme moyen de détection, d'autre part, un système d'illumination, le plus souvent, permettant de transmettre un échauffement à la pièce à contrôler (figure 1.17).

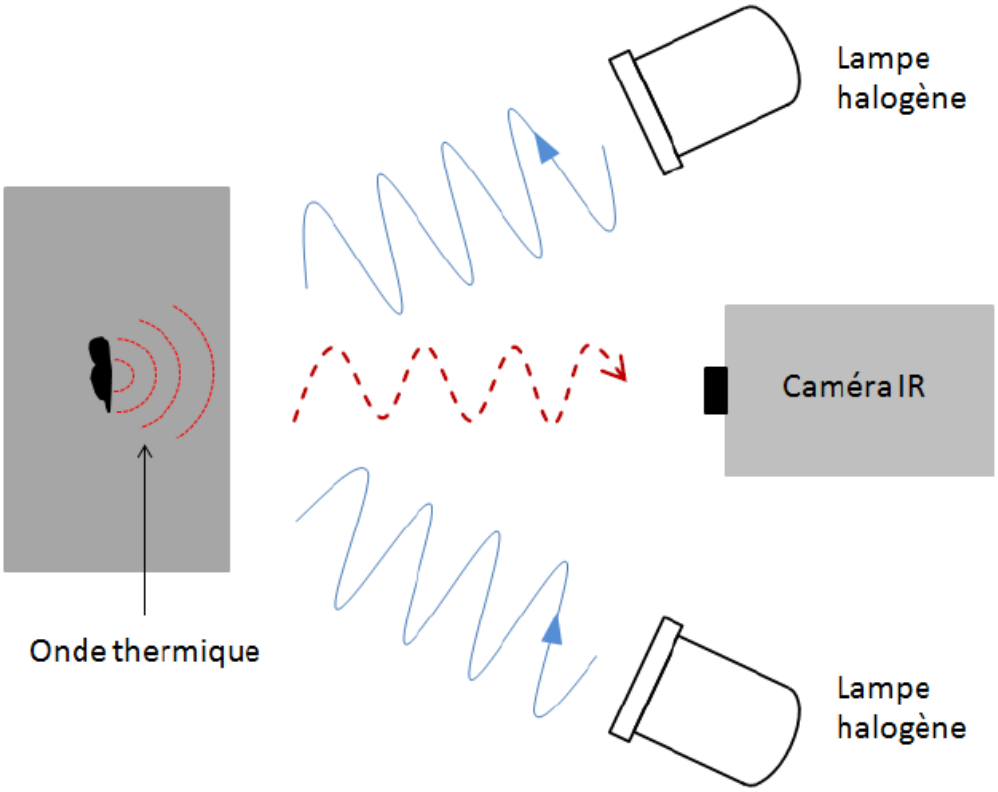


Figure1.17: Principe du CND par thermographie infrarouge [Eric, 2013]

On appelle cela la thermographie active, à différencier de la thermographie passive où l'analyse des gradients de température est faite sans source excitatrice. La présence de défauts débouchant en surface ou internes est mise en évidence par une modification de la température à la surface du matériau : le contraste thermique (figure 1.18). Cette technique révèle aussi les propriétés thermophysiques des matériaux (diffusivité thermique et donc conductivité thermique) [Maldague, 2001].

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

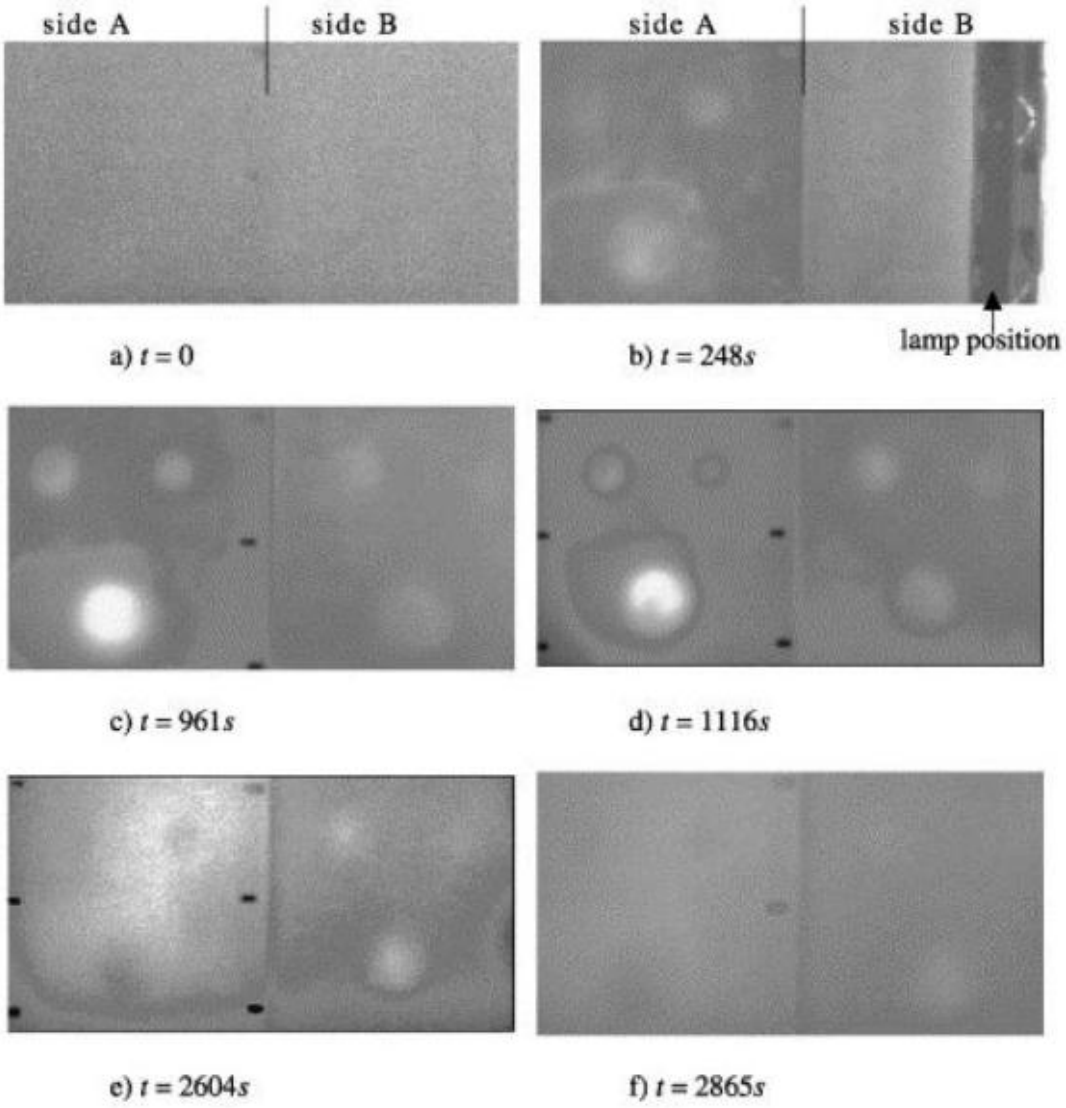


Figure1. 18: Images thermographiques d'un échantillon de plâtre avec des défauts en plastique [Carlomagno, 2002]

Actuellement, d'autres moyens sont utilisés pour créer un contraste thermique, comme l'excitation mécanique (par une sonotrode) [Rens, 2009] ou encore l'excitation induite par des bobines à courants de Foucault [Zenz, 2007]. La première méthode est appelée thermosonique. Elle est applicable à tout type de matériaux, et est déjà utilisée dans l'industrie. Toutefois elle n'est pas encore très bien maîtrisée scientifiquement. La seconde technique n'est utilisable qu'avec les matériaux conducteurs.

La thermographie emploie des caméras IR (dont l'achat est encore de nos jours assez onéreux), mais toutes les autres caractéristiques de détection sont respectées. En particulier, le champ thermique complet de l'échantillon peut être obtenu, champ à partir duquel les défauts de surface et enfouisdans des matériaux (métalliques ou composites) de

faible épaisseur peuvent être déduits au moyen de logiciels adaptés. La caractérisation des défauts reste parfois difficile.

1.13 METHODES DE CONTROLES NON DESTRUCTIFS (CND) COUPLEES

Des méthodes couplées telles que les techniques électromagnétiques-acoustiques et magnéto-optiques sont aujourd'hui développés

1.13.1 CND électromagnétique acoustique

Pour cette méthode, on parle de manière générale de palpeurs EMAT (Electro-Magnetic Acoustic Transducer). Ces capteurs sont sans contact mais doivent être placés très près de la surface à inspecter. Si l'on fait circuler un courant variable dans une bobine placée près de la surface de la pièce conductrice et ferromagnétique, il y a, par induction, circulation de courants de Foucault (figure 1.19) [Wani, 2001].

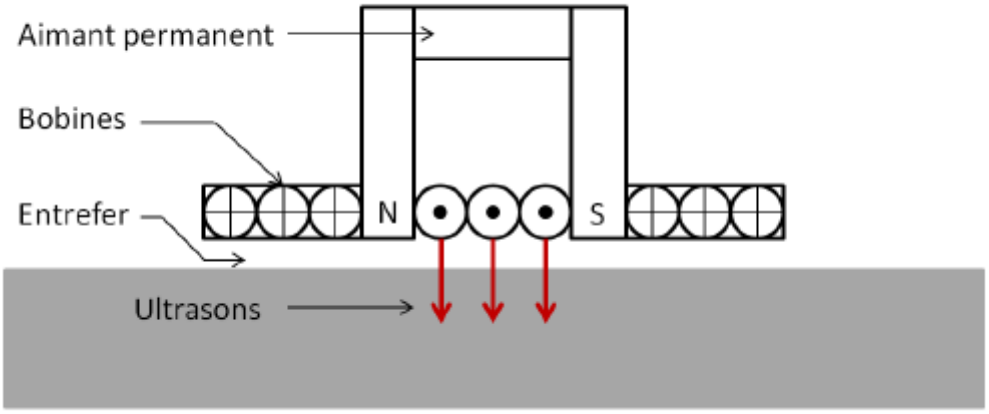


Figure 1.19: Principe des palpeurs EMAT [Eric, 2013]

Si de plus, on applique simultanément un champ magnétique connu, convenablement orienté par rapport aux courants de Foucault, il y a interaction électromagnétique et création de forces de Lorentz. Le caractère alternatif du courant d'excitation a pour conséquence un changement de signe des forces de Lorentz. Si le choix des fréquences et de la géométrie de la bobine d'excitation est correctement réalisé, il est possible de générer des ondes acoustiques [Thompson, 1990]. Celles-ci induisent un signal électrique dans le palpeur qui peut donc ensuite être utilisé en tant que récepteur [Ribichini, 2012].

Cette méthode sans contact peut être utilisée à haute température et peut créer différents types d'ondes comme les ondes de cisaillement, longitudinales, de Rayleigh, de Lamb, de plaque. Toutefois, les palpeurs EMAT ne fonctionnement qu'avec des matériaux conducteurs et ferromagnétiques, la force d'attraction entre le transducteur et la pièce étant de plus

assez importante. Enfin, le signal de retour est très faible ce qui empêche une caractérisation correcte des défauts détectés.

1.13.2 CND Magnéto-optique

Cette technique est applicable à des pièces conductrices planes ou localement planes. En effet, elle doit permettre le contrôle rapide de surfaces étendues (telles que les ailes ou les fuselages d'avion) grâce à la production en temps réel d'images relatives à la présence de défauts. Le principe de base de cette technique repose sur la combinaison d'un excitateur induisant la circulation de courants de Foucault dans la pièce à contrôler, avec un dispositif d'imagerie du champ magnétique résultant à la surface de la pièce, qui exploite l'effet Faraday apparaissant dans une grenat magnéto-optique (figure 1.20) [Decitre, 2003].

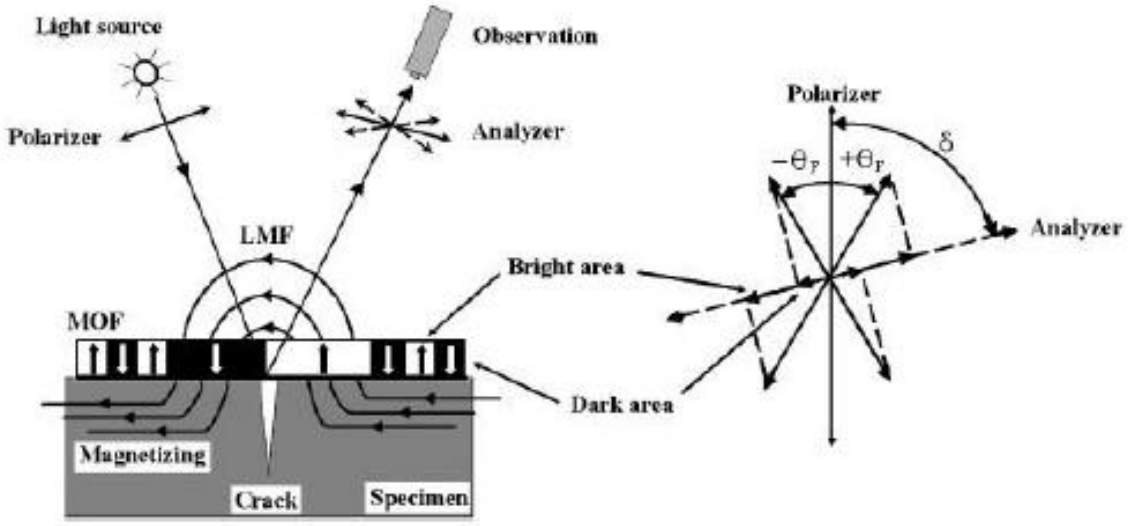


Figure 1.20: Principe de CND par magnéto-optique [Lee, 2008]

Grâce à cette méthode, l'utilisateur n'a plus besion d'enlever la peinture recouvrant la pièce avant de la contrôler. De plus, la distribution du flux de fuite autour du défaut est retranscrite sur le capteur avec une résolution spatiale élevée. Toutefois, l'inspection de fissures situées sur une surface courbe n'est pas évidente.

Les méthodes couplées sont donc principalement appliquées pour l'instant à des matériaux conducteurs et ferromagnétiques.

1.14 METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE

La méthode de la fréquence de résonance est une méthode non destructive qui a été développée dans un premier temps par Powers aux États- Unis, en 1938. Les années suivantes, avec le développement des équipements, il a été possible d'améliorer la précision

et la procédure de l'essai [Malhotra et col., 2004]. La méthode de la fréquence de résonance est décrite dans les normes ASTM C 215-91 et BS 1881 : partie 209 : 1990. La procédure d'essai consiste initialement à placer un exitateurà l'une des extrémités de l'éprouvette et un récepteur à l'autre extrémité (figure 1.21). Les courants alternatifs, fournis par le générateur, sont transformés en vibrations mécaniques par l'émetteur. Cette excitation ou vibration peut être appliquée en mode longitudinal, transversal ou torsionnel.

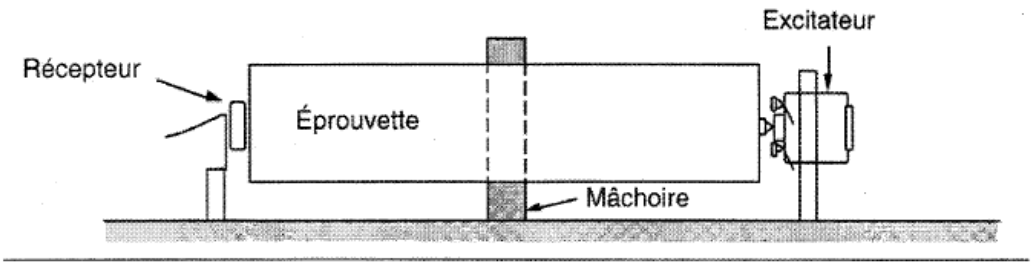


Figure 1. 21 : Dispositif expérimental de la détermination du module élastique dynamique par vibration longitudinale [Neville, 2000]

Ensuite, les vibrations, qui se propagent à travers l'éprouvette, sont captées par le récepteur piézoélectrique, qui les transforme en oscillations électriques. Le récepteur est relié à l'appareil de mesure après amplification. La fréquence d'excitation est modifiée jusqu'à obtention de la fréquence de résonance fondamentale de l'éprouvette. Les supports de l'éprouvette doivent être placés de façon à permettre une vibration libre [Neville, 2000; Malhotra et col., 2004].

À partir de cette fréquence, il est possible de calculer le module d'élasticité dynamique du béton et le coefficient de Poisson. Ils constituent des paramètres pratiques pour évaluer l'intégrité d'une structure et étudier les modifications progressives dans le béton en raison d'attaque chimique ou de cycles de gel-dégel [Neville, 2000 ; Malhotra col., 2004]. Cependant, il existe des facteurs qui peuvent affecter les résultats de l'essai et de la détermination du module d'élasticité dynamique du béton tel que: le mélange et les propriétés des granulats, l'effet de la taille d'échantillon et l'influence de la maturation [Malhotra, 2006].

1.15 SYNTHESE

Le tableau 1.2 montre certaines caractéristiques des méthodes de contrôle non destructif utilisées. Ces caractéristiques ont été évaluées par les six critères suivants :

- Matériau : Cette méthode est-elle adaptée pour les matériaux métalliques et/ou les matériaux composites ?

- Géométrie : Est-il possible d'appliquer cette méthode directement sur la structure complète sans avoir besoin de désassembler la pièce ? La taille de l'échantillon doit-elle être limitée ou peut-elle être illimitée (en théorie) ? La pièce peut-elle avoir une géométrie complexe (avec par exemple un petit rayon de courbure) ?

- Type de détection : L'excitation et la détection peuvent-elles être positionnées aux côtés opposés de l'échantillon (test par « transmission »), ou au contraire du même côté (test par réflexion »)?

- Type de défaut détecté : Cette méthode est-elle adaptée pour détecter des défauts surfaciques, sub-surfaciques, situés en profondeur?

- L'impact de la méthode : Quel est le type de contact entre la pièce et l'équipement ? La méthode risque-t-elle de créer des dommages supplémentaires ? La méthode en elle-même ou l'équipement requis est-il/elle dangereux pour l'environnement ?

- Industrialisation : La méthode est-elle facile à mettre en place et/ou à automatiser ? Quel est le coût global de la méthode ?

Tableau 1.2: Principales caractéristiques des méthodes traditionnelles de contrôle non destructif utilisées

Techniques	Contrôle visuel	Ultrasons	Mesure électrique	Analyse vibratoire	Emission acoustique	La Maturométrie	Tomographie	Thermographie
Applicable aux structures métalliques	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	– –	+ + +
Applicable aux structures composites	+ + +	+ + +	– – –	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +
Structure testée directement	+ + +	– – –	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	– – –	+ + +
Taille de l'échantillon	+ + + Illimité	– Limité	+ + + Illimité	+ + + Illimité	+ + + Illimité	+ + + Illimité	– – – Limité	+ + + Illimité
Echantillon à géométrie complexe	–	+ +	–	+ + +	+	+	+ + +	+
Test par transmission	– – –	+ + +	– – –	– – –	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +
Test par réflexion	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	– – –	+ + +
Champ de mesure	+ + +	+ +	+ +	– – –	– – –	+ + +	+ +	+ + +
Détection de défauts de surface	+ + +	+ + +	+	+	+	+ + +	+ + +	+ + +
Détection de défauts enfouis	– – –	+ + +	+ +	+	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +
Type de contact	+ + + Air	+ Fluide/Air	+ Solide	—— Solide	– Fluide/Solide	+ + + Air	+ + + Air	+ + + Air
Respect de l'intégrité de la structure	+ + +	+	+ + +	–	+ + +	+ +	+	+ +
Respect environnemental	+ + +	+	+ + +	+ + +	+ + +	+ + +	– – –	+ + +
Implémentation de la méthode	+ + +	–	+ + +	+ + +	+ + +	+	– – –	+
Degré de possibilité d'automatisation	+ + +	+ + +	–	– – –	–	+ + +	+	+ + +
Prix d'un équipement standard	+	– –	+ +	+ + +	+ +	–	– – –	–

– – – : Très mauvaise adéquation avec la caractéristique considérée, voire impossible à réaliser

+ + + : Très bonne adéquation avec la caractéristique considérée

1.16 CONCLUSION

Dans un environnement de recherche, il est en général intéressant d'utiliser les méthodes de contrôle non destructif qui :

- N'imposent pas de limite sur la taille des échantillons à contrôler.
- Sont adaptables aux structures de faible épaisseur (coque) et fermées pour lesquelles les tests doivent être réalisés en réflexion.
- Sont applicables à tous types de matériaux.
- Permettent d'analyser des échantillons à géométrie complexe.
- Sont capables de détecter des défauts de surface et enfouis.
- Peuvent donner des résultats pour des échantillons entiers, c'est-à-dire sous forme de distributions de champ.
- Peuvent être facilement automatisés.
- Peuvent être réalisés in-situ (ainsi, la pièce n'a pas besoin d'être démontée).

Ces méthodes sont aussi excellentes pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage. Lorsqu'ils sont correctement effectués, ils constituent un élément très important parmi tous les moyens qui permettent de tester et d'évaluer le béton et les ouvrages en béton.

Par ailleurs, le choix de n'importe quelle méthode se limite à des critères bien définis. Notre choix de méthode est arrêté sur la méthode de la fréquence de résonance, suite à son intérêt absolument non destructif, et sa capacité de déterminer les propriétés dynamiques du béton. Les propriétés dynamiques en question sont le module d'élasticité, le module de rigidité et le coefficient de Poisson, soit trois paramètres d'importance capitale dans l'étude des structures en béton (conception, contrôle et entretien). Une présentation détaillée de la méthode de la fréquence de résonance fera l'objet du chapitre deux suivant.

CHAPITRE 2 : METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE

2. 1 INTRODUCTION

Le béton pris par sa nature évolutive, peut être considéré comme un matériau vivant. Il renferme des oscillations microscopiques propres à lui, et le fait d'atteindre ces oscillations par un agent extérieur induit une résonance de vibration qui est l'élément clé dans la dynamique des matériaux et encore pour la statique si on arrive à relier les caractéristiques dynamiques à celles statiques.

Pour l'analyse de la contrainte des structures soumises au chargement de tremblement de terre ou d'impact, il est plus approprié d'employer les caractéristiques dynamiques, dont la détermination est plus facile par rapport aux caractéristiques statiques si on possède un appareil ultrasonore tel que l'ERUDIT. Par ailleurs, si on peut trouver une relation entre ces deux types de caractéristiques, on aurait gagné en temps et en matière lors de la conception ou du contrôle ou de l'entretient des structures, car cet essai est facile et est entièrement non destructif.

Pour ce fait, notre travail s'est orienté vers cette méthode très intéressante que nous allons décrire en détail dans ce présent chapitre.

2.2 DISPOSITIF DE MESURE

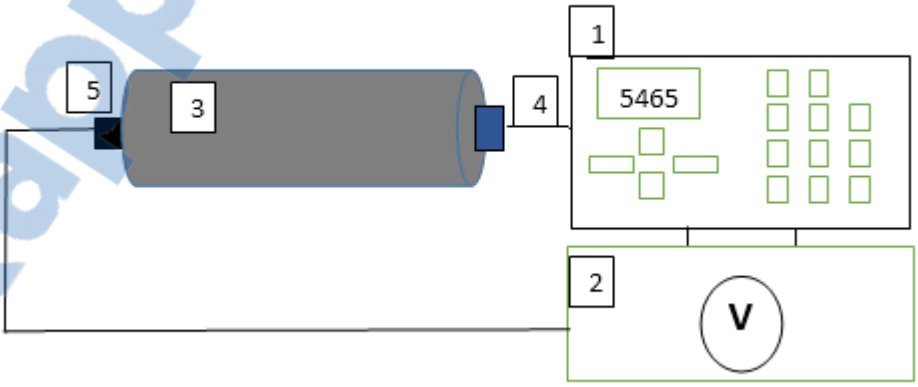


Figure 2. 1: Schéma du test de résonance longitudinale

1 : appareil de mesure (ERUDIT) ; 2 : générateur basse fréquence ; 3 : éprouvette de béton étudié ; 4 : récepteur électro-acoustique; 5 : émetteur électro-acoustique.

Rapport-Gratuit.com

Figure 2. 2 : L'appareil ERUDITE

L'appareil ERUDIT (figures 1 et 2) se compose des éléments suivants :

- Un générateur d'impulsions mécaniques à fréquences variables dont la gamme de fréquences est comprise entre 10 Hz et 100 kHz suivant 4 échelles de résolution.
- Un amplificateur.
- Un capteur de vibration a pointé (piézoélectrique).
- Un accéléromètre.
- Un écran à cristaux liquides affichant simultanément les fréquences du signal émis par le générateur ainsi que les amplitudes du voltage mesurées par le capteur leur correspondant.
- Un clavier composé de 16 touches digitales.
- Une batterie permettant de conserver les résultats des tests.
- Une « connexion oscilloscope » permettant une visualisation du signal.
- Un port série permettant une connexion directe à une imprimante ou à un ordinateur pour un téléchargement des données relatives à un essai.
- Un banc d'essai composé de dispositifs de support des éprouvettes en matériau rigide, et câbles.

2.2.1 Principe de mesure :

2.2.1.1 Mode manuel :

Ce mode permet de contrôler avec précision l'accroissement de la fréquence ainsi que le voltage appliqué par l'ERUDIT. En conséquence, il sera plutôt utilisé pour déterminer quels voltages et gamme de fréquence doivent être adaptés à un type particulier d'échantillon à tester. Nous pouvons évidement utiliser ce mode pour mesurer une fréquence de résonance mais le mode automatique est conseillé pour cette utilisation.

2.2.1.2 Mode automatique :

L'objectif est de déterminer la fréquence de résonance d'un échantillon de béton. Pour faire fonctionner ce mode, l'utilisateur n'a qu'à entrer la gamme de fréquence qu'il souhaite balayer, le pas entre 2 fréquences ainsi que le voltage appliqué par l'appareil. La mesure de la fréquence de résonance se fait alors automatiquement.

Suivant la norme NF P18-414, nous avons déterminé la fréquence de résonance des éprouvettes. La procédure de contrôle consiste à placer les supports du prisme ou du cylindre de béton, en fonction du type et du mode de vibration que l'on désire créer, sur le banc d'essais. Ensuite, les transducteurs électro-acoustiques sont placés dans les positions convenables sur les faces de l'éprouvette. L'émetteur est relié à la génératrice basse fréquence d'excitation. Le récepteur est relié à l'appareil de mesure après amplification. La mesure consiste à rechercher l'amplitude maximale de vibration de l'éprouvette, qui est mise en évidence par la déviation maximale de l'appareil de mesure, de la tension de sortie.

2.2.2 Procédure de contrôle

Cet appareil Erudit nous permet de mesurer la fréquence de résonance fondamentale d'une éprouvette en béton durci (essai non destructif).

Cette mesure consiste à faire vibrer une éprouvette de béton durci (excitation mécanique) soit longitudinalement, soit en flexion, soit en torsion et à déterminer la fréquence de résonance correspondante.

Ces valeurs notées respectivement F_L, F_F et F_T permettront de calculer par la suite les grandeurs suivantes :

- Le module d'élasticité E pour les différents modes (longitudinal, flexionnel)
- Le module de rigidité G (mode torsionel)
- Le coefficient de Poisson.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

2.2.3 Vibrations longitudinales :

Les vibrations longitudinales sont produites quand la direction de vibration est parallèle à l'axe longitudinal de l'éprouvette. Pour cela les transducteurs acoustiques doivent être placés selon le schéma de la figure 2.3. Pour un prisme le mode fondamental d'oscillation implique un nœud au milieu (figure 2.4) et des ventres aux extrémités. II en résulte :

$$\lambda = 2\,L \qquad (2.1)$$

où :

λ: Longueur d'onde

L : Longueur de l'éprouvette étudiée.

Les fréquences des harmoniques sont des multiples entiers de l'oscillation fondamentale, mais seuls les harmoniques impairs correspondent à un nœud au milieu de l'éprouvette.

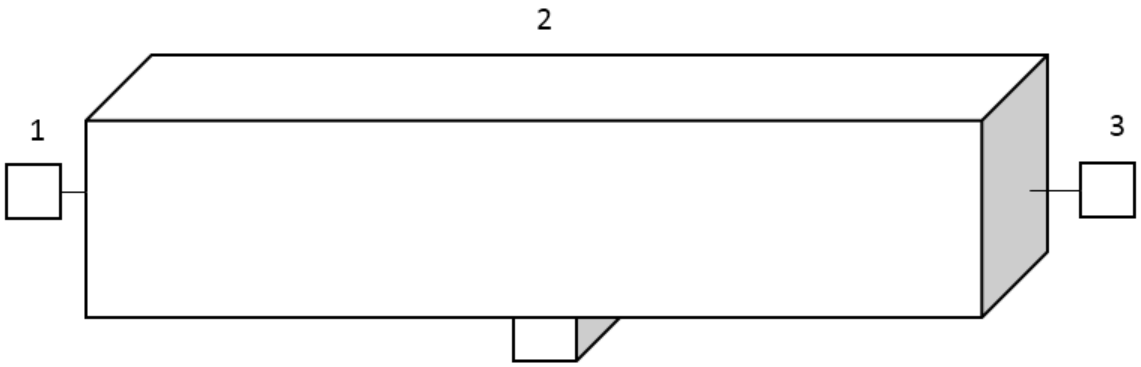


Figure 2. 3 : Positionnement des transducteurs pour une vibration longitudinale

1 : émetteur ; 2 : éprouvette ; 3 : récepteur

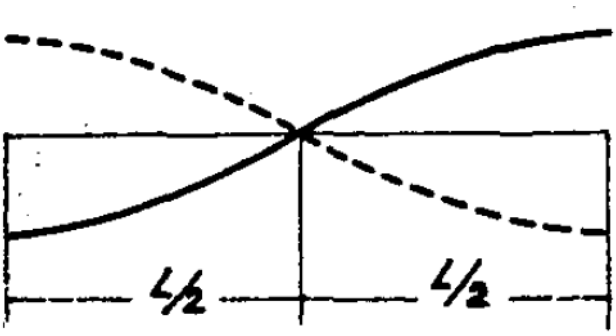


Figure 2.4 : Mode fondamental pour une vibration longitudinale

Le mode opératoire suit les étapes suivantes :

- Centrer l'éprouvette sur le support central, la maintenir à l'aide de la traverse (utiliser les barres d'espacement pour surélever l'éprouvette).
- Graisser légèrement les parties du vibreur et du capteur en contact avec l'éprouvette à tester.
- Positionner le capteur et le vibreur (translation le long des rails) de manière à ce qu'ils soient en contact avec le milieu de chaque extrémité de l'éprouvette puis les fixer.
- Sélectionner la gamme de fréquence désirée, pour des éprouvettes de béton, on choisira la gamme de fréquence en fonction des dimensions de l'éprouvette comme indiqué sur le tableau 2.1.

Tableau 2. 1: Les gammes de fréquences longitudinales

Dimensions de l'éprouvette (mm)	Gamme de fréquence correspondante (Hz)
150*150*750	1700 / 3000
150*150*700	2000 / 3200
100*100*750	1700 / 3000
100*100*500	3000 / 4500
100*100*300	5000 / 7000
150*300 (cylindre)	5000 / 7000

- Connecter l'accéléromètre « SENSOR » et le vibreur « DRIVER » à l'arrière du boitier de l'appareil.

- A partir du menu principal, sélectionner le mode manuel (« 1 ») ou automatique (« 2 »).

2.2.4 Vibrations de flexion

Les vibrations de flexion se produisent quand l'éprouvette est soumise à des charges de flexion variant alternativement. Dans le cas des vibrations de flexion, des modifications de dimensions et de forme se produisent dans les éléments de masse de l'éprouvette. L'excitation est produite dans un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'échantillon (figure 2.5). Pour le mode fondamental, le nœud de vibration apparaît à 0,224 L des

extrémités de la poutre (figure2.6). La forme de la courbe de résonance, aux environs de son pic, est donnée, pour un exemple, dans la figure 2.7.

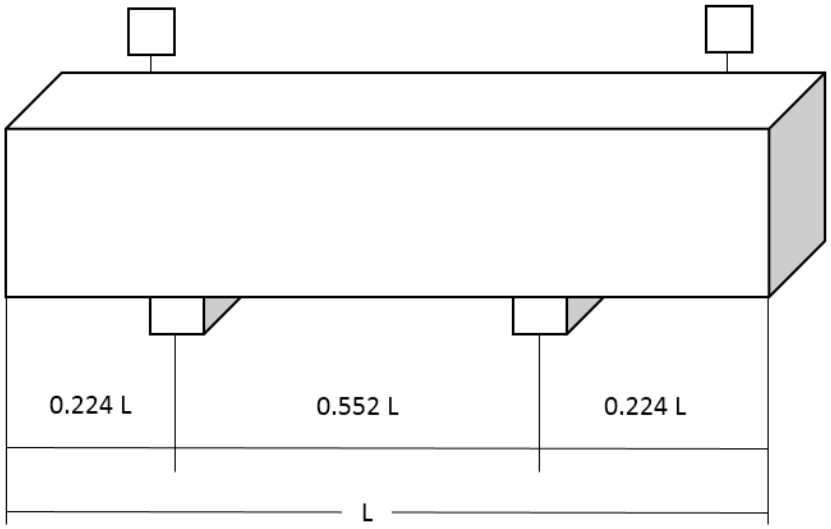


Figure 2. 5 : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de flexion [Bordas, 1983]

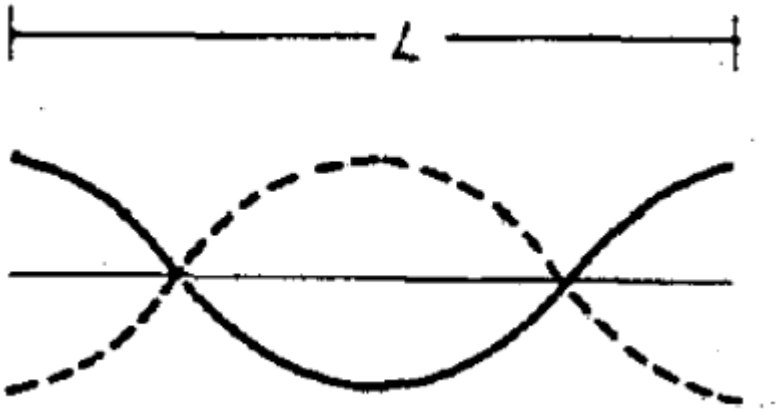


Figure 2. 6: Mode fondamental pour une vibration de flexion avec les nœuds à 0,224L des extrémités

Comme pour la mesure de la fréquence de résonance longitudinale, le mode opératoire suit les étapes suivantes :

- centrer l'éprouvette sur le support central, la maintenir à l'aide de la traverse (utiliser les barres d'espacement pour surélever l'éprouvette).
- Positionner le capteur et le vibreur (translation le long des rails) puis les fixer.

- Graisser légèrement les parties du vibreur et du capteur en contact avec l'éprouvette à tester.
- Sélectionner la gamme de fréquence désirée, pour des éprouvettes de béton, on choisira la gamme de fréquence en fonction des dimensions de l'éprouvette comme indiqué dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 2: Les gammes de fréquences transversales

Dimensions de l'éprouvette (mm)	Gamme de fréquence correspondante (Hz)
150*150*750	1050 / 1150
150*150*700	1150 / 1200
100*100*750	1150 / 1800
100*100*500	1800 / 2700
100*100*300	3000 / 4200
150*300(cylindre)	3000 / 4200

- Connecter l'accéléromètre « SENSOR » et le vibreur « DRIVER » à l'arrière du boitier de l'appareil.

- A partir du menu principal, sélectionner le mode manuel (« 1 ») ou automatique (« 2 »).

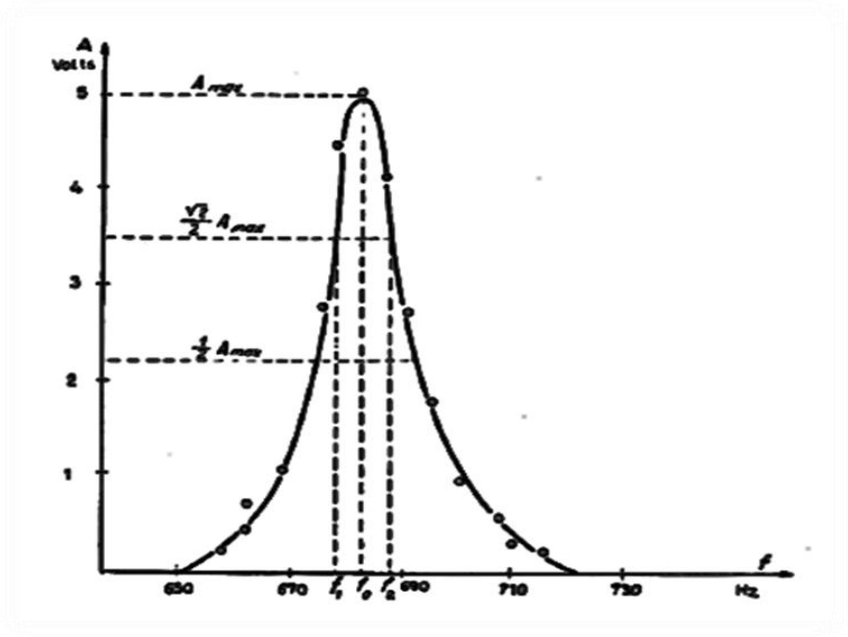


Figure 2. 7 : Relation entre amplitude de fréquence pour une poutre de béton à proximité de la résonance [Bordas, 1983].

2.2.5 Vibrations de torsion

Les vibrations de torsion se produisent quand une éprouvette est soumise à un couple alternatif. Dans ce cas, les déplacements se produisant dans les éléments de masse de l'éprouvette, sont fonction du module de cisaillement. Les vibrations de torsion sont excitées en effectuant le couplage selon le schéma de la figure 2.8.

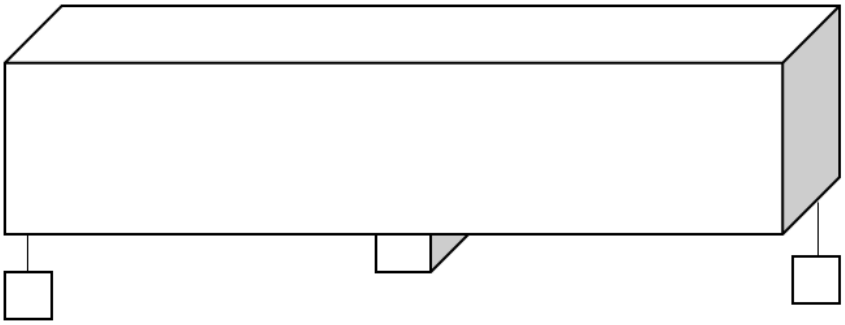


Figure 2. 8: Position des transducteurs pour une mesure de vibration de torsion

2.3 DÉTERMINATION DES CONSTANTES DYNAMIQUES

2.3.1 Mesures

Après le couplage des transducteurs acoustiques (émetteur et récepteur), on fait varier la fréquence d'excitation jusqu'à ce que l'appareil de mesure de la tension de sortie indique

une valeur maximale. Dans le cas normal, le résultat est un maximum unique voir figure 2.1. La fréquence, correspondant au maximum, peut être identifiée sans aucun doute.

2.3.2 Module d'élasticité dynamique par vibrations longitudinales

Cette disposition de l'émetteur et du récepteur nous donne la possibilité de supposer qu'on a un déplacement virtuel longitudinal parallèle à l'axe principal de l'éprouvette comme le montre la figure 2.9.

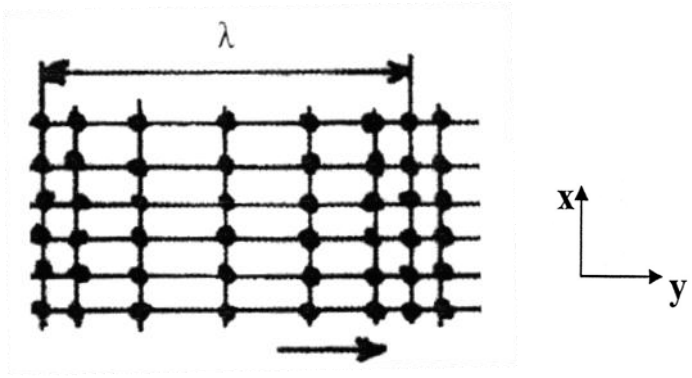


Figure 2. 9 : Propagation des ondes longitudinales

Dans un milieu élastique et continu, l'équation de mouvement dynamique s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma y} + \rho . F_x = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \rho . F_y = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \quad (2.2)$$

dont :

ρ: Désigne la masse volumique du corps soumis à la vibration (kg/m^3).

$\ddot{U}$: L'accélération suivant l'axe (oy) (m/s²).

F_y : Densité de force volumique dans la direction (oy), qui est nulle. Ce qui donne :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma y} = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \quad (2.3)$$

Sous l'effet de la propagation des ondes longitudinales seul le déplacement virtuel U_y qui

dépend seulement de y est considéré comme non nul ; par conséquent une seule composante du tenseur des déformations est également non nulle :

$$\bar{U} = \begin{pmatrix} U_x \\ U_y \end{pmatrix} => \bar{U} = \begin{pmatrix} 0 \\ U_y \end{pmatrix} \tag{2.4}$$

Ce qui nous ramène à écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma y} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \tag{2.5}$$

Par ailleurs, l'éprouvette est régie par la loi de Hooke :

$$\sigma_x = E\varepsilon_x => E\frac{\partial U_x}{\partial x} = 0 \text{ où } \varepsilon_x = \frac{\partial U_x}{\partial x} \tag{2.6}$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} => G\left(\frac{\partial U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial y}\right) = 0 \text{ Dont } \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial y}\right) \tag{2.7}$$

Ce qui nous donne :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \tag{2.8}$$

En outre, on sait que

$$\sigma_y = E\varepsilon_y \tag{2.9}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial U_y}{\partial y} \tag{2.10}$$

où :

ε_y : Déformation longitudinale suivant l'axe (oy).

Donc en remplaçant la relation (2.10) dans (2.9), on obtient :

$$\sigma_y = E\frac{\partial U_y}{\partial y} \tag{2.11}$$

où :

E : Désigne le module d'élasticité.

Par la suite en substituant l'équation (2.11) dans l'équation (2.8), on obtient :

$$E\frac{\partial^2 U_y}{\partial y^2} = \rho \ddot{U}_y \tag{2.12}$$

En réarrangeant l'équation (2.12), on peut écrire :

$$\ddot{U}_y - \frac{E}{\rho}\frac{\partial^2 U_y}{\partial y^2} = 0 \qquad (2.13)$$

où le ratio $\frac{E}{\rho}$ désigne le carré de la vitesse V_p des ondes longitudinales $V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \text{ (Cas de résonance)} \qquad (2.14)$$

On remplace (2.14) dans (2.13) on trouve :

$$\ddot{U}_y - V^2{}_p U''_y = 0 \qquad (2.15)$$

L'équation (2.15) est une équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficients constants V_p.

En plus, cette vitesse peut être calculé par $V_p = \frac{2L}{T}$ avec $T=1/F_{rl}$

où :

L : Longueur de l'éprouvette en m ;

T : Période fondamentale (seconde), dont T=2t ;

t : Temps de propagation de l'onde de l'émetteur vers le récepteur ;

F_{rl} : Fréquence de résonance en Hz.

Ce qui nous donne la possibilité d'écrire :

$$V_p = 2LF_{rl} \text{ (Cas de résonance)} \qquad (2.16)$$

On remplace (2.16) dans (2.14), on obtient le module d'élasticité dynamique « E_d » :

$$E_d = 4*L^2 (F_{rl})^2 \rho*10^{-12} \qquad \text{(MPa)} \qquad (2.17)$$

Rapport-Gratuit.com

2.3.3 Module de cisaillement

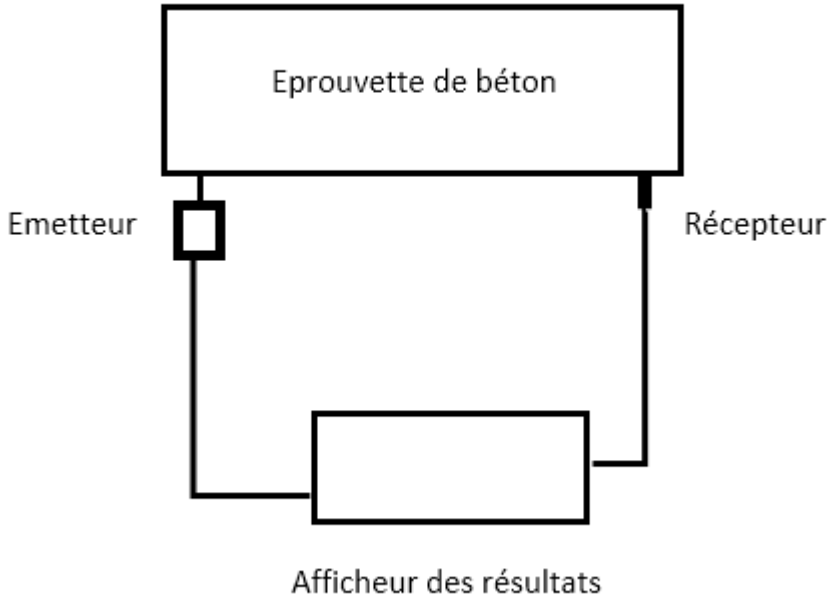


Figure 2. 10 : Schéma de l'appareil fonctionnant par vibration mécanique torsionnelle

La disposition latérale de l'émetteur et du récepteur (figure 2.10) engendre un déplacement virtuel perpendiculaire à l'axe principal de l'éprouvette comme c'est mentionné sur la figure 2.11.

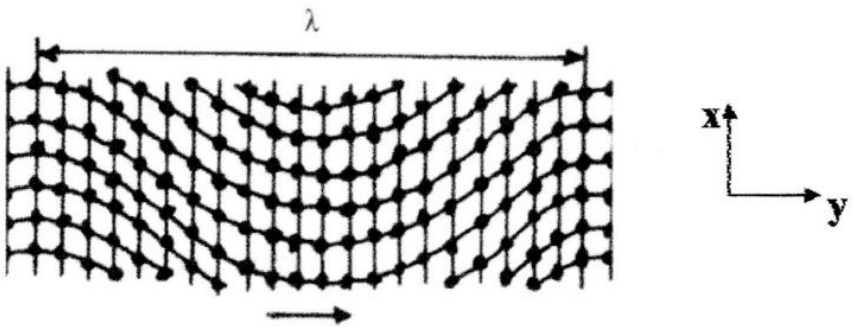


Figure 2. 11 : Propagation des ondes de cisaillement

Sous l'effet de la propagation des ondes seul le déplacement virtuel U_x qui dépend seulement de y est considéré comme non nul ; par conséquent une seule composante du tenseur des déformations est également non nulle :

$$\bar{U} = \begin{pmatrix} U_x \\ U_y \end{pmatrix} => \bar{U} = \begin{pmatrix} U_x \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.18)$$

Ce qui nous ramène à écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma y} = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \end{cases} \quad (2.19)$$

où (2.19) représente les deux équations d'équilibre de contraintes.

$\sigma_y = E\varepsilon_y => E\frac{\partial U_y}{\partial y} = 0$

$\sigma_x = E\varepsilon_x => E\frac{\partial U_x}{\partial x} = 0$ Puisque U_x ne dépend que de y

Donc (2.19) s'écrit $$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \sigma y} = \rho \ddot{U}_x \quad (2.20)$$

avec τ_{xy} : Contrainte tangentielle de cisaillement.

Par ailleurs, on sait que $$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (2.21)$$

où :

γ_{xy} : Désigne la distorsion et G désigne le module de cisaillement.

Ce déplacement angulaire est sous la forme

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \quad (2.22)$$

On remplace (2.22) dans (2.21), on obtient :

$$\tau_{xy} = G\left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) \quad (2.23)$$

Or U_y est nul, donc :

$$\tau_{xy} = G\frac{\partial U_x}{\partial y} \quad (2.24)$$

En remplaçant l'équation (2.24) dans (2.20), on peut écrire :

$$G\frac{\partial^2 U_x}{\partial y^2} = \rho \ddot{U}_x \quad (2.25)$$

Réarrangeons l'équation (2.25) pour écrire :

$$\ddot{U}_x - \frac{G}{\rho}\frac{\partial^2 U_x}{\partial y^2} = 0 \quad (2.26)$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le ratio $\frac{G}{\rho}$ désigne le carré de la vitesse V_s des ondes de cisaillement définit par : $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$

dans le cas de la résonance on peut écrire :

$$V_s = \sqrt{\frac{G_d}{\rho}} \tag{2.27}$$

On remplace (2.27) dans (2.26) et l'on obtient:

$$\ddot{U}_x - V^2{}_s U''_x = 0 \tag{2.28}$$

où (2.28) est l'équation du mouvement dynamique qui gouverne l'effet des ondes de cisaillement.

Nous savons pertinemment que V_s=2L/T, ce qui donne l'égalité suivante en écrivant :

$$V_s = 2LF_{rl} \text{ (cas de résonance)} \tag{2.29}$$

En remplaçant (2.29) dans (2.27) nous obtiendrons le module de cisaillement dynamique :

$$G_d = 4*L^2*F_{rl}^2*\rho*10^{-12} \text{ (MPa)} \tag{2.30}$$

2.3.4 Module d'élasticité dynamique pour des vibrations de flexion

La relation entre la fréquence de résonance des vibrations de flexion f_F et le module d'é1asticité dynamique E_d est donnée par :

$$E_d = \frac{64 f_F^2 m L^3 T}{(2k+1)^4 \pi^2 J} \tag{2.31}$$

où :

m : Masse de l'éprouvette ;

L : Longueur de l'éprouvette ;

k : Ordre de l'harmonique ;

J : Moment d'inertie de la section droite ;

T : Facteur de correction.

Le facteur de correction T est déterminé par la géométrie de la section droite de l'éprouvette, le moment d'inertie, la longueur de l'échantillon et par le coefficient de Poisson du béton comme par l'ordre de l'harmonique.

2.3.5 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson peut être calculé à partir du module d'élasticité dynamique E_d, déterminé par les modes de vibration longitudinal ainsi que le module de rigidité G_d, en utilisant la formule suivante:

$$\mu_d = \frac{E_d}{2G_d} - 1 \tag{2.32}$$

2.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons décrit la méthode de mesure que nous avons utilisée dans notre recherche. Cette méthode est basée sur la mesure de la fréquence de résonance appliquée sur des éprouvettes cylindriques de béton confectionnées au sein de notre laboratoire en utilisant les matériaux locaux de la région de Tlemcen. A partir de cette fréquence de résonance, nous pouvons calculer le module d'élasticité dynamique, le module de rigidité ainsi que le coefficient de Poisson du béton.

Cette méthode a fait l'objet de notre choix pour cette recherche pour les raisons suivantes :

- Mettre en évidence plus facilement les phénomènes liés à la dynamique des structures (chocs, tremblement de terre, vibrations des ponts, et toute source de vibration) ;
- Possibilité de détermination de plusieurs paramètres dynamiques ;
- Automatisation du mode opératoire et élimination des erreurs humaines par la possibilité de refaire les essais sans complication ;
- Disponibilité du matériel de l'essai au laboratoire de notre université ;
- Ses propriétés non destructives par rapport au matériau béton ;
- Nécessité de mesurer les propriétés dynamiques des matériaux que nous produisons car dans la littérature on ne trouve que les résultats sur les matériaux non locaux.

L'inclusion de différents matériaux cimentaires supplémentaires tels que les fillers calcaires et la pouzzolane naturelle comme faisant partie de liants pour le béton modifie les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durcis. Dans le chapitre trois suivant, nous allons présenter un état de l'art sur les paramètres influant les propriétés mécaniques du béton.

CHAPITRE 3 : ETAT DE L'ART SUR LES PARAMETRES INFLUANT LES MODULES, LA RESISTANCE ET LA POROSITE DU BETON

3.1 INTRODUCTION

Cette partie recense divers moyens expérimentaux utilisés par différents auteurs pour la caractérisation non destructive des matériaux cimentaires. La fréquence de résonance est couramment employée pour le contrôle non destructif du béton.

Certaines caractéristiques du béton sont essentielles dans la conception et le contrôle des structures. Certaines de ces caractéristiques sont le module d'élasticité longitudinal, la résistance à la compression, la porosité, etc. L'inclusion de différents matériaux cimentaires supplémentaires tels que les fillers calcaires et la pouzzolane naturelle comme faisant partie de liants pour le béton modifie normalement les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durcis. En fonction de la nature des matériaux, leur utilisation comme matériaux de remplacement partiel du ciment ou comme additifs minéraux peut avoir différents effets sur les propriétés du béton. Dans ce chapitre nous nous interessant aux résultats de l'influence de l'ajout des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle sur les propriétés dynamiqes et la résistance à la compression des bétons ainsi qu'aux relations entre les modules d'élasticité statique et dynamique.

3.2 INFLUENCE DE LA POUZZOLANE NATURELLE ET DES FILLERS CALCAIRES SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

3.2.1 Effet de la pouzzolane

La figure 3.1 présente l'évolution de la résistance à la compression des mortiers contenant différentes substitutions de la pouzzolane naturelle. D'après cette figure, nous remarquons que ces mortiers développent des résistances qui restent toujours inférieures à celle du mortier contrôle et cela à tous les âges. En effet, à 2 et 7 jours, les résistances des mortiers contenant 30% de pouzzolane représentent 52% et 73% respectivement de celle du mortier contrôle. A long terme, ces mortiers (30% PZN) développent des résistances comparables à celle du mortier contrôle. Par ailleurs, les résistances de ces derniers représentent 89% et 91% de celle du mortier contrôle aux âges de 28 et 90 jours respectivement .Ceci peut être

attribué à l'activité pouzzolanique lente au cours du jeune âge et qui se développe à long terme.

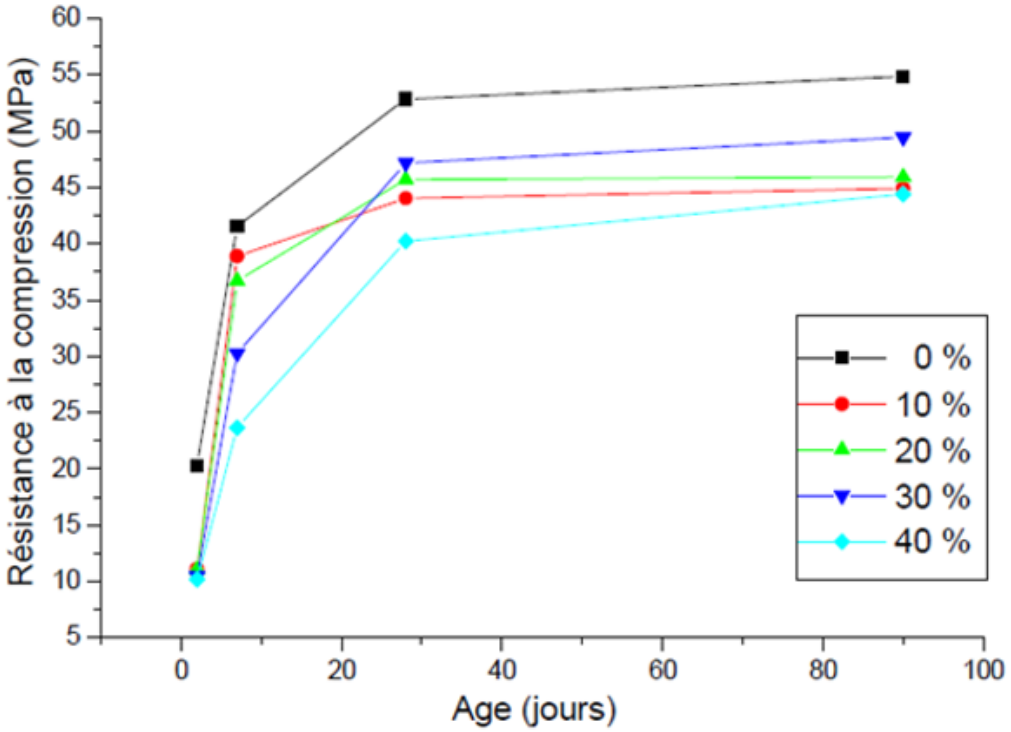


Figure 3. 1 : Evolution de la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010]

La figure 3.2 présente l'effet du taux de substitution de la pouzzolane sur la résistance à la compression des mortiers aux différentes échéances. D'après cette figure, nous remarquons que les résistances à la compression des mortiers élaborés avec les différents taux de substitution de la pouzzolane restent toujours inférieures à celles du mortier contrôle et cela pour tous les âges. Au jeune âge, l'augmentation du dosage de la pouzzolane a un effet négatif sur la résistance à la compression. En effet, elle passe d'un écart de 45 % à 48 % à l'âge de 2 jours et d'un écart de 6 % à 27 % à l'âge de 7 jours par rapport à celle du témoin pour des dosages en pouzzolane allant de 10 à 30%. Cet écart a tendance à diminuer en fonction du temps car il passe de 17 % à 11 % à l'âge de 28 jours et de 18 % à 10 % à l'âge de 90 jours pour les mêmes taux de substitution (10 – 30 %) d'où l'effet positif du taux de substitution de pouzzolane à long terme.

Mansour (2003), dans son étude, a trouvé une réduction de 15% de la résistance à la compression à l'âge de 90 jours d'un mortier contenant 30% de pouzzolane par rapport aumortier contrôle avec un rapport E / L = 0.5. Avec les mêmes conditions, [Targan et col., 2003] ont trouvé une réduction de la résistance à la compression de 11% ce qui se rapproche au résultat trouvé par Kerbouche et col. (2010) et qui est de l'ordre de 10 %. La substitution

de 30% de pouzzolane s'avère la plus efficace pour les résistances des mortiers à long terme (90 jours). Ceci est attribué à l'activité pouzzolanique, de l'ajout de pouzzolane naturelle qui consiste à fixer la portlandite $Ca(OH)_2$ libérée par l'hydratation du CPA pour donner naissance à des silicates de calcium hydratés C-S-H supplémentaires de deuxième génération occupant un espace important de la matrice cimentaire et contribuant ainsi au développement de la résistance. La chute de résistance pour les mortiers contenant 40% de la pouzzolane naturelle peut être attribuée à la quantité insuffisante de la chaux libérée au cours de d'hydratation du ciment CPA et par conséquent à des réactions chimiques incomplètes.

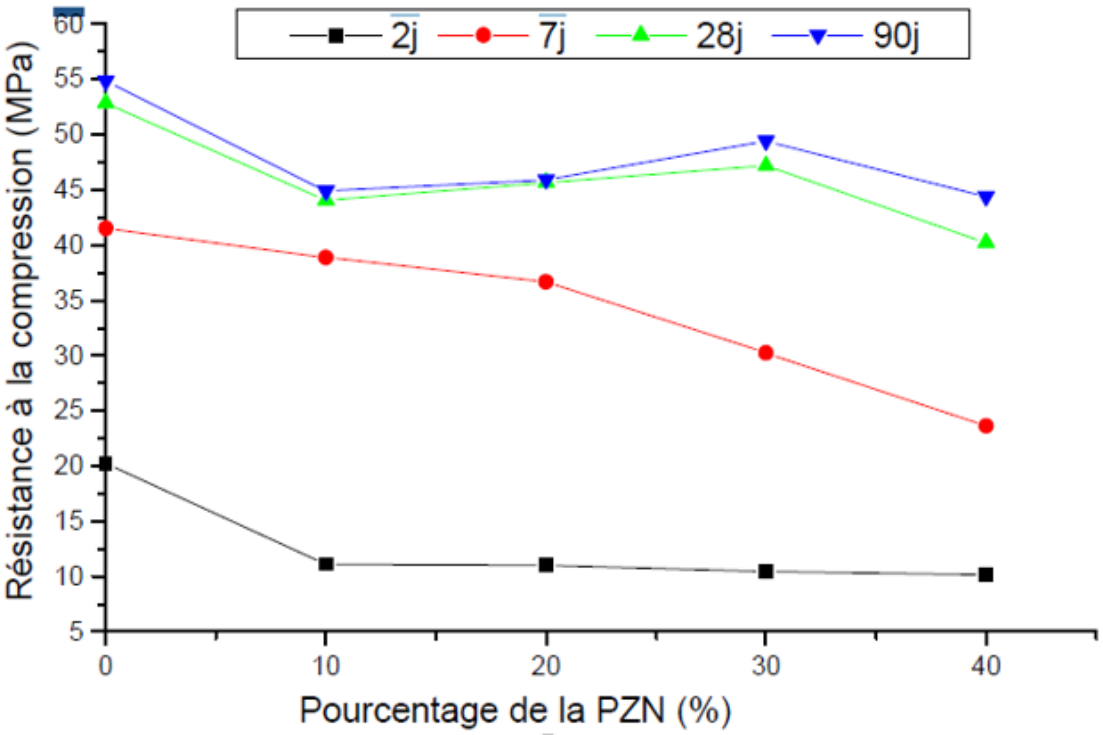


Figure 3. 2 : Influence des pourcentages de la pouzzolane sur la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010]

Bessenouci et col. (2009) ont étudié L'évolution des résistances mécaniques en compression des bétons à la pouzzolane naturelle, suivant des proportions variantes à hauteur de (20%, 25%, et 30%) qui est illustrée par la figure 3.3**.** Nous remarquons l'augmentation de la résistance mécanique aux différents âges de durcissement pour tous les bétons pouzzolaniques. Le pourcentage de 20 % de pouzzolane donne, à long terme, des performances mécaniques pratiquement analogues à celles du béton témoin. Cela prouve

que l'effet pouzzolanique a joué un rôle pour ce béton : l'activité pouzzolanique est le principal paramètre responsable de l'augmentation des résistances.

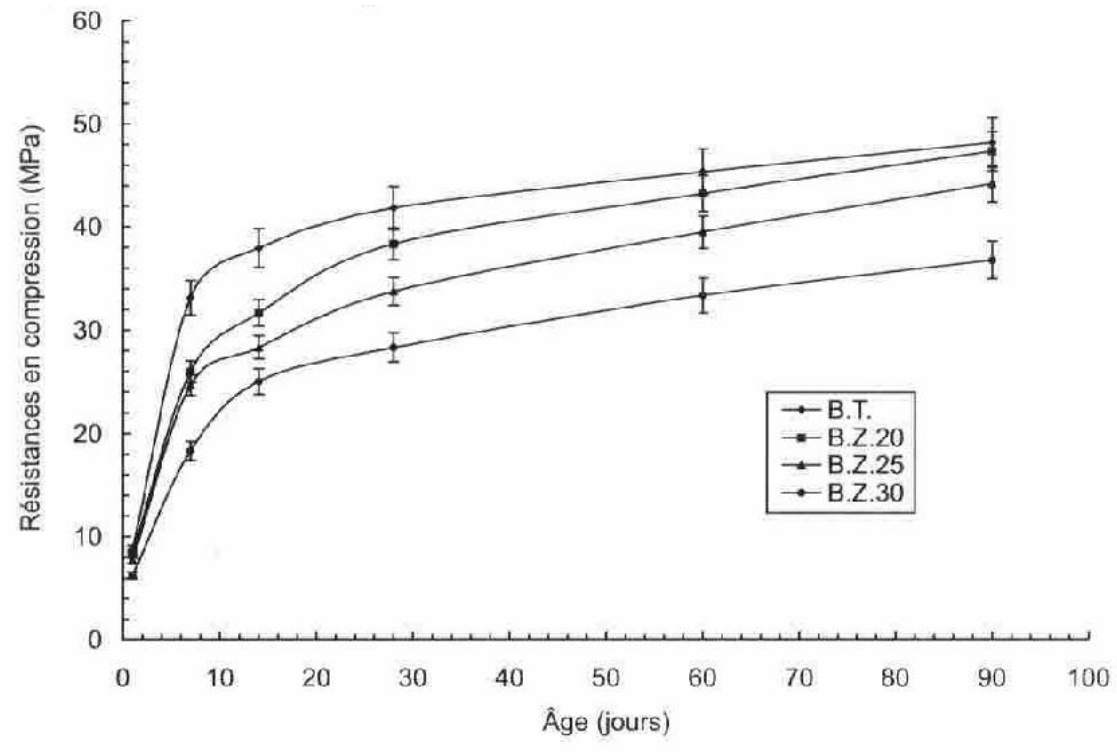


Figure 3. 3: Comparaison des évolutions des résistances en compression B.T, béton témoin ; B.Z.,20, 25, 30, béton à base de ciment pouzzolanique à un dosage de 20, 25, ou 30 % de pouzzolane [Bessenouci et col., 2009]

3.2.2 Effet des fillers calcaires :

La figure 3.4 présente l'évolution de la résistance à la compression des mortiers contenant des taux de substitution (10 – 20%) de fillers calcaires en fonction de l'âge. Nous remarquons d'après cette figure, que les résistances de ces mortiers diminuent avec le taux de substitution des fillers calcaireset restent inférieures à celle du mortier contrôle et cela pour tous les âges. Au jeune âge (02 jours), la résistance du mortier avec 10% de calcaire est très comparable à celle du mortier contrôle. Par contre, elle est atténuée de 50% par rapport au mortier contrôle pour le taux de 20 %. A 7 et 28 jours, la résistance diminue avec l'augmentation du pourcentage du calcaire. A long terme (90 jours), on note une réduction importante de la résistance pour la substitution de 20% de calcaire comparativement à celle de 10% de calcaire.

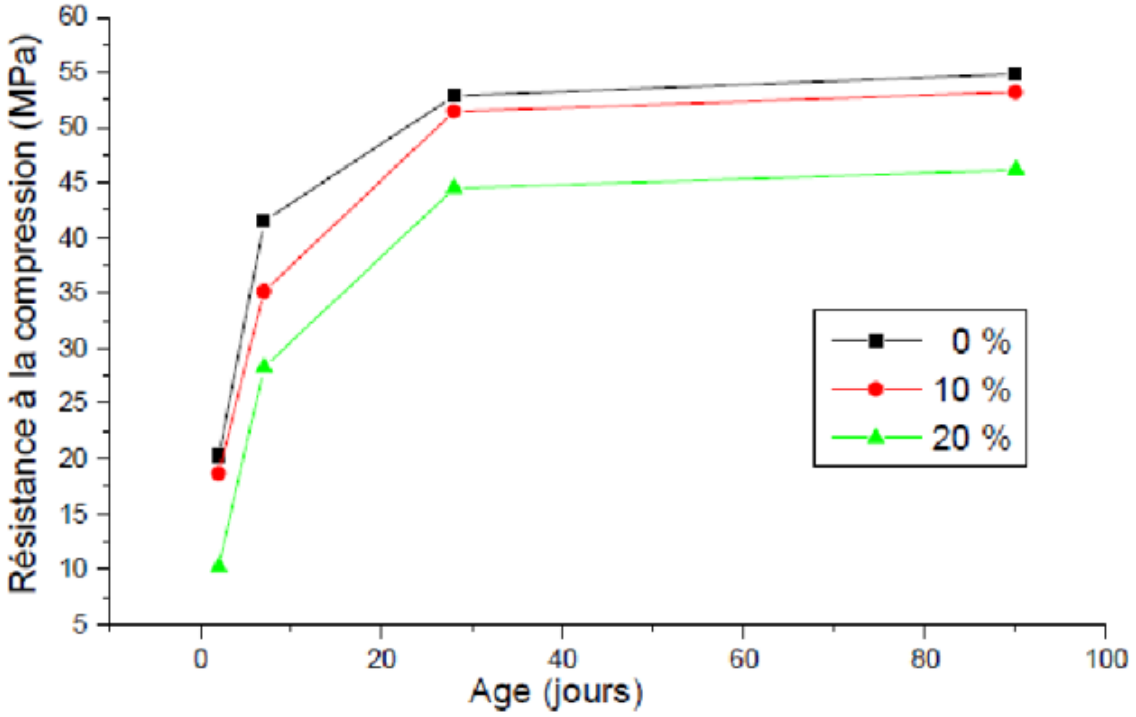


Figure 3. 4 : Evolution de la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010]

Kerbouche et col. (2010) ont étudié l'effet des fillers calcaires sur la résistance à la compression des mortiers aux différentes échéances (figure 3.5). A 2 jours, la différence de 8% de résistance pour le dosage de 10%, s'avère négligeable comparativement à celle de 50% pour la substitution de 20% de calcaire, ce qui la rend comparable à celle du mortier contrôle ; résultat trouvé par les chercheurs EL Khadiri et col. (2002) pour un mortier contenant 13% de calcaire. Mansour (2003) dans son étude a montré que la substitution de 10% de calcaire fait augmenter la résistance des mortiers de 5% à 2 jours comparativement à celle du mortier contrôle. Cette approche de résistance au jeune âge pour le mortier contrôle et celui contenant 10% de calcaire, peut être attribué selon plusieurs chercheurs à la réaction qui se produit entre le calcaire et le C_3A du ciment CPA pour former un carboaluminate de calcium hydraté qui se précipite dans les pores et à l'accélération de l'hydratation des C_3S due à la présence des particules de calcaire. La substitution de 10% de calcaire au ciment CPA semble la plus performante comparativement à celle de 20%, car elle réduit la perte de résistance de (50% à 8%) à 2 jours, de (32% à 15 %) à 7 jours, de (16 % à 3 %) à 28 jours et de (16 % à 3 %) à 90 jours et cela par rapport à la résistance du mortier contrôle.

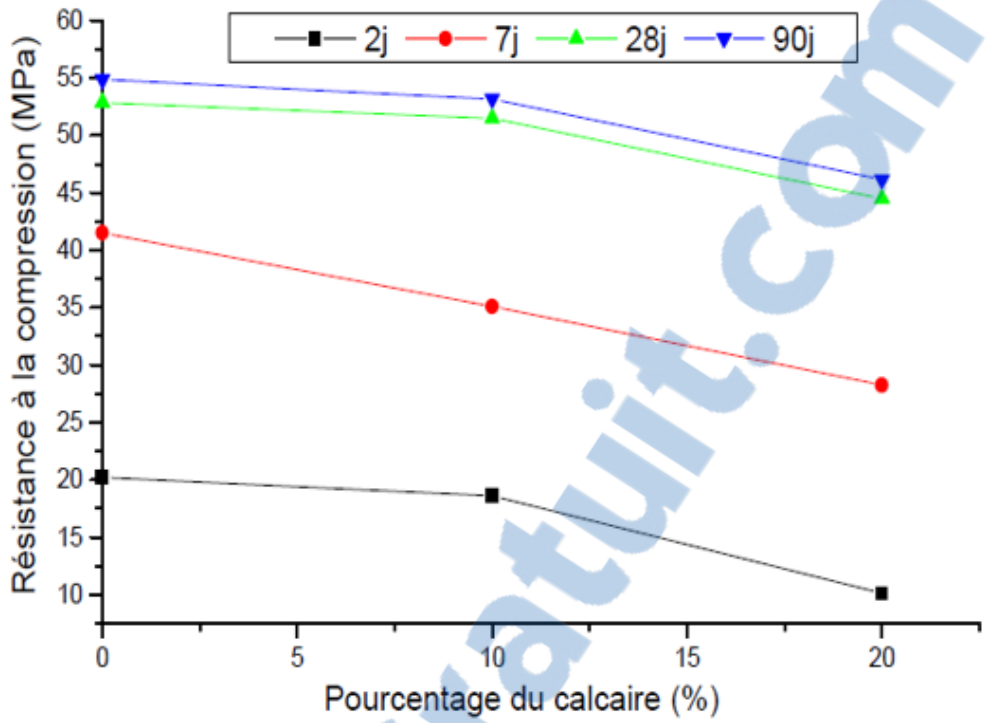


Figure 3. 5 : Influence des fillers calcaires sur la résistance à la compression [Kerbouche et col., 2010]

Nikbin et col. (2014) ont étudié l'influence des fillers calcaires sur la résistance à la compression des bétons. La figure 3.6 montre la tendance de la variation de la résistance à la compression par rapport aux pourcentages des fillers pour deux différents rapports E/C dans les mélanges du béton auto plaçant. Comme il peut être observé, l'augmentation de la teneur en fillers de calcaire, conduit à une augmentation de la résistance à la compression. Le même résultat a été rapporté concernant le béton auto plaçant par Rozière et col. (2007). La principale raison de l'augmentation de la résistance à la compression est que la densité du mélange béton auto plaçant s'accroit avec l'augmentation de la teneur en ajout. Aussi l'augmentation de la teneur en fillers calcaires améliore l'adhérence entre l'agrégat et la pâte qui provoque la résistance à la compression.

Rapport-Gratuit.com

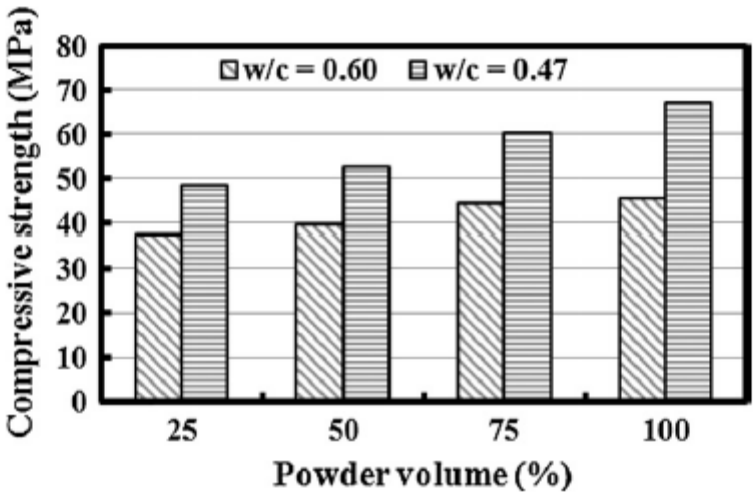


Figure 3. 6 : Influence du pourcentage des fillers calcaires sur la résistance à la compression [Nikbin et col., 2014]

Zaitri et col. (2015) ont présenté sur la figure 3.7 les résultats des essais de la résistance à la compression effectués sur des bétons ordinaires contenant différents pourcentages de calcaire en fonction de l'âge. A partir des résultats obtenus, nous remarquons, pour tous les bétons, une augmentation évolutive de la résistance à la compression avec l'age du béton. Aussi, nous observons que les bétons étudiés présentent des résistances en compression acceptables aux jeunes âges et des performances mécaniques satisfaisantes en compression. D'après la figure 3.7, on constate que l'évolution de la résistance en compression en incorporant divers taux de calcaire présente la même allure, quel que soit l'âge des éprouvettes, à 7, 14 et 28 jours des bétons testés. Nous remarquons aussi que l'ajout de calcaire de 5% et 10% pour le béton ordinaire améliore la résistance à la compression des bétons étudiés à moyen et à long terme par rapport au béton témoin. Le facteur le plus responsable de cette légère amélioration de la résistance mécanique serait bien sûr : la grande finesse du calcaire utilisé qui remplit un maximum de vides entre les grains de ciment et les granulats. Ensuite, on note après 10% et particulièrement à 12.5 et 15% de fines calcaires, une chute de la résistance à la compression du béton ordinaire qui toutefois, reste supérieure à celle de béton ordinaire témoin. Par ailleurs, nous constatons que pour un ajout de calcaire au-delà de 15%, la résistance à la compression obtenue est toujours plus faible à celle du béton ordinaire témoin.

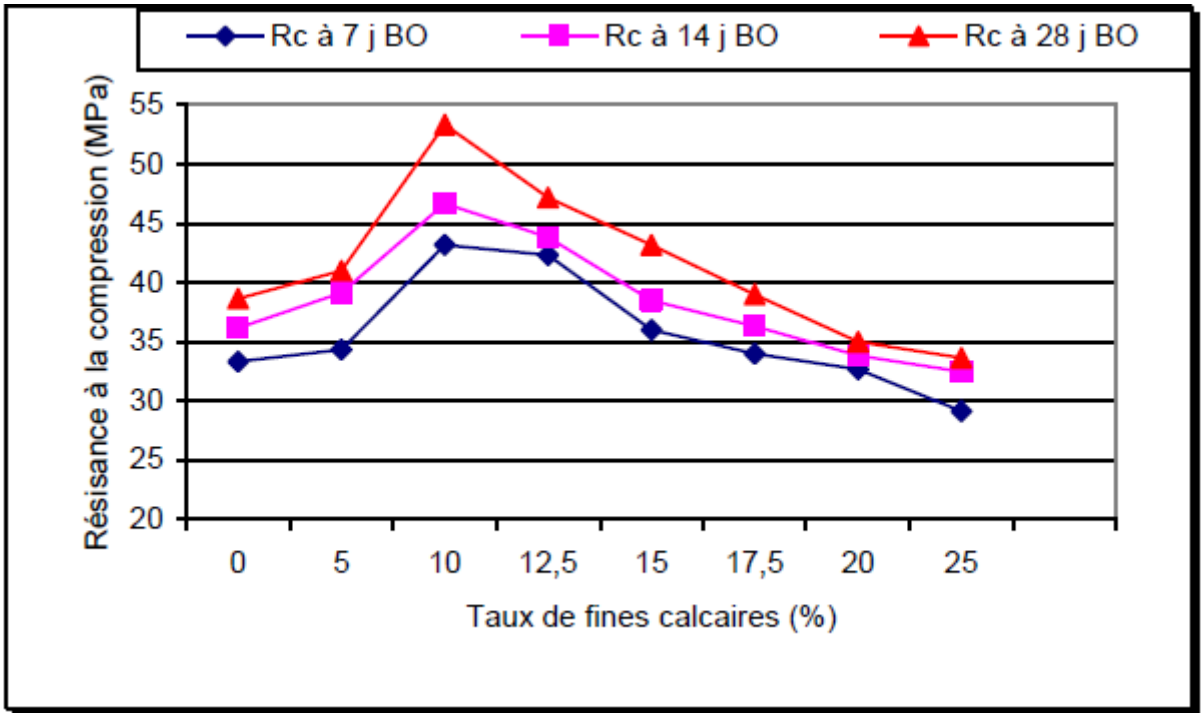


Figure 3. 7: Variation de la résistance à la compression des bétons ordinaires en fonction du taux de calcaire [Zaitri et col., 2015]

3.3 INFLUENCE DU RAPPORT E/C SUR LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE

Gonçalves et col. (2007) ont étudié l'influence du rapport E/C sur le module d'élasticité statique d'un mortier. Un rapport constant agrégat fin/ciment de 1,5/1 (en poids) a été utilisé tout le long de l'étude pour préparer le mortier de ciment. Les rapports E/C (poids) étaient de 0,4 et 0,5. Le tableau 3.1 montre l'influence des rapports E/C sur les modules d'élasticités. Des différences statistiques significatives (à 95% de confiance) ont été observées en ce qui concerne l'influence du rapport E/C utilisé dans le mortier. En général, pour chaque augmentation du rapport E/C résulte une diminution du module d'élasticité.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 3. 1 : Influence de la variation du rapport E/C sur le module d'élasticité [Gonçalves et col., 2007]

Mélanges		Le module d'élasticité (GPa)
	E/C	
NFA-C	0.4	26.6
MFA-IC-U	0.4	28
MFAIC-C	0.4	26
MFA-CC-U	0.4	25
MFA-CC-C	0.4	24.8
NFA-C	0.5	24.6
MFA-IC-U	0.5	27.7
MFAIC-C	0.5	25
MFA-CC-U	0.5	24.1
MFA-CC-C	0.5	22.6

avec :

NFA-C : Agrégat naturel

MFA-IC-U : Agrégat modifié et concassé non classifié

MFAIC-C : Agrégat modifié et concassé classifié

MFA-CC-U : Agrégat modifié et broyé non classifié

MFA-CC-C : Agrégat modifié et broyé classifié

Lino et col. (2011) ont étudié l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction des différents rapports E/C (0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5), comme indiqué sur la figure 3.8. Nous constatons que les valeurs les plus élevés du module d'élasticité dynamique sont obtenus pour le rapport E/C le plus faible.

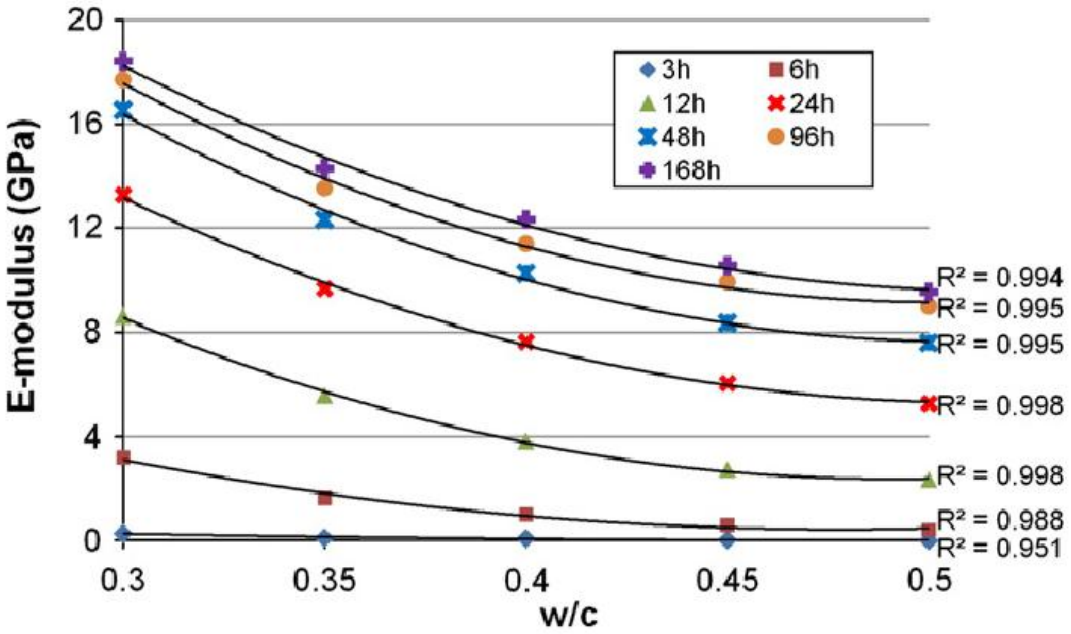


Figure 3.8 : Influence du rapport E/C sur E_d [Lino et col., 2011]

Vladimir et col. (2011) ont étudié des mélanges avec l'utilisation d'un ciment portland CEM II/B-L 32.5 N. les mélanges sont préparés en variant les rapports liant/agrégats 1:3 (ciment: sable), 1:0.5:4.5 (ciment: fillers: sable) et 1:1:6 (ciment: fillers: sable) avec l'utilisation de deux types de sables (sable fin (FS) et sable grossier (CS)). Pour chaque mélange, on a trois rapports E/C. On observe que l'influence du rapport E/C apparait non seulement sur la résistance à la compression, mais également sur le module élastique. Par conséquent, sur la figure 3.9 nous constatons qu'une augmentation dans les rapports E/C résulte une diminution du module d'élasticité. Une tendance similaire a été observée par Gonçalves et col. (2007).

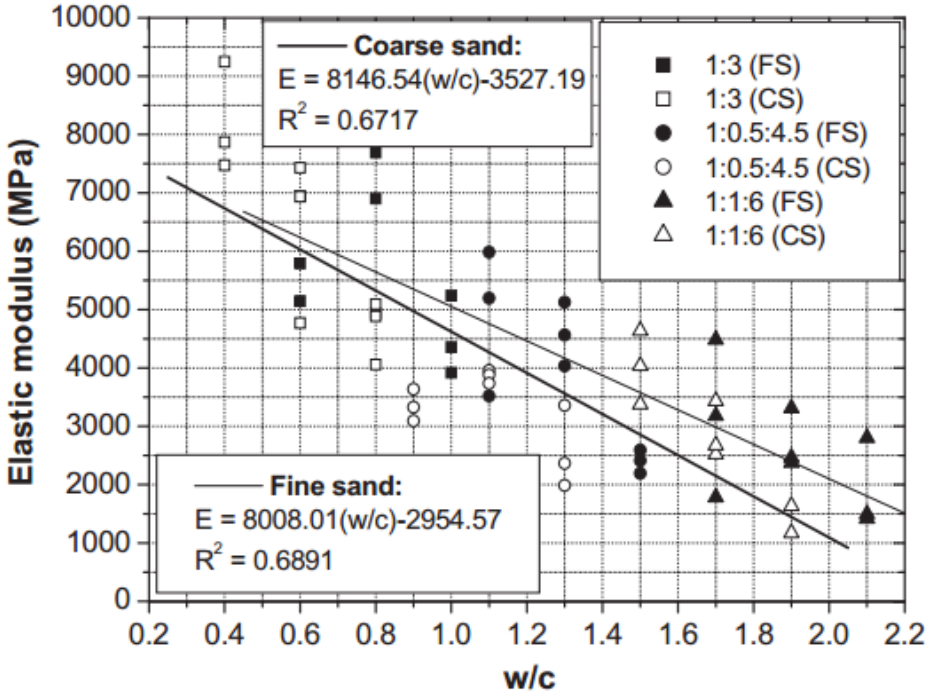


Figure 3. 9 : Le module d'élasticité E_s en fonction du rapport E/C [Vladimir et col., 2011]

Nikbin et col. (2014) ont étudié une série constituée de 8 mélanges de béton pour examiner l'effet du rapport E/C sur les propriétés mécaniques du béton quand le rapport E/C varie de 0.35 à 0.7**.** La figure 3.10 montre la relation entre le module d'élasticité dynamique et le rapport E/C des différents mélanges. Nous observons, pour tous les mélanges une augmentation évolutive du module d'élasticité dynamique avec la diminution du rapport E/C. L'augmentation du rapport E/C de 0.35 à 0.7 diminue le module d'élasticité de 60%.

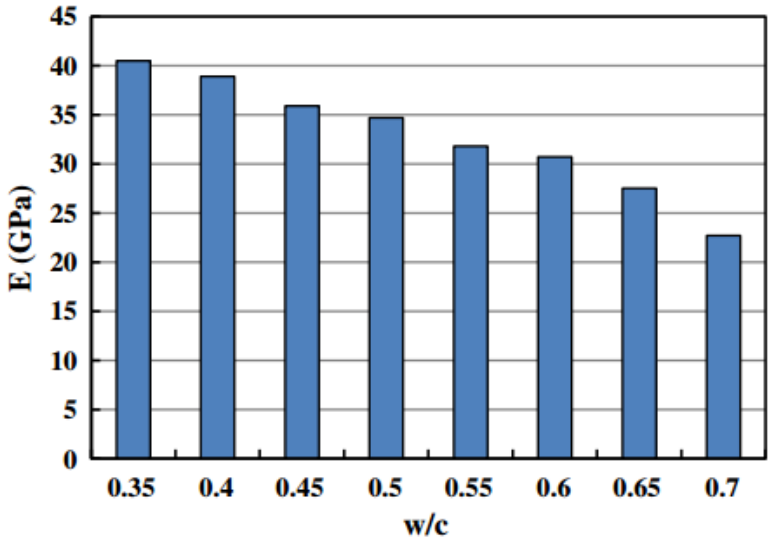


Figure 3. 10 : Le module d'élasticité en fonction du rapport E/C [Nikbin et col., 2014]

3.4 INFLUENCE DES ADDITIONS SUR LES MODULES D'ELASTICITE STATIQUE ET DYNAMIQUE

Megat Johari et col. (2011) ont étudié l'influence des ajouts cimentaires sur les modules d'élasticité statique et dynamique des bétons. Les matériaux cimentaires utilisés étaient le ciment Portland ordinaire, la fumée de silice, le métakaolin, la cendre volante et le laitièr. Les détails des proportions de mélange pour les différents bétons utilisés sont donnés dans le tableau 3.2. Le mélange de référence a été coulé en utilisant le ciment Portland ordinaire, tandis que les autres mélanges ont été préparés en remplaçant une partie du ciment par les différents ajouts cimentaires à trois niveaux différents de remplacement sur une base de masse pour masse. Un rapport optimal E/C de 0,28 a été obtenu pour le mélange de référence pour un béton à haute résistance et le même rapport E/L a été utilisé pour les autres mélanges de béton avec la même quantité de super plastifiant. Toutefois, le changement de maniabilité est dû à l'effet des différents ajouts cimentaires.

Les résultats obtenus des modules d'élasticité statique et dynamique mesurant l'élasticité à l'âge de 28 jours sont consignés dans le tableau 3.2. Il est évident que le module dynamique est supérieur au module statique. En outre, on peut généralement dire que l'effet relatif des différents ajouts cimentaires sur les modules d'élasticité statique et dynamique du béton à haute résistance n'est pas aussi important que leur effet sur la résistance à la compression, malgré la tendance généralement apparente, qu'une plus grande résistance est donnée par un plus grand module d'élasticité.

Tableau 3. 2 : Influence des additions sur les modules élastiques [Megat Johari et col., 2011]

Mélanges	Modules statiques (GPa)	Modules dynamiques (GPa)
BR	44.58	50.24
5% FS	46.08	53.46
10% FS	47.06	54.24
15% FS	48.26	54.98
5% MK	45.73	52.86
10% MK	45.5	51.78
15% MK	46.26	52.18
10% CV	43.74	49.64
20% CV	43.06	48.84
30% CV	42.36	48.22
20% L	45.04	50.96
40% L	44.84	49.15
60% L	43.09	47.56

Lino et col. (2011) ont étudié l'influence des fillers calcaires sur l'évolution du module d'élasticité dynamique des pâtes. Tous les matériaux utilisés pour les mélanges de pâtes pris en compte dans leur programme expérimental ont été obtenus sur le marché portugais, à savoir le ciment CEM I 42,5 R selon la norme EN 197-1 et les fillers calcaires. Tous les mélanges ont été préparés avec 320 g de liant. Tous les mélanges ont été préparés avec un rapport E/C=0.45 et en remplacant une partie du ciment par les fillers calcaires de 15% jusqu'à 45%. D'après l'analyse de la figure 3.11, nous remarquons qu'une petite substitution de fillers calcaires (f/C=0.15) donne des valeurs élevées du module d'élasticité dynamique qui augmente plus rapidement aux jeunes âges par rapport au mélange de référence (f/C=0). Aussi, nous constatons que de plus grandes additions en fillers calcaires (f/C = 0,30 et f/C = 0,45) produisent une augmentation du module d'élasticité dynamique. Cette tendance

s'explique par le fait que la substitution du ciment par les fillers calcaires conduit à des pâtes avec une compacité plus élevée. Toutefois, l'effet de l'évolution du module d'élasticité dynamique est plus visible et important entre les rapports f/C=0 et f/C=0.15 que ce qui se passe pour les valeurs plus grandes du rapport f/C.

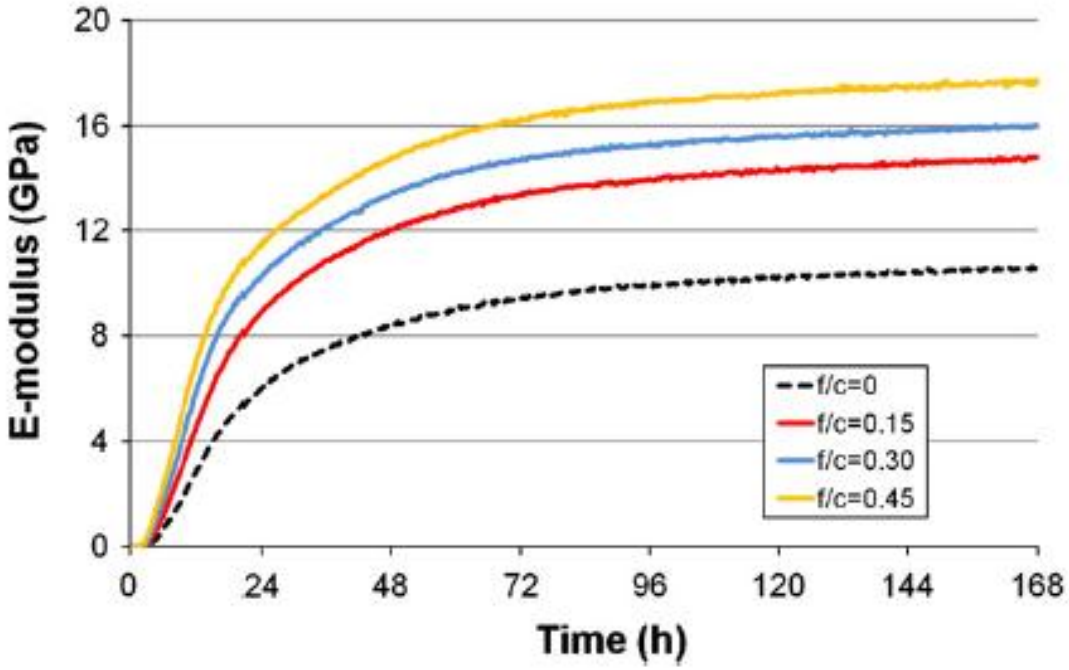


Figure 3. 11 :Influence de la teneur en filler calcaire sur l'évolution du module d'élasticité dynamique [Lino et col., 2011]

Les échantillons utilisés dans l'étude menée par Giner et col. (2012) ont été testés pour mesurer leurs fréquences de résonance longitudinale et transversale pour 28, 56 et 90 jours comme le montre la figure 3.12. Les types de bétons utilisés sont le béton de référence et les bétons avec la variation du pourcentage de la fumée de silice (5, 10 et 15%). Cette dernière est utilisée une fois comme addition c'est-à-dire en plus de la quantité du ciment et la deuxième fois comme substitution en remplaçant une partie de la quantité du ciment. Le béton de référence donne les meilleurs résultats des modules d'élasticité dynamiques par rapport aux autres bétons. Toutefois, le module d'élasticité dynamique du béton diminue lorsque le pourcentage de la fumée de silice augmente et ceci dans les deux cas qu'elle soit utilisée comme addition ou substitution.

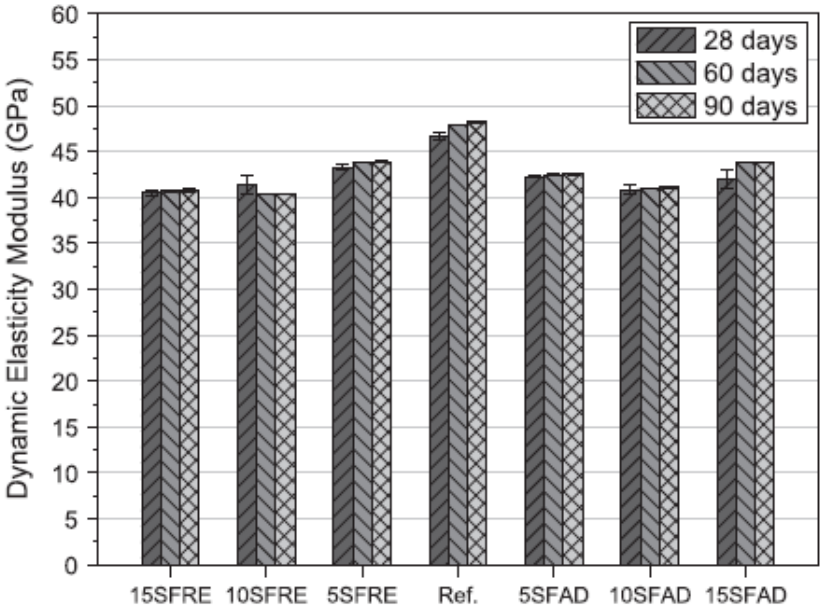


Figure 3. 12 : Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction du type d'addition [Giner et col., 2012]

Iqbal khan et col. (2012) ont étudié l'influence de la cendre volante et la micro silice sur le module d'élasticité dynamique des bétons. Les finesses de la cendre volante et la micro silice sont de 3500 m²/kg et 1800 m²/kg respectivement. La cendre volante et la micro silice ont été utilisés avec différents niveaux de substitutions. Un rapport E/C=0.3 à été adopté pour la composition des bétons binaires et ternaires. La figure 3.13 montre l'évolution du module d'élasticité dynamique à différents âges. Nous constatons sur cette figure, que le module d'élasticité dynamique E_d du béton augmente avec l'âge. Aussi, E_d diminue avec une augmentation de la teneur en cendre volante pour une teneur en micro silice fixé et ceci pour tous les âges testés. D'autre part, l'augmentation de la teneur en micro silice pour une teneur en cendre volante fixée, se traduit par une augmentation de E_d . Il est évident que jusqu'à 5% de micro silice incorporée dans le béton, la cendre volante n'a pas d'effet bénéfique sur E_d . Il est également évident, à 90 jours, que l'incorporation de la micro silice pour des teneurs plus faibles en cendres volantes n'a pas un effet remarquable sur E_d .

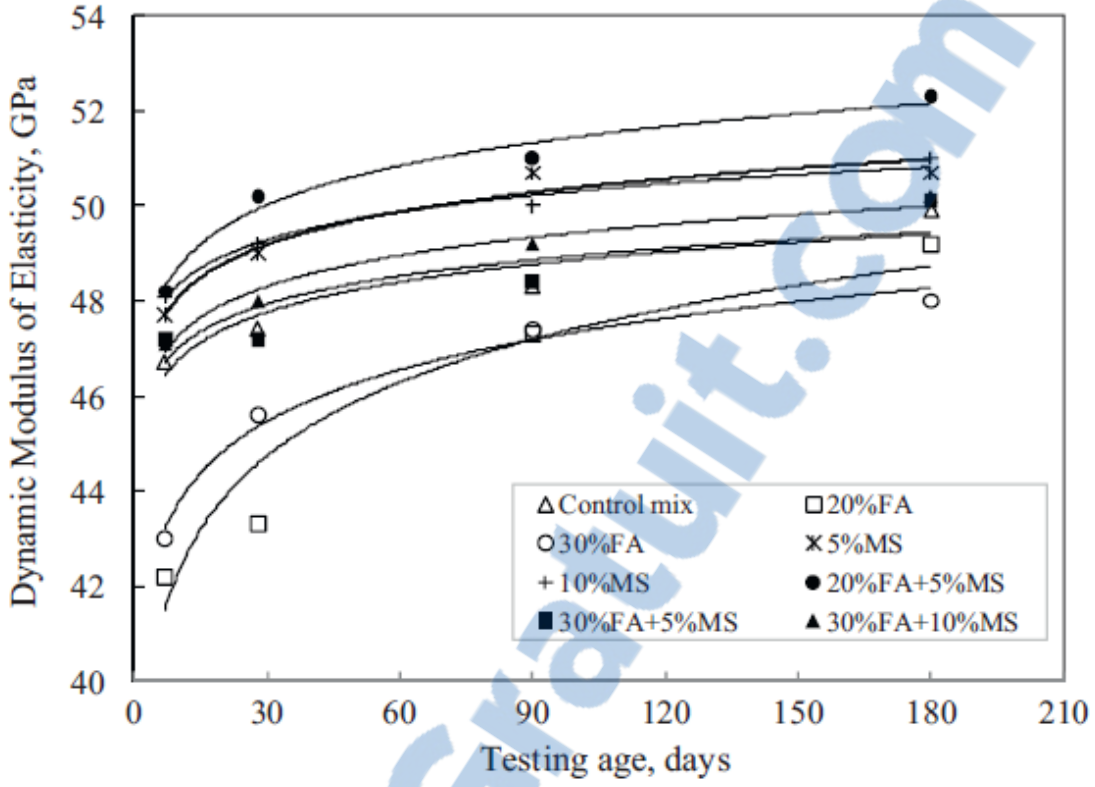


Figure 3. 13: Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction de l'age [Iqbal khan et col., 2012]

Hassan et Jones (2012) ont mesuré les propriétés dynamiques d'un béton fibré à ultra hautes performances. La proportion du mélange adoptée dans cette étude a été développée à l'École d'ingénierie de l'Université de Liverpool. Dans cette étude, un ciment Portland (CEM 1) avec une classe de résistance 52,5 N a été utilisé, ainsi que deux types de matériaux cimentaires supplémentaires, il s'agit du laitier de haut fourneau et de la fumée de silice. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 3.3. Des valeurs d'essais statiques ont été prises afin de valider les résultats de l'essai dynamique. Comme le montre le tableau 3.3, la corrélation entre les modules d'élasticité statiques et ceux déterminés à partir de l'essai dynamique est relativement bonne. Les résultats des tests de résonance présentent des valeurs supérieures à celles obtenus par la statique avec des erreurs d'environ 11 à 14%, cette méthode surestime le module d'élasticité statique du béton ordinaire.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 3. 3 : Les résultats des modules statiques et dynamiques [Hassan et Jones, 2012]

Age (jours)	Module statique (GPa)	Module dynamique (GPa)
4	48.44	50.28
7	46.70	51.13
28	48.25	51.30
58	48.51	51.99

Nikbin et col. (2014) ont étudié l'influence des fillers calcaires sur les propriétés mécaniques du béton. Afin d'établir les relations entre les propriétés mécaniques du béton auto plaçant, un programme expérimental a été conçus pour 8 types de bétons. La figure 3.14 montre l'évolution de la variation du module d'élasticité dynamique par rapport au pourcentage des fillers calcaires en volume d'une poudre pour deux différents rapports E/C. Nous constatons qu'avec une augmentation de la teneur en poudre de calcaire, le module d'élasticité dynamique du béton augmente. Cependant, cette augmentation pour les deux rapports E/C, est d'environ 9%. Ceci s'explique par le fait que l'utilisation des fillers calcaires augmente la compacité de la pâte qui compense la réduction de la teneur globale des granulats.

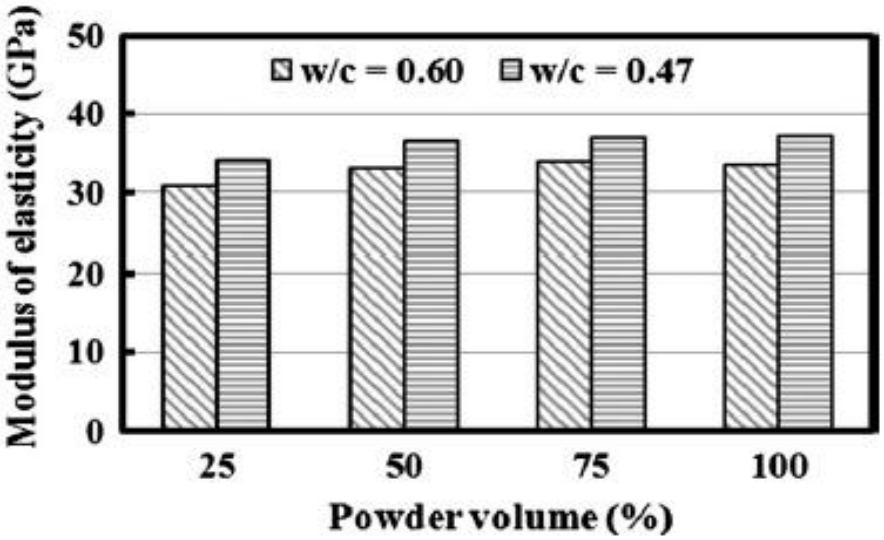


Figure 3. 14 : Le module d'élasticité en fonction du pourcentage d'addition [Nikbin et col., 2014]

3.5 RELATION ENTRE LE MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

Hansen (1986) a fait une recherche sur des bétons présentant des teneurs en pâte de 32%, 50% et des rapports E/C de 0,40 et 0,60. Le ciment a été substitué par la fumée de silice à une teneur de 20%. Cette étude a montré que le module d'élasticité statique déterminé en fonction de l'ASTM C 469 peut être estimé à partir du module d'élasticité dynamique calculé en utilisant la technique de résonance. La figure 3.15 montre un excellent accord des résultats de cette étude avec ceux obtenus par Kesler et Higuchi (1954). Il a trouvé que le module d'élasticité dynamique E_d est lié à la résistance à la compression f_{cu} par l'équation suivante :

$$E_d = 5.31\, f_{cu}^{0.5} + 5.83 \tag{3.1}$$

où:

E_d : Module d'élasticité dynamique du béton exprimé en GPa

f_{cu} : Résistance à la compression du béton sur cube exprimée en MPa.

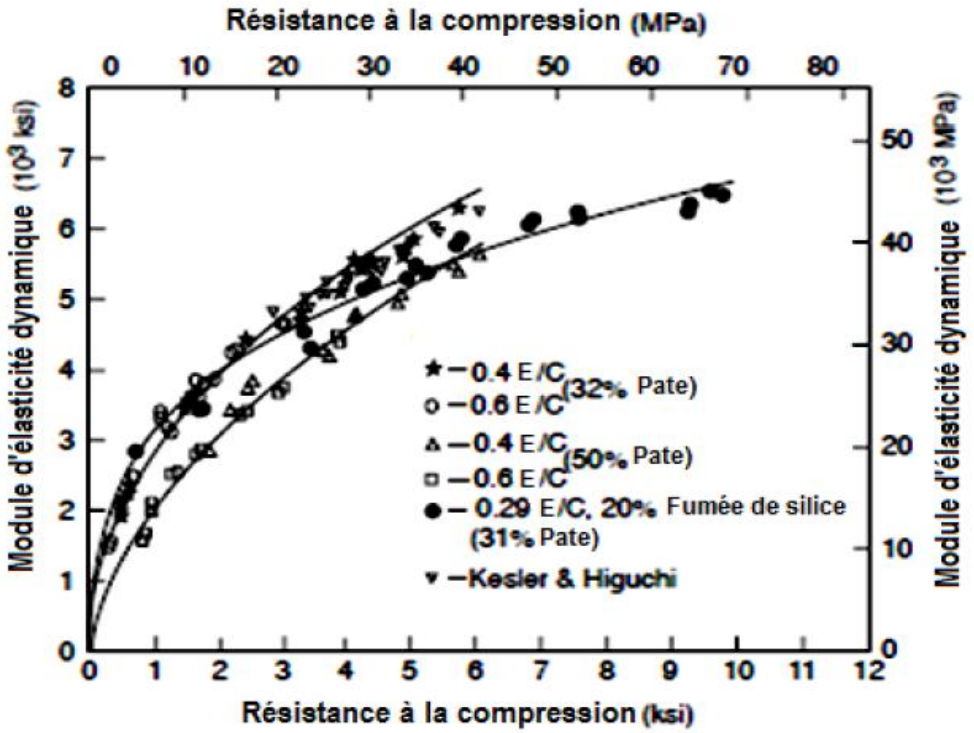


Figure 3. 15 : La relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression [Hansen, 1986]

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Ali H. Al-Amawee et Mohammed M. Salman (2006) ont fait une recherche sur la relation entre le module d'élasticité dynamique mesuré sur des éprouvettes cylindriques et prismatiques et la résistance à la compression du béton. Les figures 3.16 et 3.17 montrent l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression pour deux types de bétons, le premier est un béton ordinaire et le deuxième est un béton à haute performance en utilisant pour chaqu'un de ces bétons six types de graviers. Le béton ordinaire présente un module d'élasticité dynamique inférieur à celui du béton à haute performance. Ceci est dû à la qualité de la pâte pour le béton à haute performance ainsi que son rapport E/C qui est plus faible que celui du béton ordinaire. Ils ont montré que les modules d'élasticité dynamiques E_{d1} et E_{d2} sont liés à la résistance à la compression f_c par les expressions :

$$E_{d1} = 7.3 f_c^{0.533} \tag{3.2}$$

$$E_{d2} = 29 f_c^{0.139} \tag{3.3}$$

avec :

E_{d1} : Module d'élasticité dynamique du béton ordinaire exprimé en GPa

E_{d2}: Module d'élasticité dynamique du béton à haute performance exprimé en GPa

f_c : Résistance à la compression du béton exprimée en MPa.

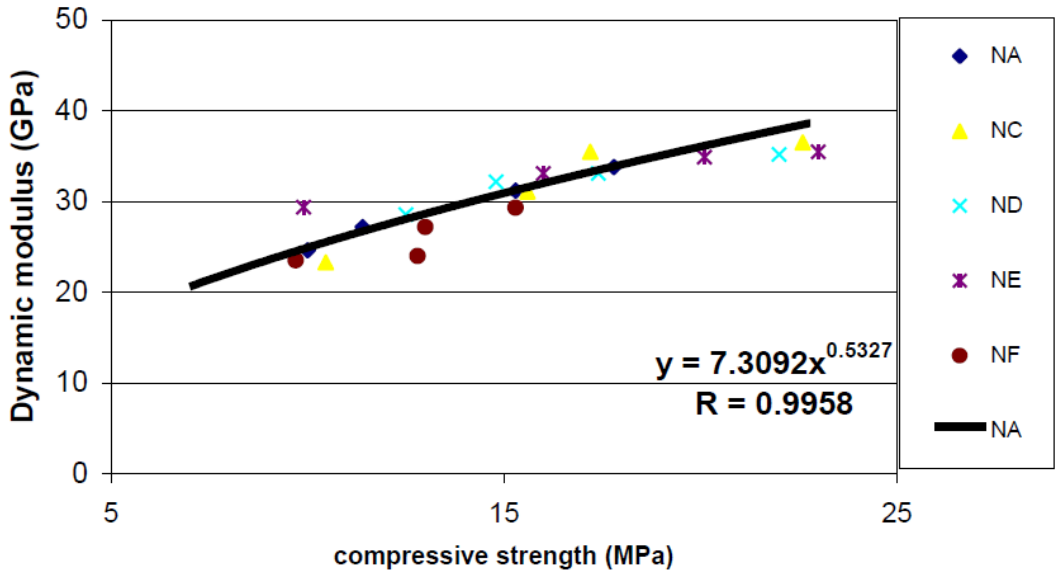


Figure 3. 16 : Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression pour le béton ordinaire [Ali H. Al-Amawee et Mohammed M. Salman, 2006]

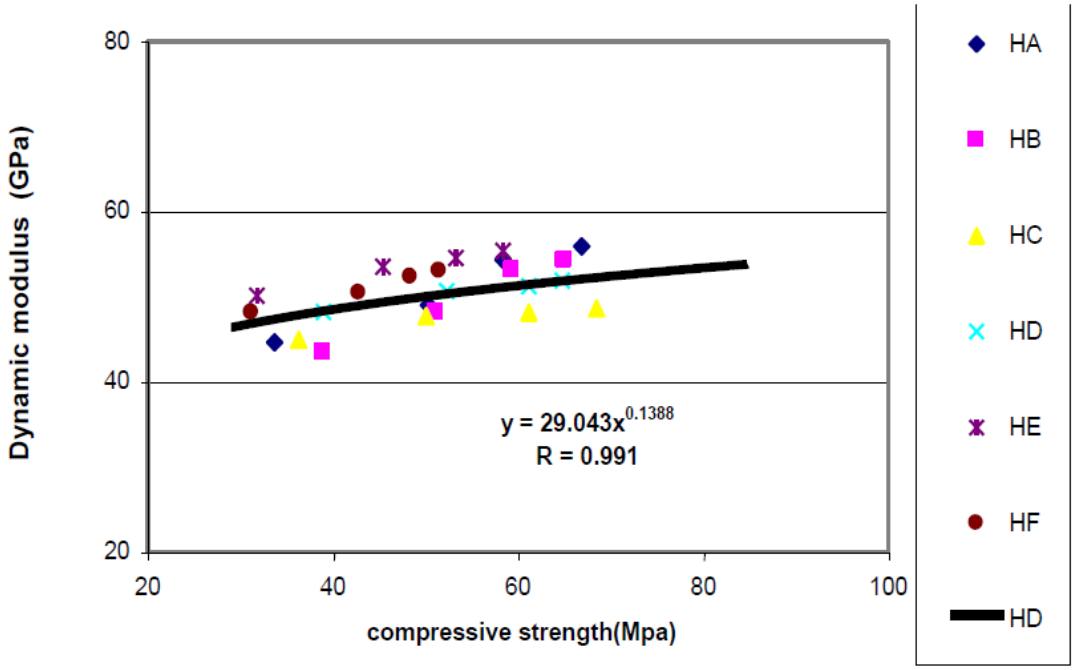


Figure 3. 17 : Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression pour le béton à haute performance [Ali H. Al-Amawee et Mohammed M. Salman, 2006]

où :

NA : Béton ordinaire à base de gravier de nature dolomitic

NB : Béton ordinaire à base de gravier de marbre (quartz)

NC : Béton ordinaire à base de gravier calcaire (pur)

ND : Béton ordinaire à base de gravier calcaire (contenant des matières organiques) du nord de l'Irak

NE : Béton ordinaire à base de gravier naturel concassé

NF : Béton ordinaire à base de gravier roulé

HA : Béton de haute performance à base de gravier de nature dolamitic,

HB : Béton à haute performance à base de gravier de marbre (quartz)

HC : Béton à haute performance à base de gravier calcaire (pur)

HD : Béton à haute performance à base de gravier calcaire (contenant des matières organiques) du nord de l'Irak

HE : Béton à haute performance à base de gravier naturel concassé

HF : Béton à haute performance à base de gravier roulé.

Megat Johari et col. (2011) ont étudié l'évolution du module d'élasticité dynamique du béton E_d(GPa) en fonction de la résistance à la compression f_{cu}(MPa) comme indiqué sur la figure 3.18. Ils ont trouvé que le module d'élasticité dynamique est lié à la résistance à la compression par l'équation suivante :

$$\mathrm{E_d} = 3.57\mathrm{f_{cu}^{1/2}} + 16.6 \tag{3.4}$$

Le coefficient de détermination R² obtenue pour l'équation 3.4 est de 0,92. Cette valeur élevée de R² indique que le module d'élasticité dynamique du béton à haute performance peut être exprimé avec succès en fonction de la résistance à la compression sur des éprouvettes cubiques par l'équation 3.4. Auparavant, Brooks et Wainwright (1983) ont trouvé que la relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression sur cubes est convenablement décrite par l'équation donnée dans CP110, qui est comme suit :

$$E_d = 2.8f_{cu}^{1/2} + 22 \tag{3.5}$$

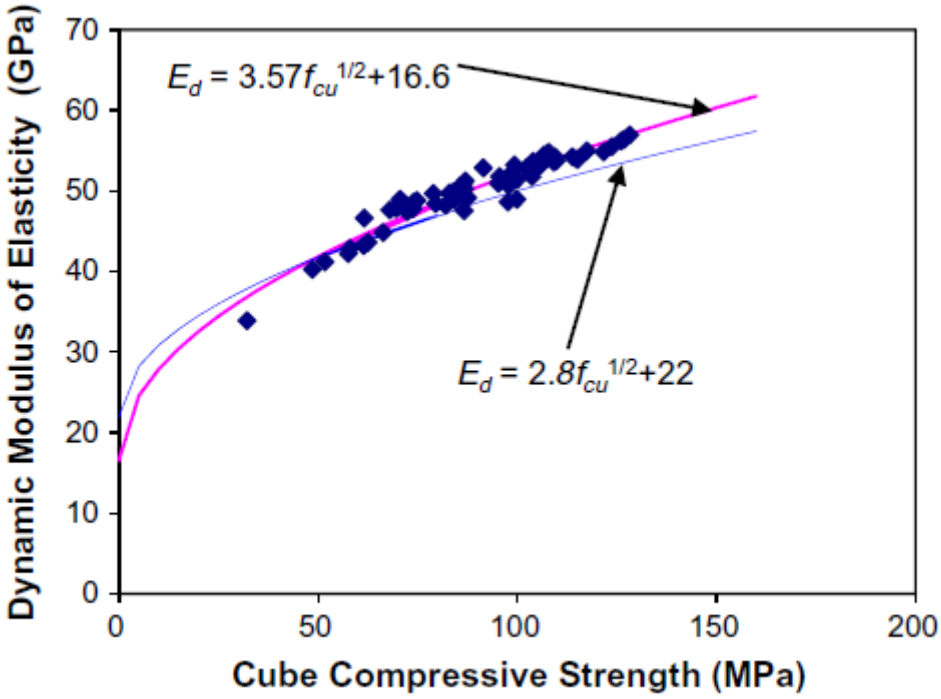


Figure 3. 18 : Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression [Megat Johari et col., 2011]

Iqbal Khan et col. (2012) ont eux aussi étudié l'évolution du module d'élasticité dynamique du béton E_d(GPa) mesuré sur des éprouvettes prismatiques 10x10x50 cm en fonction de la résistance à la compression f_{cu} (MPa) comme indiqué sur la figure 3.19. Dans cette étude les

résultats de la résistance à la compression ont été pris des travaux antérieurs de [Khan et Lynsdale, 2002]. La relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression f_{cu} est comme suit :

$$E_d = 22 f_{cu}^{0.175} \tag{3.6}$$

L'équation 3.6 est obtenue avec un coefficient de détermination R^2 de 0.60. Toutefois, la figure 3.19 montre que pour les valeurs de résistances à la compression élevées (supérieures à 85 Mpa) la corellation est meilleur que celle correspondante aux valeurs de résistances à la compression plus faibles (inférieurs à 85 Mpa).

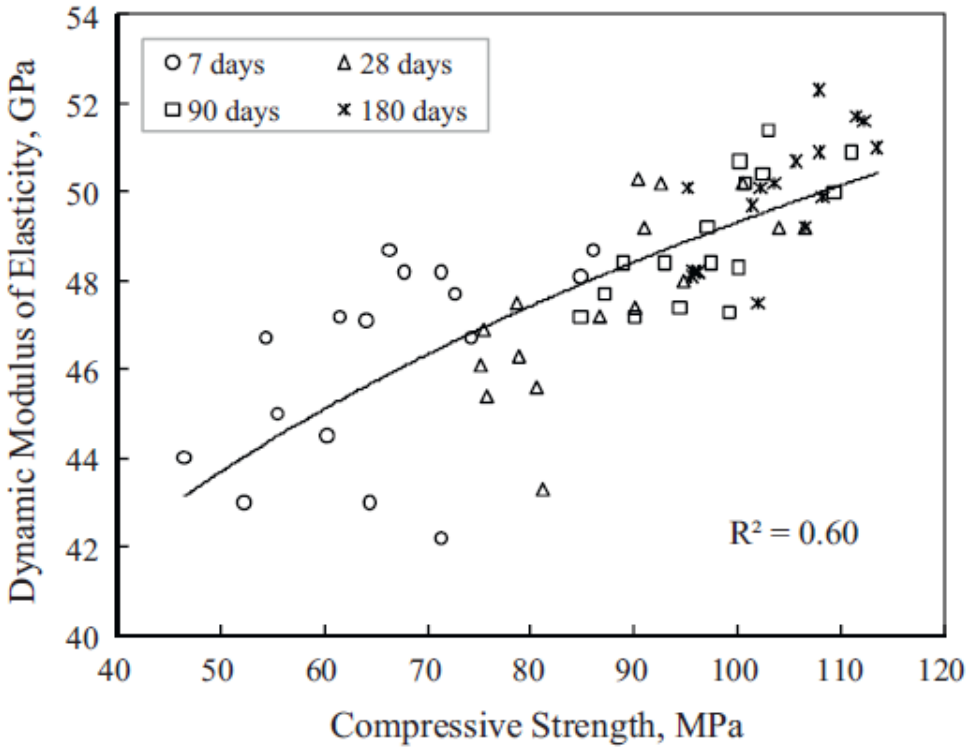


Figure 3. 19 : Le module d'élasticité dynamique du béton en fonction de la résistance à la compression [Iqbal Khan et col., 2012]

3.6 RELATION ENTRE LES MODULES D'ELASTICITE DYNAMIQUE ET STATIQUE

Popovics (1975) a suggéré une relation entre les modules d'élasticité statique E_s et dynamique E_d pour les bétons selon l'équation 3.7. Cette équation montre que le module d'élasticité statique est inférieur au module d'élasticité calculé à partir de la fréquence de résonance, cependant, cette différence est faible dès que les modules sont extrêmes (soit très petit ou très grand).

$$E_s = \mathrm{K}\, E_d^{1.4}\, \rho^{-1} \tag{3.7}$$

où ρ est la masse volumique du béton et K une constante dépendant des unités de mesure.

avec : *k = 0.23* pour l'unité internationale (psi) [Popovics, 1975].

Quelle que soit la relation entre les modules statique et dynamique, on considère qu'elle n'est pas influencée par l'entrainement de l'air, la méthode de murissement, les conditions d'essais ou le type de ciment utilisé [Neville, 1997].

Swamy et Bandyopadhyay (1975) ont proposé une autre relation empirique pour les modules élastiques du béton (Eq. 3.8) qui est actuellement acceptée comme faisant partie de la norme britannique BS8110 tests Part 2.

$$E_s = 1.25\, E_d - 19 \tag{3.8}$$

où E_s et E_d en GPa. Cette expression ne concerne pas les bétons qui contiennent plus de 500 kg de ciment par mètre cube de béton.

Lydon et Balendran (1986) ont eux aussi, établi une relation entre les modules statique et dynamique pour le béton. C'est la plus simple des relations empiriques, elle est donnée par l'équation suivante :

$$E_s = 0.83 E_d \tag{3.9}$$

Où E_s et E_d étant exprimés en GPa.

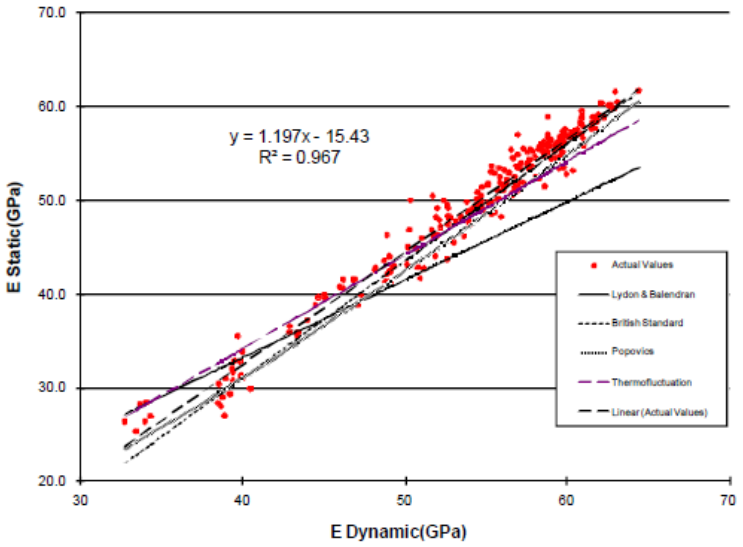
Shkolnik (1996) a proposé une relation entre les modules d'élasticité statique et dynamique pour le béton (Eq. 3.10), basée sur la théorie de la fluctuation thermique qui dépend du taux de chargement et de la température. La vibration des atomes avec une énergie cinétique moyenne provoque des contraintes sur les liaisons atomiques du même ordre de grandeur que la résistance des matériaux. Ainsi, au niveau atomique moléculaire la fracture d'un matériau est contrôlée par la rupture des liaisons atomiques à fluctuation thermique.

$$E_s = E_d - 5864 \tag{3.10}$$

Avec E_d et E_s en MPa.

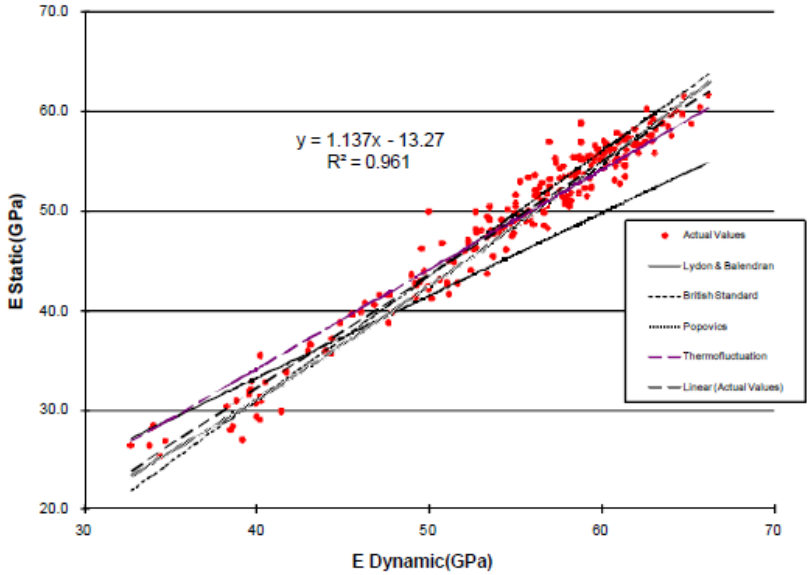
Popovics et col. (2008) ont suggéré quelques relations entre les deux modules d'élasticité statique et dynamique. Les relations entre ces deux modules sont présentées sur les figures 3.20, 3.21 et 3.22. Les erreurs absolues moyennes (en GPa) pour chaque ajustement sont

également reportées sur ces figures. La figure 3.20 donne une comparaison entre les modules d'élasticité statiques E_s obtenus par l'ASTM C469 en fonction des modules d'élasticité dynamiques E_d obtenus par l'ASTM C215 en utilisant la résonance longitudinale sur cylindres de béton, la figure 3.21 présente une comparaison entre les modules d'élasticité statiques E_s obtenus par l'ASTM C469 en fonction des modules d'élasticité dynamiques E_d obtenus par l'ASTM C215 en utilisant cette fois ci la résonance transversale sur cylindres de béton et la figure 3.22 montre elle aussi une comparaison entre les modules d'élasticité statiques E_s obtenus par l'ASTM C469 en fonction des modules d'élasticité dynamiques E_d obtenus par Love's correction en utilisant la résonance longitudinale sur cylindres de béton. Les données utilisées sont obtenues à partir de CTL Group. En général, les données montrent une tendance linéaire ainsi que la dépendance entre E_s et E_d dans toute la gamme des valeurs des modules d'élasticité. Pour les trois ensembles de données, la tendance proposée par les auteurs montre qu'il s'agit du meilleur ajustement (plus petites erreurs absolue moyennes) et l'équation proposée par Lyndon et Balendran indique un faible ajustement (plus grandes erreurs absolue moyennes), il apparaît, que cette équation est inapproprié pour le béton à haute résistance. Les trois équations qui restent montrent un ajustement raisonnable où l'erreur absolue moyenne est toujours inférieure à 2 GPa. La meilleure ligne d'ajustement présente une erreur absolue moyenne inférieure à 1,3 GPa. Il est intéressant de noter que les prédictions données par la norme ASTM C215 utilisant la résonance transversale montrent une erreur plus élevé d'environ 10% par rapport à la ligne d'ajustement, ce qui signifie que les données de résonance transversales peuvent présenter un degré élevé de dispersion.



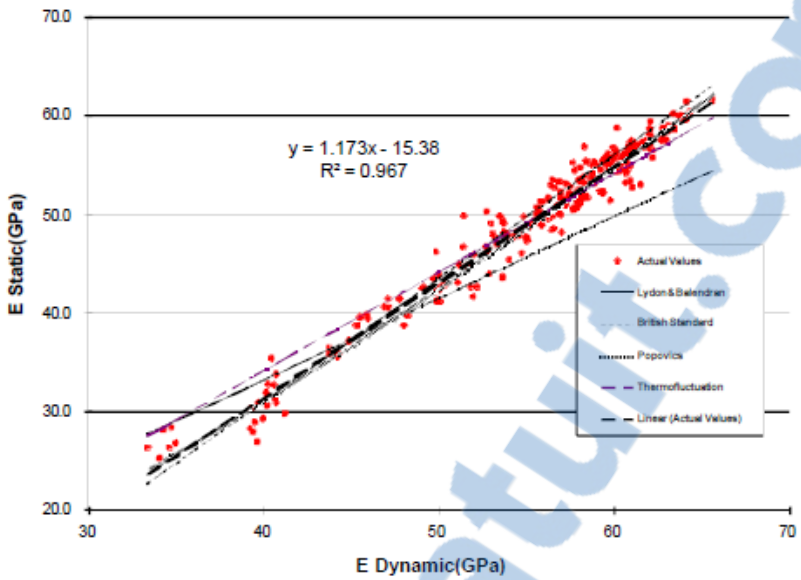
Lydon & Balendran	British Standard	Popovics	Thermofluctuation	Fitted line
4.758	1.363	1.885	1.943	1.176

Figure 3. 20 : Comparaison entre E_s (ASTM C469) et E_d (ASTM C215 utilisant la résonance longitudinale) [Popovics et col., 2008]



Lydon & Balendran	British Standard	Popovics	Thermofluctuation	Fitted line
4.044	1.524	1.410	1.500	1.280

Figure 3. 21 : Comparaison entre E_s (ASTM C469) et E_d (ASTM C215 utilisant la résonance transversale) [Popovics et col., 2008]



Lydon & Balendran	British Standard	Popovics	Thermofluctuation	Fitted line
4.020	1.362	1.192	1.575	1.175

Figure 3. 22 : Comparaison entre $\boldsymbol{E_s}$ (ASTM C469) et $\boldsymbol{E_d}$ (Love's correction utilisant la résonance longitudinale) [Popovics et col., 2008]

Megat Johari et col. (2011) ont établi une relation entre les deux modules d'élasticité statique et dynamique. La relation entre ces deux modules est représentée sur la figure 3.23. Il est clair que le module d'élasticité statique pourrait être en rapport avec le module d'élasticité dynamique selon l'équation 3.11 suivante :

$$E_s = 0.88E_d \tag{3.11}$$

avec E_s et E_d en GPa.

Cette équation peut être utilisée pour estimer le module d'élasticité statique à partir du module d'élasticité dynamique d'un béton à haute performances contenant des ajouts cimentaires.

Rapport-Gratuit.com

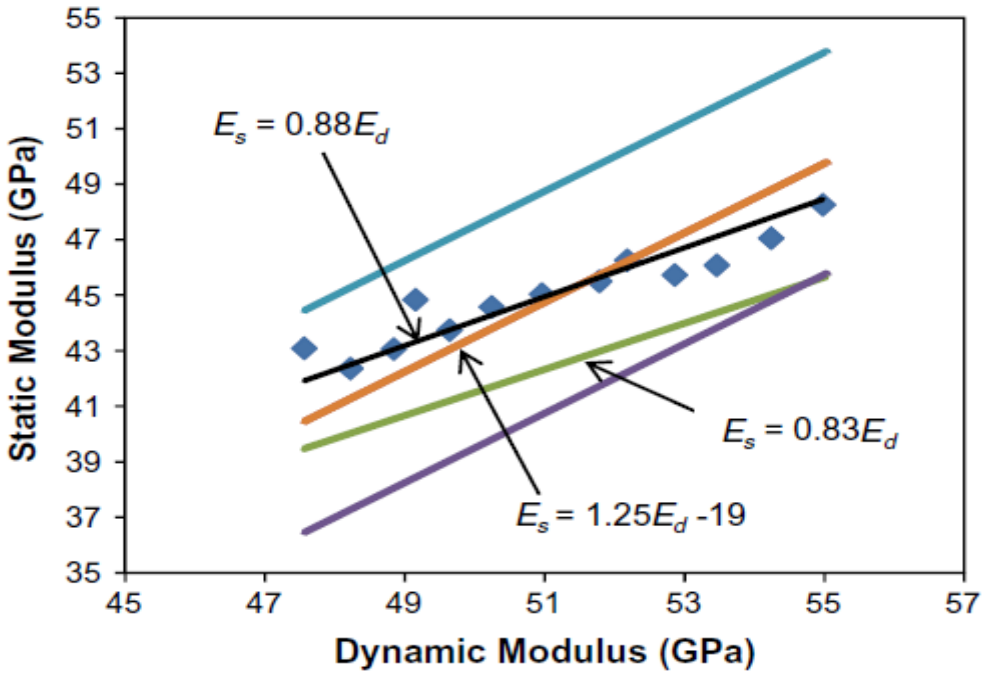


Figure 3. 23 : La relation entre les modules d'élasticité statique et dynamique [Megat Johari et col., 2011]

3.7 RELATION ENTRE LA POROSITE ET LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

Odler et M. R~Bler (1985) ont étudié la relation entre la porosité et la résistance à la compression sur des éprouvettes préparées par compactage et seule la porosité a pu être déterminée avec une précision suffisante. Sur la Figure 3.24 les résistances à la compression des deux échantillons coulés et pressés sont tracées en fonction de la porosité. Il semble que dans les deux séries d'échantillons, cette relation peut être de nouveau exprimée plus précisément sous forme de parcelles linéaires. Une comparaison entre les deux ensembles de données a révélée qu'à l'égalité des porosités, les résistances à la compression d'échantillons pressés sont nettement inférieures à celles réalisés par coulage. Ainsi, il apparaît que, en plus de la porosité, la procédure utilisée pour la préparation des spécimens pour test est un autre facteur qui influ sur la résistance à la compression résultante.

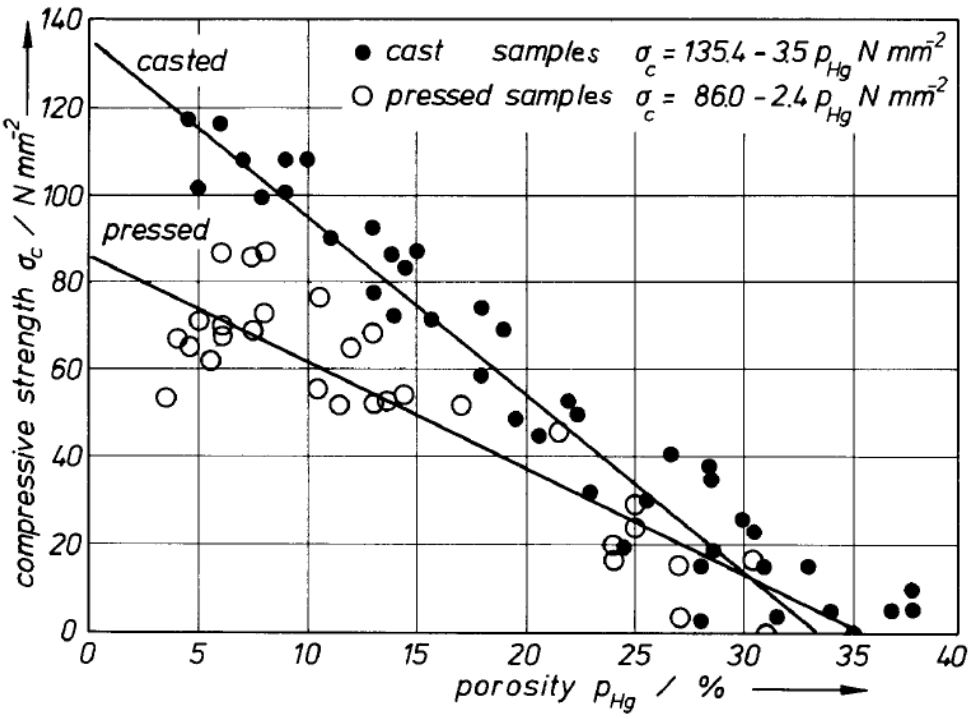


Figure 3. 24 : La relation entre la porosité et la résistance à la compression [Odler et M. R~Bler, 1985]

Ahmad Khokhar et col. (2010) ont étudié la relation entre la porosité et la résistance à la compression sur une série de 7 types de bétons. Deux types d'additions ont été utilisés, le laitier aux substitutions de 50%, 50% optimisé, 75% et 75% optimisé et un remplacement du ciment par la cendre volante aux proportions de 50% et 50% optimisé. Les Figures 3.25 et 3.26 décrivent l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la porosité et montrent que l'augmentation de la résistance à la compression est bien en corrélation avec la diminution de la porosité de la matrice cimentaire pour le béton de référence et les mélanges avec addition de laitiers. Cette observation nous indique que la porosité de ces différentes compositions est caractérisée par des pores de tailles différentes, qui constituent l'un des principaux facteurs qui peuvent influer sur la résistance d'un matériau cimentaire. Toutefois, cette observation n'est pas vrai pour le béton à base de 50% de cendre volante, qui peut être décrit comme ayant une très faible résistance à la compressionmême à 28 jours, en raison du ralentissement de l'activité pouzzolanique des cendres volantes, alors que dans le cas du béton avec 50% optimiser de cendre volante, cette corrélation est en accord avec les autres mélanges.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

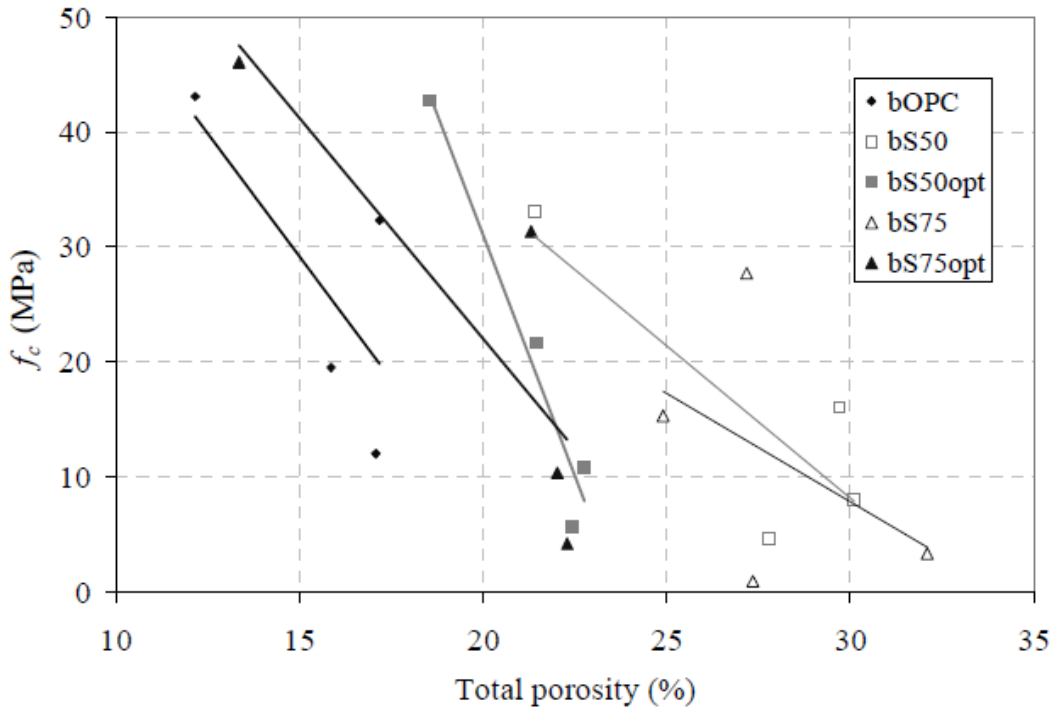


Figure 3. 25 : Relation entre la porosité et la résistance à la compression (béton avec laitier) [Ahmad Khokhar et col., 2010]

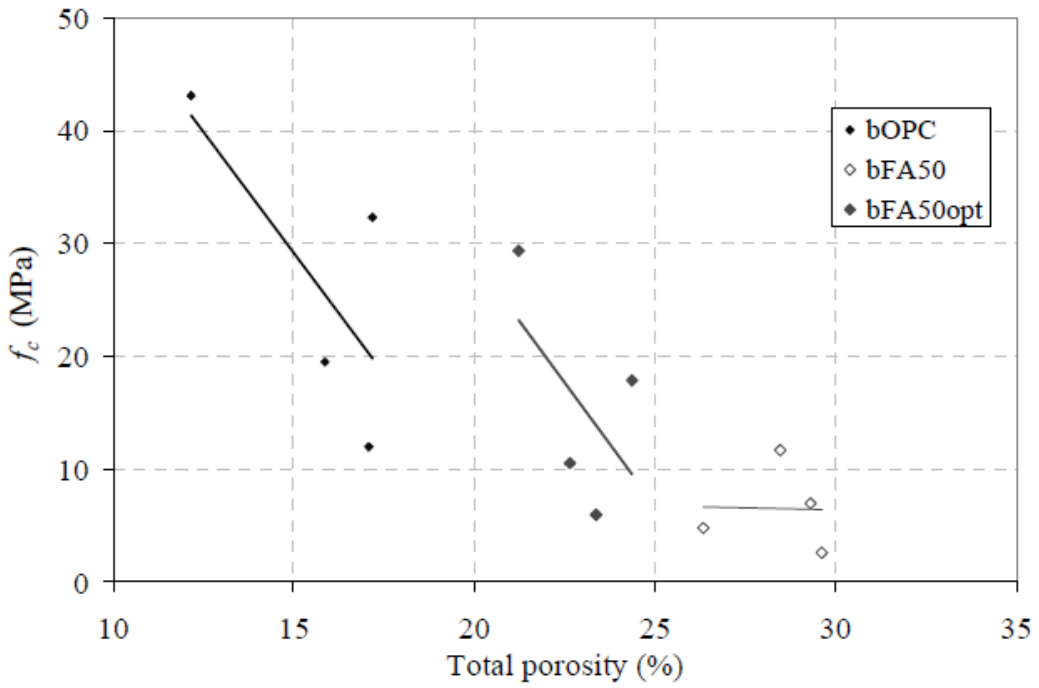


Figure 3. 26 : Relation entre la porosité et la résistance à la compression (béton avec cendre volante) [Ahmad Khokhar et col., 2010]

Véronique Baroghel-Bouny (2013) a évalué la durabilité « potentielle » de la porosité accessible à l'eau sur éprouvettes de béton conservée à l'eau en fonction de la résistance à la compression. Afin d'illustrer la pertinence des classes proposées pour l'indicateur porosité accessible à l'eau et de mettre en évidence le domaine de valeurs couvert par ce paramètre, les résultats expérimentaux obtenus sur une large gamme de bétons sont présentés sur la figure 3.27 en fonction de la résistance moyenne à la compression. Les classes proposées figurent elles aussi sur cette figure.

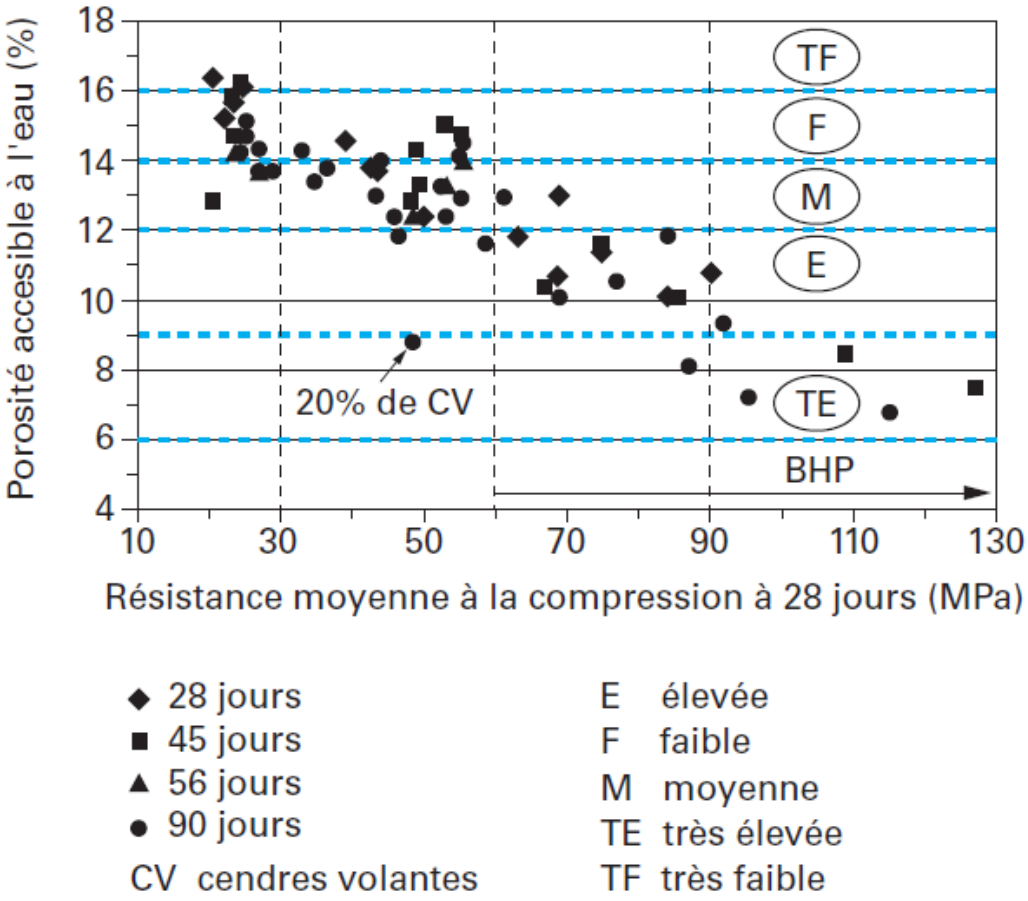


Figure 3. 27 : Classes de durabilité « potentielle » et valeurs expérimentales de porosité accessible à l'eau en fonction de la résistance moyenne à la compression [Véronique Baroghel-Bouny, 2013]

3.8 CONCLUSION

Plusieurs travaux utilisant la méthode de fréquence de résonance ont été présentés dans ce chapitre. Les auteurs se sont apparentés dans la dépendance du module dynamique par rapport à la résistance du béton et les conditions qui influent sur cette résistance comme les

additions. Les résultats ont montré une certaine commodité dans les cas où l'échantillon testé est une pâte de ciment et des interprétations plus ou moins difficiles dans le cas du matériau béton, vu sa nature complexe et vu l'addition de nouveaux matériaux avec la pâte de ciment. Pour cela, il est important de prendre un soin spécial dans toutes les étapes qui rentrent dans l'application de cette méthode qui va nous servir à générer des corrélations entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression du béton et aussi entre les modules d'élasticité dynamique et statique et de voir entre autre la relation entre la porosité accessible à l'eau et la résistance à la compression. Les caractéristiques du béton sont influencées beaucoup par les propriétés des constituants. La caractérisation des matériaux utilisés pour la confection des bétons ainsi que celle des bétons étudiés fera l'objet du chapitre quatre suivant.

CHAPITRE 4 : CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES ET DES BETONS ETUDIES

4.1 INTRODUCTION

La qualité du béton est intimement liée à celle de ses constituants et particulièrement les granulats puisqu'ils occupent les trois quarts de son volume, il n'est pas étonnant que la qualité de ces derniers revête une grande importance. Non seulement les granulats peuvent limiter la résistance du béton, mais, selon leurs propriétés, ils peuvent affecter la durabilité et les performances structurales du béton. Les granulats sont donc, un constituant essentiel des bétons qui conditionne à la fois leurs caractéristiques et leur coût. Leur élaboration relève des industries extractives. En fait, on ne peut confectionner un béton résistant avec des granulats dont les propriétés sont médiocres.

4.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT

4.2.1 Composition chimique et minéralogique

Nous avons utilisé dans cette étude un ciment de type CPJ CEM II/A 42.5 à base de la pouzzolane naturel (13 à 20%) qui répond à la norme Algérienne NA 44, de la Société des Ciments de Béni-Saf appartenant à la wilaya de Ain-Temouchent. Les détails de ces compositions, chimique et minéralogique (Bogue) sont présentés dans les tableaux 4.1 et 4.2 respectivement. Les analyses ont été réalisées au laboratoir de l'usine de fabrication du ciment.

Tableau 4. 1: Composition chimique du ciment (%)

S_iO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	Cl	P_2O_5	TiO_2	LOI
22,17	6,18	3,62	59,45	1,05	2,63	0,49	0,19	0,004	0,18	0,43	2,62

Tableau 4.2: Composition de Bogue minéralogique du ciment (%)

C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
52.63	23.68	8.66	10.71

Le CPJ CEM II/A 42.5 se caractérise par une très forte teneur en CaO et au contraire une très faible teneur en Al_2O_3 (conduit à une faible quantité de C_3A + C_4AF).

4.2.2 Caractéristiques physico – mécaniques

4.2.2.1 Masses volumiques (apparente et absolue)

Les masses volumiques (apparente et absolue) ont été déterminées conformément à la norme NF P 18-558. Nous avons utilisé deux méthodes pour le calcul de la masse volumique absolue : la méthode du densitomètre Le Chatelier ainsi que celle du pycnomètre à liquide et pour chacune d'entre-elles nous avons réalisé trois essais. Les résultats des masses volumiques apparente et absolue sont récapitulés dans le tableau 4.3.

4.2.2.2 Essai de consistance

L'objectif de cet essai est de déterminer, pour le ciment CPJ CEM II/A 42.5 que nous avons utilisé, la quantité d'eau nécessaire pour obtenir la consistance désirée. Cette dernière a été mesurée par l'appareil Vicat conformément aux prescriptions de la norme NF EN 196-3.

Les résultats concernant la consistance sont résumés dans le tableau 4.3.

4.2.2.3 Essai de prise

Nous avons réalisé l'essai de l'aiguille Vicat à l'aide de la méthode expérimentale normalisée (NF EN 196-3) qui permet de suivre l'évolution de la structuration de la pâte de ciment et notamment le moment de sa prise, comprise entre deux échéances : le temps de début et de fin de prise Vicat, définis par des hauteurs normalisés d'enfoncement de l'aiguille. Trois essais simultanés à l'aiguille Vicat ont été réalisés sur la pâte de ciment étudiée.

Le temps de début de prise Vicat est indiqué sur le tableau 4.3.

4.2.2.4 Essais mécaniques sur les mortiers normalisés

Pour chaque échéance 2, 7 et 28 jours, nous avons effectué l'essai sur trois éprouvettes prismatiques 4 x 4 x 16 cm avec le mortier normalisé, préparé conformément aux prescriptions de la norme EN 196-1.

Les essais de flexion et compression ont été réalisés sur le portique universel didactique controlab (Réf SDB 3601). Il comporte un cadre métallique avec différents perçages et un vérin hydraulique d'une capacité de 160 kN qui peut être à la fois utilisé en compression avec une vitesse de mise en charge de 2400 N/s ± 200 N/s, en flexion et en traction à une échelle de 10 kN à une vitesse de mise en charge de 50 N/s ± 10N/s.

Les résultats concernant les essais physico - mécaniques sont récapitulés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3: Caractéristiques physico - mécaniques du ciment

Masse volumique apparente (kg/m^3)		953
Masse volumique absolue (Densitomètre le Chatelier) (kg/m^3)		2980
Masse volumique absolue (pycnomètre à liquide) (kg/m^3)		2985
Consistance (%)		27.5
Début de prise		2h :55
Résistance à la compression (MPa)	2 jours	17.80
	7 jours	33.80
	28 jours	48.70
Résistance en flexion (MPa)	2 jours	3.49
	7 jours	5.72
	28 jours	6.80

Les masses volumiques (apparente et absolue) du ciment utilisé, sont inclues dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 [Normes Algériennes, 1992], compris entre 900 - 1100 kg/m^3 pour la masse volumique apparente et 2900 – 3150 kg/m^3 pour la masse volumique absolue.

La consistance obtenue est conforme à la norme NF EN 196-3 où les valeurs sont généralement comprises entre 26 et 33%. De même, un temps de prise minimal de 60 minutes est prescrit par la norme NF P 15-301 pour les ciments de classe 42,5.

Les résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1, comme indiqué dans le tableau 4.3.

4.3 ADDITIONS MINERALES

Les fillers calcaires utilisés proviennent de la carrière de Djebel Abiod de Sidi Abdelli qui appartient à l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG). Les fillers calcaires résultent du processus de concassage et de broyage des roches calcaires. La pouzzolane naturelle utilisée est d'origine volcanique et provient de la Société des Ciments de Béni-Saf appartenant à la wilaya d'Ain-Temouchent.

Les analyses concernant les compositions chimiques et les propriétés physiques, des fillers calcaires (FC) ainsi que la pouzzolane naturelle (PN) sont consignées sur le tableau 4.4.

Tableau 4.4: Compositions chimiques et propriétés physiques, des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle

Code	Additions minérales (%)	
	FC	PN
SiO_2	0,06	37,84
Al_2O_3	0,29	14,74
Fe_2O_3	0,22	14,1
CaO	52,63	5,34
MgO	0,84	3,03
SO_3	0,02	0,25
K_2O	0,01	0,73
Na_2O	0,08	0,75
Cl	0,005	0,05
P_2O_5	0,02	0,68
TiO_2	0,02	3,37
LOI	42,77	4,57
Densité	2,75	2,87
surface spécifique (cm^2/g)	2416	2567

4.4 GRANULATS (SABLE ET GRAVIERS)

Les granulats utilisés proviennent d'une grande carrière de la région de Tlemcen, située à Sidi Abdelli. Il s'agit de l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG). Ce choix est dicté par le fait que cette carrière approvisionne principalement la région de par son importance en production. Ces granulats calcaires concassés sont commercialisés en tant que classes granulaires : sable 0/3 et gravillons de classes 3/8, 8/16 et 16/25.

4.4.1 Situation géographique

La carrière Djebel Abiod appartient à l'ENG (Entreprise Nationale Des Granulats) et se situe à 28 km au Nord-Est de la ville de Tlemcen sur la route nationale N°53 et à 4 km au sud de la localité de Sidi-Abdelli qui recèle des réserves importantes (figure 4.1). Les coordonnées Lambert sont : X = 149450 ; Y = 199500.

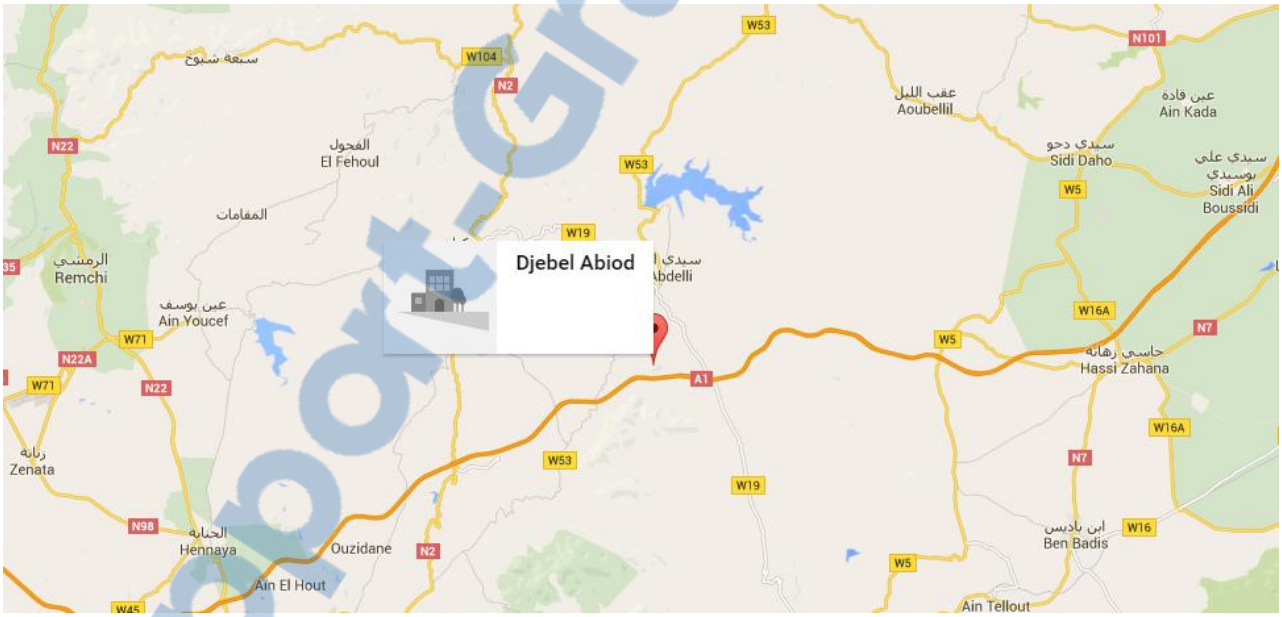


Figure 4. 1: Plan de situation du gisement de Djebel Abiod

4.4.2 Morphologie du gisement

Le gisement est attribué à la partie haute du relief connu sous le nom de Djebel Abiod. Cette montagne est constituée de roches du Kimméridgien inférieur du Jurassique supérieur. Dans le contour du gisement sont inclues les roches massives, compactes, dures, légèrement karstifiées. Le taux de karsts au sein du contour des réserves est égal à 5.5%. Ce gisement est

à prédominance de calcaires gris, pélitomorphes massifs, compacts à intercalation de calcaires dolomitiques [Boukli, 2010].

4.4.3 Mode d'extraction :

Le gisement s'exploite en gradins par des processus technologiques d'extraction de la roche. L'abattage du massif rocheux se fait à l'aide d'explosifs ; jusqu'à l'obtention des morceaux de dimensions nécessaires et admissibles.

4.4.4 Capacité de production

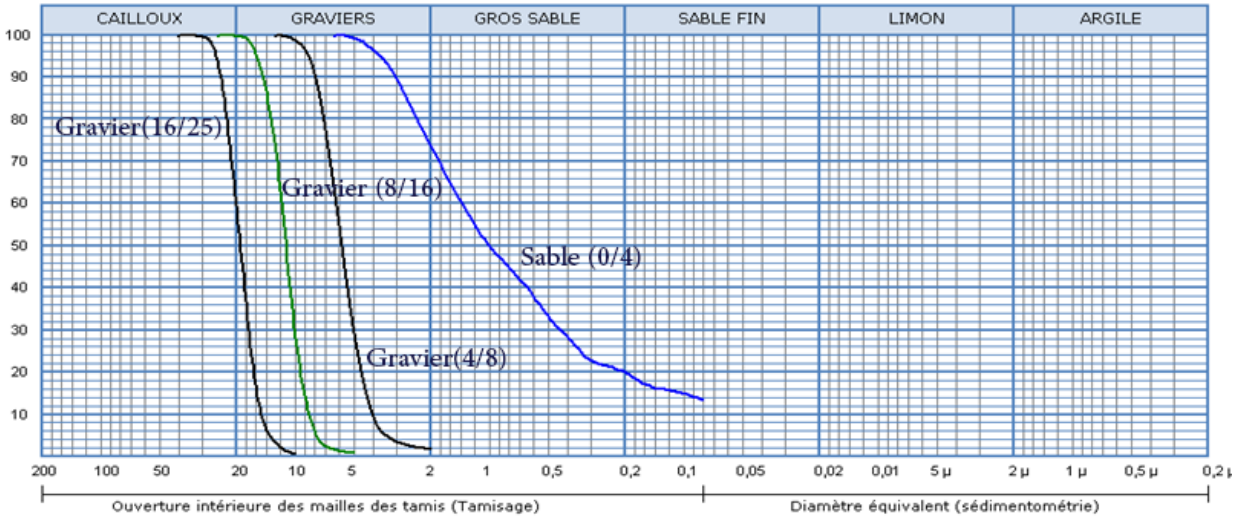
Les réserves du gisement s'élèvent à 51 125 169 tonnes. Compte tenu des pertes d'exploitation (5 %) et des pertes de traitement (10 %), il est possible d'en fabriquer 43 456 394 tonnes d'agrégats. Donc, les réserves sont suffisantes pour assurer l'alimentation d'un concasseur ayant une capacité annuelle de production de 500 000 tonnes pendant 86,9 ans [Boukli, 2010].

4.4.5 Identification des granulats

4.4.5.1 Analyse granulométrique

Les échantillons ont été préparés suivant les prescriptions de la norme NA 453 et les analyses granulométriques faites conformément à la norme NA 2607.

Les résultats d'analyse granulométrique sont présentés sur la figure 4.2.



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
1,389	0,427			
6,130	14,510	4,099	8,38	1,50
11,678	73,198	8,524	53,83	1,37
20,028	17,402	15,271	0,99	1,31

Figure 4.2: Courbes granulométriques des granulats

L'analyse granulométrique du sable nous a donné, une teneur en fines de 17% et un module de finesse de 2.99 comme indiqué sur le tableau 4.5. La carrière de Djebel Abiod produit un sable avec un module de finesse grossier. La norme P 18-541 [Baron et Olivier, 1996], tenant compte des caractéristiques des gisements, fixe les limites pour le module de finesse de 1.8 à 3.2 et prescrit un module optimum de 2,5. Le pourcentage en fines du sable reste inférieur à 20%. Dans le cadre de notre étude, nous les avons utilisé tel quel. Nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour la réalisation des formulations de bétons préconisés.

Les essais nous ont donné un équivalent de sable de 84.45 %. La carrière de Djebel Abiod produit donc un sable propre qui répond aux exigences de la norme P 18-541 qui fixe les limites à *ESV* ≥ 65 et *ESP* ≥ 60, pour les sables concassés ou broyés.

4.4.5.2 Masses volumiques apparentes et absolues

Nous avons déterminé les masses volumiques apparentes et absolues des graviers conformément à la norme NA 255. Pour la détermination de la masse volumique absolue des graviers, nous avons utilisé deux méthodes :

- Méthode de l'éprouvette graduée (simple et rapide, mais elle n'est pas très précise).
- Méthode du ballon (plus précise, mais plus délicate. Il n'y a plus de lectures de volumes, mais seulement des pesées).

Les graviers de la carrière présentent des masses volumiques (apparente et absolue) qui répondent aux spécifications de la norme NF EN 12620. La masse volumique apparente est comprise entre 1300 kg/m^3 et 1600 kg/m^3 et la masse volumique absolue est nettement plus élevée et est comprise entre 2500 kg/m^3 et 2700 kg/m^3. Les résultats des masses volumiques obtenus pour les différents graviers, sont récapitulés sur le tableau 4.5.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 4. 5: Identification des propriétés des granulats

Caractéristiques des granulats	Classes granulaires			
	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8/16)	Gravier (16/25)
Masse volumique apparente (kg/m^3)	1427	1350	1420	1370
Masse volumique absolue (kg/m^3)	Mvé 2500	2585	2587	2565
	Mvb 2560			
Equivalent de sable (%)	84.45	/	/	/
Module de finesse	2.99	/	/	/
Teneur en fines (%)	17%	/	/	/

Mvé : la masse volumique absolue (méthode de l'éprouvette graduée)

Mvb : la masse volumique absolue (méthode du ballon)

4.5 CARACTERISATION DES BETONS ETUDIES

Les bétons étudiés ont été formulés dans un premier temps par la méthode de Dreux-Gorisse, puis optimisés en utilisant la méthode Baron-Lesage [Boukli. 2010].

4.5.1 Méthode de Dreux-Gorisse

Cette méthode est de nature fondamentalement empirique, à la différence de la méthode de Faury qui elle est antérieure [Faury, 1942] et qui est basée sur la théorie de l'optimum granulaire de Caquot [Caquot, 1937]. Dreux a mené une large enquête pour recueillir des données sur des bétons satisfaisants [de Larrard, 2000]. Sur la base d'une analyse statistique de ce grand nombre de bétons et en combinant les courbes granulaires obtenues, ils ont pu

fonder une approche empirique pour déterminer une courbe granulaire de référence ayant la forme de deux lignes droites dans un diagramme semi logarithmique (figure 4.3).

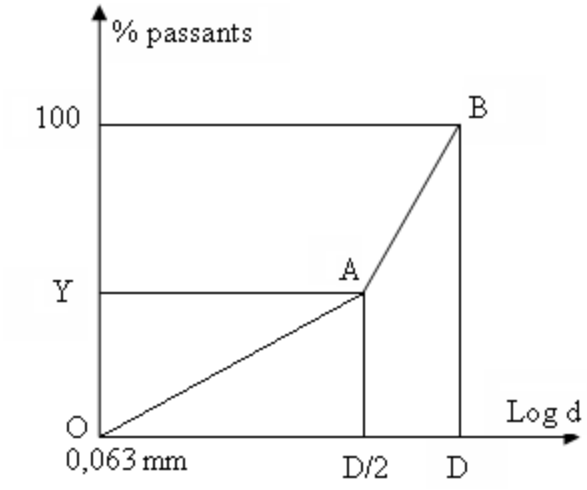


Figure 4. 3: Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse

Globalement la méthode de Dreux-Gorisse comporte dix étapes :

- **Etape 1 :** Examen de la structure

Dimensions, espacement entre armatures, enrobage, etc…

- **Etape 2 :** Détermination de la résistance à la compression

Elle est déduite de la résistance désirée et d'un coefficient probable de variation.

$$f_c = f_{c28} + 15\% \tag{4.1}$$

où :

f_c est la résistance moyenne visée à 28 jours,

f_{c28} est la résistance caractéristique demandée à 28 jours.

- **Etape 3 :** Sélection de la consistance du béton frais

Cette spécification est définie par rapport à l'affaissement ou au test C.E.S. comme indiqué dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône ou au test C.E.S. [Dreux et Festa, 1998]

Plasticité	Serrage	Affaissement en cm	N nombre de chocs test C.E.S.
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2	> 60
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5	30 à 50
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9	15 à 25
Béton mou	Piquage	10 à 13	10 à 15
Béton fluide	Léger piquage	≥ 14	< 10

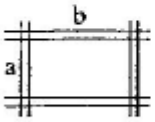
- **Etape 4 :** Sélection de D_{max}

Elle est faite à l'aide du tableau 4.7, fixant des valeurs maximales fonctions des dimensions de la structure analysée à l'étape 1

Pour une courbe granulométrique donnée, plusieurs dimensions de tamis peuvent satisfaire aux conditions posées par la norme XP18-540 pour la définition du diamètre D du plus gros granulat.

Dans l'application de la méthode de Dreux-Gorisse, la valeur D retenue sera telle que le refus sur le tamis correspondant soit le plus proche possible de 8% [Dupain et col., 2000].

Tableau 4.7 : Evaluation approximative de D dimension maximale (Tamis) des granulats, en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonné et de l'ambiance plus ou moins agressive [Dreux et Festa, 1998]

Caractéristiques de la pièce à bétonner		D (Tamis)
e_h espacement horizontal entre armatures		$\leqslant \frac{e_h}{1,5}$
e_v espacement vertical entre armatures		$\leqslant e_v$
c distance des armatures de coffrage	ambiance très agressive ⩾ 5 cm ambiance moyennement agressive, condensations ⩾ 3 cm ambiance moyennement agressive mais f_{c28} du béton supérieure à 40 MPa ⩾ 2 cm ambiance non agressive ⩾ 1 cm	$< c$
 r rayon moyen du ferraillage Granulats roulés Granulats concassés $r = \frac{ab}{2(a+b)}$		 $\leqslant 1.4\,r$ $\leqslant 1.2\,r$
h_m hauteur ou épaisseur minimales		$\leqslant \frac{h_m}{5}$

➢ **Etape 5 :** Calcul du dosage en ciment

Le rapport ciment/eau est déduit tout d'abord de la résistance souhaitée (visée), en utilisant la loi de Bolomey. Cette loi tient compte de la résistance du ciment et d'un facteur ajusté aux granulats. Un dosage minimum en ciment est alors calculé, pour la durabilité. Ce dosage est supposé être inversement proportionnel à la racine cinquième de D_{max}. Enfin, le dosage réel en ciment est déduit de la figure 4.4, en fonction du rapport ciment/eau et de l'affaissement.

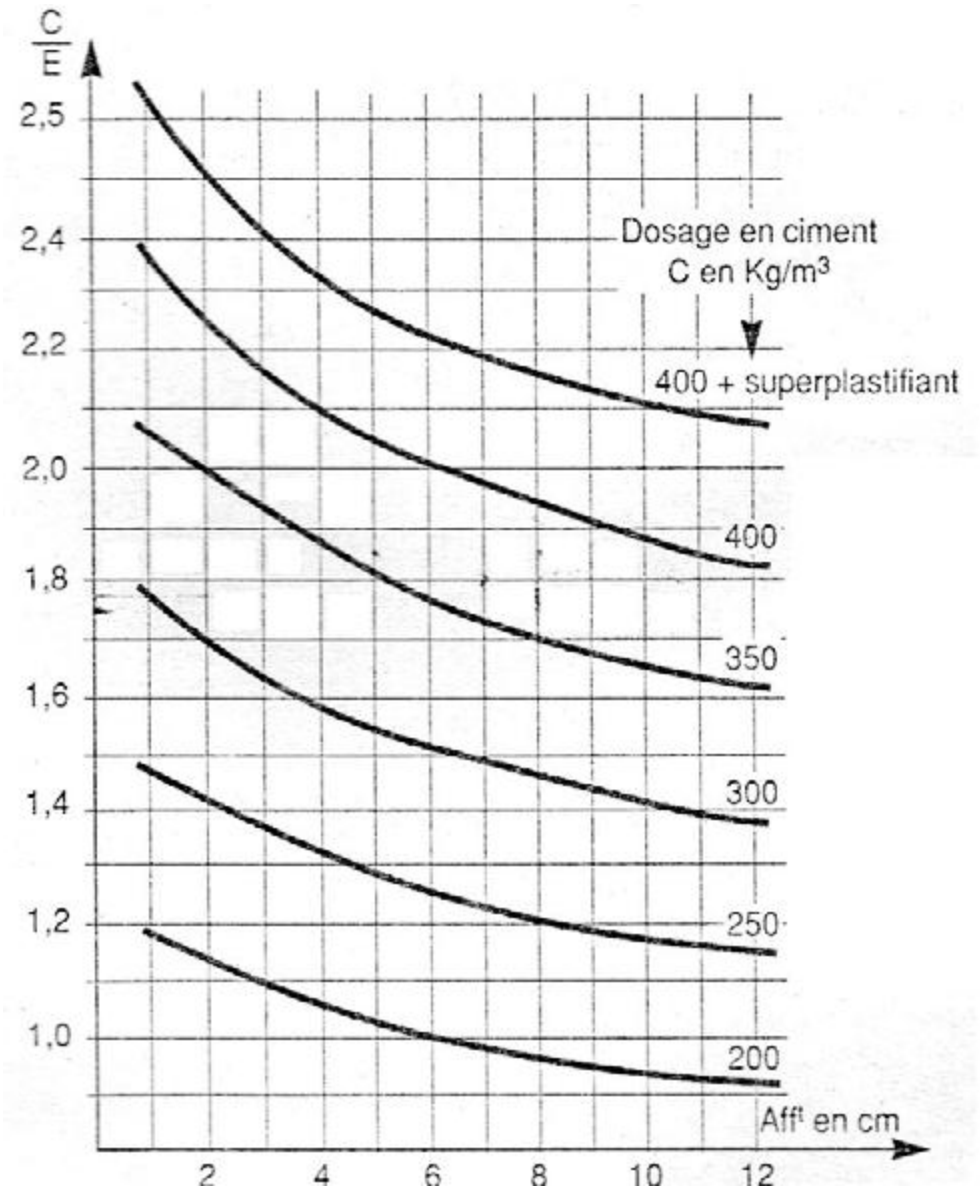


Figure 4. 4: Influence du dosage en eau à un dosage de ciment fixé [Dreux et Festa, 1998]

- **Etape 6 :** Calcul de la quantité (totale) d'eau

Elle est calculée à partir de la quantité de ciment déterminée précédemment et du rapport C/E. A ce stade, une correction peut être faite pour tenir compte de D_{max} (augmentation de la quantité d'eau quand D_{max} diminue). La quantité d'eau à mettre dans le malaxeur est alors égale à cette valeur, corrigée par l'eau libre contenue dans les matériaux granulaires.

- **Etape 7 :** Examen du sable

Le sable est soit accepté, soit rejeté sur la base de sa propreté. Sa courbe granulométrique est reportée sur un diagramme standard. Si le module de finesse est trop élevé (sable trop grossier), un sable fin correcteur est ajouté.

- **Etape 8 :** Tracé de la courbe granulaire de référence

L'ordonnée Y (figure 4.3) est déterminée par les facteurs suivants : D_{max}, dosage en ciment, intensité de la vibration, forme des grains et module de finesse du sable. Le tableau 4.8 résume les déplacements de Y en fonction d'une augmentation de ces paramètres.

Tableau 4.8: Paramètres pris en compte dans la détermination de Y

Parametres	Evolution de Y
D_{max}	Diminution
Dosage en ciment	Diminution
Vibration	Diminution
Forme des particules (Roulée à concassées)	Augmentation
Module de finesse	Augmentation

Sur un graphe d'analyse granulométrique type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats), on trace une composition granulaire de référence OAB (figure 4.3).

Le point B (à l'ordonnée 100%) correspond à la dimension D des plus gros granulats.

Le point de brisure A aux coordonnées suivantes :

- en abscisses (à partir de la dimension D du tamis)

Si : D ≤ 20 mm ; l'abscisse est D/2.

Si : D ≥ 20mm ; l'abscisse est située au milieu du « segment gravier » limité par le module 38 (5mm) et le module correspondant à D.

- en ordonnées : $Y=50 - \sqrt{D}+K$

où *K* : est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et également du module de finesse du sable.

Une correction supplémentaire sur K peut être effectuée (cas de sables grossiers) en ajoutant la valeur $K_s=6M_f-15$ (M_f étant le module de finesse du sable qui varie de 2 à 3) [Dreux et Festa, 1998].

- **Etape 9 :** Détermination du volume solide du mélange frais

Cette quantité est tabulée en fonction de D_{max}, de la consistance et de la puissance de la vibration. Le tableau 4.9 permet de calculer le coefficient de compacité γ.

Tableau 4.9 : Valeurs du coefficient de compacité γ [Dreux et Festa, 1998]

Consistance	serrage	γ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12.5	D = 20	D = 31.5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0.750	0.780	0.795	0.805	0.810	0.815	0.820
	Vibration faible	0.755	0.785	0.800	0.810	0.815	0.820	0.825
	Vibration normale	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
Plastique	Piquage	0.730	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
	Vibration faible	0.765	0.795	0.810	0.820	0.825	0.830	0.835
	Vibration normale	0.770	0.800	0.815	0.825	0.830	0.835	0.840
	Vibration puissante	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
Ferme	Vibration faible	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
	Vibration normale	0.780	0.810	0.825	0.835	0.840	0.845	0.850
	Vibration puissante	0.785	0.815	0.830	0.840	0.845	0.850	0.855
Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes: - sable roulé et gravier concassé = - 0.01, - sable et gravier concassé = - 0.03.								

- **Etape 10 :** Détermination des fractions granulaires

La courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. On trace alors les lignes de partage entre chacun des granulats, en joignant le point à 95% de la courbe granulaire du premier, au point de 5% de la courbe du granulat suivant et ainsi de suite.

On lira alors sur la courbe de référence, au point de croisement avec la ou les droites de partage, le pourcentage en volume absolu de chacun des granulats g_1, g_2, g_3 [Dreux et Festa, 1998].

Le volume absolu de l'ensemble des granulats est : $V = 1000\gamma - V_c$

où V_c exprime le rapport entre le dosage en ciment et masse spécifique pour les grains de ciment. γ est le coefficient de compacité qui est fonction de D_{max}, de la consistance et de l'efficacité de serrage.

Les proportions respectives (en volume) sont déterminées graphiquement, à l'aide de la courbe de référence (étape 8). Alors, pour chaque granulat, le volume dans le volume unité de béton est calculé en multipliant le volume solide par la proportion trouvée. Enfin, en multipliant le volume de chaque granulat par sa masse volumique, on obtient la masse du granulat considéré.

Les volumes absolus de chacun des granulats sont par la suite :

$$\begin{aligned} v_1 &\geq g_1 V \\ v_2 &\geq g_2 V \\ v_3 &\geq g_3 V \end{aligned} \tag{4.2}$$

Si les masses spécifiques de chacun de ces granulats sont : ρ_1, ρ_2, ρ_3. Les masses de chacun d'eux seront

$$\begin{aligned} M_1 &= v_1 \rho_1 \\ M_2 &= v_2 \rho_2 \\ M_3 &= v_3 \rho_3 \end{aligned} \tag{4.3}$$

$$\overline{\qquad G \qquad}$$

où G est la masse totale des granulats.

Si la masse totale des granulats est G, la masse du ciment C et le dosage en eau E (en litre par mètre cube sur matériaux secs), la densité du mètre cube de béton devrait être théoriquement :

$$\Delta_0 = \frac{G+E+C}{1000} \tag{4.4}$$

A ce stade, la composition théorique est connue ; elle doit être testée sur des mélanges au laboratoire, et ajustée (si nécessaire).

On peut en pesant une ou plusieurs éprouvettes ; mesurer la densité réelle Δ du béton frais en œuvre.

Si $\frac{\Delta-\Delta_0}{\Delta} \leq 5\%$, Pas de correction de la formulation.

Si $\frac{\Delta-\Delta_0}{\Delta} \geq 5\%$, On fait une correction de la formulation.

Rapport-Gratuit.com

4.5.2 Méthode de Baron Lesage

Cette méthode n'est pas en soi une méthode de formulation, mais plus une technique pour optimiser le squelette granulaire d'un béton [Baron et Lesage, 1976]. L'essai utilisé pour caractériser la maniabilité est le maniabilimètre LCL (ou essai d'écoulement) [Baron et Lesage, 1969]. Le principe est de mesurer le temps mis par un échantillon de béton pour s'écouler sous vibration jusqu'à un certain repère. Les proportions optimales des granulats sont supposées donner le temps d'écoulement minimum, pour une quantité donnée de ciment et d'eau. Une fois les proportions granulaires repérées, les dosages en eau et ciment sont ajustés expérimentalement, de sorte que le mélange présente la maniabilité et la résistance souhaitées. On suppose, dans cette méthode, que les proportions optimales de granulats ne dépendent pas de la quantité de ciment.

La méthode baron Lesage a l'avantage de ne dépendre d'aucune formule ou table qui pourrait être suspectée de ne s'appliquer qu'à certains types de matériaux. De ce point de vue, elle peut être qualifiée de fondamentale et de scientifique. Par contre, la nécessité de réaliser un certain nombre de gâchées expérimentales, pour trouver les proportions optimales de granulat, est assez contraignante. La méthode devient surtout lourde quand plus de deux granulats doivent être proportionnés [de Larrard, 2000].

Les différentes étapes de la méthode peuvent se résumer comme suit :

- une composition arbitraire (rapport eau/ciment) et un volume de pâte sont fixés (découlant généralement d'une première composition déterminée par une méthode empirique du type Dreux [Dreux et Festa, 1998] ou Faury [Faury, 1958].

- ces paramètres étant maintenus constants, on optimise le squelette en recherchant le rapport gravier/sable qui donne la meilleure maniabilité ou affaissement. On constate que les optima, en termes d'affaissement et de maniabilité, correspondent assez bien [de Larrard, 2000].

Le succès de la méthode provient de ce que le rapport optimal gravier/sable, au sens de la maniabilité, change peu lorsqu'on modifie la nature ou le volume de la pâte (tout en restant dans le domaine des bétons usuels). En fait, ce rapport optimal ne conduit pas exactement à l'optimum de résistance, c'est-à-dire au béton qui présente le plus faible dosage en ciment pour une ouvrabilité et une résistance en compression donnée. En effet, la granulométrie, contrairement à ce qu'on déduit de la loi de Féret, a une faible influence sur la résistance du béton (une plus forte proportion de gros granulats conduisant à un léger accroissement de résistance). Cependant, les bétons obtenus par cette approche ont deux grandes qualités :

- ils sont homogènes (les risques de ségrégation sont minimisés. Car il y a juste ce qu'il faut d'éléments fins pour remplir les interstices des gros granulats),

- ils sont réguliers (les fluctuations des proportions du squelette n'ont que peu d'influence sur la maniabilité du béton, dont les variations sont faibles au voisinage de sa valeur optimale).

La figure 4.5 montre les optima, en terme d'affaissement et de maniabilité obtenues par de Larrard (2000), en utilisant la méthode de Baron Lesage sur des bétons frais, à quantité d'eau et de ciment constantes.

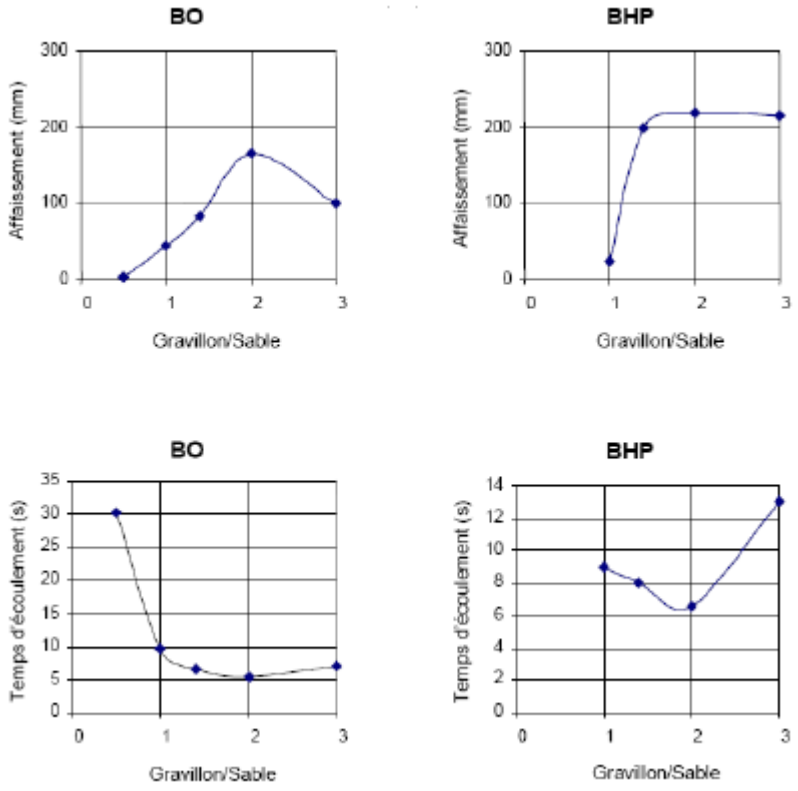


Figure 4.5 : Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais [de Larrard, 2000]

Les proportions du mélange sont données dans le tableau 4.10.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 4.10 : Influence de plusieurs facteurs sur l'affaissement et la teneur en air occlus. GC = gravillon du Crotoy, Ss = sable de Seine, Sf = sable de Fontainebleau, SP = superplastifiant. A= Affaissement. Essais inédits réalisés au LCPC [de Larrard, 2000]

Paramètres analysés	Mélanges	GC (kg/m³)	S_s (kg/m³)	S_f (kg/m³)	CEM I (kg/m³)	SP (kg/m³)	Eau (kg/m³)	A (mm)	Air (%)
Mortier témoin	MO	0	1092	364	518	0,00	283	95	5,4
Effet de la quantité d'eau	MO - 30	0	1151	384	518	0,00	253	15	7
	MO - 15	0	1121	374	518	0,00	268	45	6,1
	MO + 10	0	1072	357	518	0,00	293	185	3,1
	MO + 20	0	1052	351	518	0,00	303	240	2
Effet de la quantité de ciment	MO -200	0	1218	406	319	0,00	283	45	6,1
	MO-100	0	1155	385	419	0,00	283	85	4,8
	MO+100	0	1029	343	618	0,00	283	95	3,9
	MO+200	0	966	322	717	0,00	283	60	4,1
BO témoin	BO	1043	559	186	340	0,00	190	85	1,5
Effet du rapport GG/GF	BO 0,5	602	903	301	344	0,00	192	5	4,8
	BO 1	897	673	224	342	0,00	190	45	2
	BO 2	1188	446	149	339	0,00	189	170	1
	BO 3	1332	333	111	338	0,00	188	100	0,8
Effet de la quantité de ciment	BO - 200	1136	609	203	146	0,00	189	45	1,5
	BO - 100	1090	584	195	243	0,00	189	75	1,4
	BO + 100	996	534	178	438	0,00	190	60	1,6
	BO + 200	949	509	170	536	0,00	190	20	2
Effet de la quantité d'eau	BO - 30	1087	582	194	340	0,00	160	5	2,9
	BO - 15	1065	571	190	340	0,00	175	40	1,6
	BO + 10	1033	553	184	337	0,00	197	145	1,2
	BO + 20	1014	543	181	341	0,00	209	225	0,9
BHP témoin	BHP	1062	569	190	437	12,98	135	200	1,9
Effet du rapport GG/GF	BHP 1	914	685	228	439	13,03	136	25	2,3
	BHP 2	1210	454	151	436	12,94	135	220	0,8
	BHP 3	1356	339	113	434	12,89	134	215	0,9
Effet de la quantité ciment	BHP - 100	1112	596	199	340	10,09	135	10	1,3
	BHP + 100	1012	542	181	535	15,88	135	210	2,4
Effet de la quantité d'eau	BHP - 15	1084	581	194	437	12,98	120	5	2,1
	BHP + 5	1055	565	188	437	12,99	140	230	1,5
	BHP + 10	1048	561	187	437	12,99	145	250	1,2

4.5.3 Programme expérimental

Les bétons sont formulés sur la base des squelettes granulaires optimisés [Boukli, 2010], en faisant varier le rapport E/C (0.5, 0.55, 0.6, 0.65), le pourcentage en fillers (10, 20, 30%) ainsi que le pourcentage en pouzzolane (10, 20, 30%). 84 éprouvettes cylindriques 16x32 cm² ont été réalisées pour la détermination de la fréquence de résonnance a différentes échéances (3, 7, 14, 28, 56, 90, 180 jours) ainsi que 56 éprouvettes cylindriques 16x32 cm² pour la résistance à la compression aux échéances (7, 28, 56, 90, 180 jours) et 7 éprouvettes cylindriques 11x22 cm² nous ont servis pour la mesure de la porosité aux échéances (28, 56, 90 jours). La composition du béton ordinaire de référence pour un rapport E/C de 0.5 testé est présentée dans le tableau 4.11. Ce béton ordinaire avec une masse volumique de 2471

kg/m^3 a donné une résistance à la compression à 28 jours de 35 Mpa [Boukli, 2007, 2009, 2010]. Toutefois, les autres mélanges ont été préparés en remplaçant une partie du ciment par les différents ajouts cimentaires à trois niveaux différents de 10, 20 et 30%. Sur le tableau 4.12 nous présentons les différents types de bétons utilisés.

Tableau 4.11: Quantitées massiques des composants du béton ordinaire de référence (BR) [Boukli Hacene, 2010]

Constituants	Quantités (kg/m^3)
Gravier (3/8)	144
Gravier (8/16)	432
Gravier (16/25)	533
Sable de carrière (0/3)	660
Ciment CPJ CEM II/A 42,5	350
Eau	175

Tableau 4.12 : Les différents types de bétons utilisés

Bétons	BR	BR + PN			BR + FC		
Pourcentages d'ajouts	0%	10%	20%	30%	10%	20%	30%
Rapports eau /ciment	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

Les bétons réalisés ont été confectionnés conformément aux normes en vigueur [NA 426, 1992] et les éprouvettes ont été conservées après confection et démoulage en immersion totale dans l'eau.

4.5.4 Caractérisation du béton à l'état frais

4.5.4.1 L'affaissement

La mise en oeuvre du béton frais pour l'essai d'affaissement au cône d'Abrams est effectuée d'après la norme Algérienne NA 431. La figure 4.6 présente une photo de cet essai permettant d'avoir la consistance du béton.

Figure 4. 6: Essai d'affaissement

4.5.4.2 Confection des éprouvettes

- ✓ Remplissage des moules

Les bétons réalisés ont été confectionnés conformément aux normes en vigueur. Une fois le malaxage terminé, nous avons effectué l'essai d'affaissement. Par la suite, le béton a été mis dans des moules cylindriques 16x32 cm conformément à la norme NA 2600, au moyen d'une main écope. Pour chaque formulation, nous avons réalisé 3 éprouvettes.

- ✓ Mise en place du béton

Le choix du mode de mise en place dépend de la consistance du béton mesurée par l'essai d'affaissement.

- lorsque l'affaissement mesuré est inférieur ou égale à 9, nous avons procédé à la mise en place du béton dans le moule cylindrique 16x32 cm en deux couches. Nous avons utilisé dans ce cas la table vibrante comme moyen de serrage, et ceci conformément à la norme NF P 18-422.

- Lorsque l'affaissement mesuré est supérieur ou égale à 10, nous avons procédé à la mise en place du béton en deux couches d'égale importance par piquage à raison de 10 coups par couche, conformément à la norme NF P 18-423.

Enfin, nous procédons à l'arasement de la surface supérieure de l'éprouvette à l'aide d'une règle d'arasement, conformément à la norme NF P 18-404.

- ✓ Conservation des éprouvettes

Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé un seul mode de conservation du béton. Les éprouvettes ont été totalement immergées dans l'eau à une température ambiante de 20 °C ± 2 °C (figure 4.7), conformément à la norme NA 426.

Figure 4.7: Conservation des éprouvettes

4.5.5 Caractérisation du béton a l'état durci

4.5.5.1 Mesure de la masse volumique apparente

Après avoir essuyé les éprouvettes, nous les avons pesées pour pouvoir calculer leurs masses volumiques apparentes. En divisant leurs masses par leurs volumes respectifs confermement à la norme NA 427.

4.5.5.2 Essai de résistance à la compression

- ✓ Surfaçage des faces de chargement

Nous avons procédé au surfaçage des éprouvettes à l'aide de la rectifieuse normalisée. Le surfaçage a pour but d'obtenir une planéité parfaite des faces de chargement ainsi que l'orthogonalité de celles-ci par rapport aux génératrices du cylindre (figure 4.8).

Figure 4. 8: Rectifieuse

- ✓ Conduite de l'essai

L'essai pour la détermination de la résistance à la compression des éprouvettes, est exécuté conformément aux prescriptions de la norme NA 427. La contrainte de rupture est donnée directement par la machine d'essai (figure 4.9) avec une précision de 0.5 MPa.

En utilisant un contre-plateau inférieur, nous devons veiller à son centrage par rapport au plateau ou contre-plateau supérieur. Les faces de chargement des plateaux ou contre-plateau ainsi que les faces de chargement de l'éprouvette sont nettoyés afin qu'elles soient

propres. Le contact de l'éprouvette au plateau supérieur comportant la rotule doit être uniforme.

La machine de compression doit subir une charge de manière continue et uniforme sans chocs de sorte que l'on provoque un accroissement uniforme de contrainte de (0,6 ± 0,4 MPa) jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

Figure 4. 9: Machine d'essai de compression

4.5.6 Essai de la porosité accessible à l'eau

La mesure de la porosité de nos bétons est faite sur des disques de 5 cm taillés à partir des éprouvettes 11x22 cm selon les recommandations en vigueurs de l'AFPC-AFREM [AFPC, 1997]. A l'issue de la cure humide, nous avons procéder à l'étuvage de l'échantillon à une température de 65 ± 5 °C jusqu'à stabilisation de sa masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %. La masse ainsi déterminé est la masse de l'éprouvette sècheM_{sec}.

L'échantillon sec est placé dans un récipient étanche (dessiccateur, cloche à vide) (figure 4.10). Une fois le récipient fermé, faire le vide pendant 24h. Reconnecter le récipient à la pompe à vide et introduire progressivement l'eau d'immersion jusqu'à mi-hauteur et laisser pendant 24h puis, immerger complètement l'échantillon et laisser pendant 24h. L'échantillon est ensuite pesé après saturation par une balance pour obtenir M_{sat} et par pesée hydrostatique pour obtenir M_{hyd}. La porosité est donnée par l'équation suivante :

$$P = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{hyd}} \quad (4.5)$$

Figure 4. 10: Appareil d'essai de la porosité accessible à l'eau

4.6 METHODES D'ESSAIS UTILISEES

4.6.1 Mesure du module d'élasticité statique

Le test statique a été réalisé à l'aide d'une machine hydraulique universelle de capacité 600KN appartenant au laboratoire de Génie Civil de l'Université de Tlemcen (figure 4.11). Les mesures des modules d'élasticité statiques à 7 et 28 ont été réalisée sur des éprouvettes cylindriques en béton 16x32 cm. Trois échantillons ont été testés à chaque âge de l'essai et ceci pour les differents types de bétons réalisés.

Figure 4.11 : Machine hydraulique universelle

4.6.2 Mesure des caractéristiques dynamiques

L'appareil d'essai utilisé est celui requis par l'ASTM C 215-02, intitulé « Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and TorsionalResonantFrequencies of ConcreteSpecimens». L'équipement répondant aux exigences de l'ASTM a été conçu par divers organismes commerciaux. L'appareillage comprend, un émetteur par force électromécanique placé à l'une des extrémités de l'éprouvette, un récepteur à l'autre extrémité et un dispositif permettant de mesurer la fréquence de résonance du milieu selon la norme NF P18-414 (figure 2. 2).

4.7 CONCLUSION

Les résultats des essais montrent que le ciment est conforme aux exigences de sa classe. Ces masses volumiques sont inclues dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 et sa consistance est conforme à la norme NF EN 196-3. De même, ces résistances en compression obtenues sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1.

Les essais réalisés, sur les granulats ont présenté de bonnes propriétés mécaniques, qui répondent en général, aux spécifications exigées par la norme P 18-541. Pour notre étude, ces granulats ont été utilisés en tant que tel, nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour formuler des bétons préconisés par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC). L'utilisation donc de ces granulats présentant de bonnes caractéristiques permettra l'obtention de bétons de bonne qualité. Dans le chapitre cinq suivant, nous allons présenter les résultats obtenues.

Rapport-Gratuit.com

CHAPITRE 5 : PRESENTATION ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS

5.1 INTRODUCTION

Le programme expérimental réalisé a pour ambition, l'étude et la mesure d'un nombre important de propriétés. Dans le cadre de ce chapitre, nous allons présenter l'analyse des différents résultats relatifs aux propriétés mécaniques des bétons réalisés conformément aux méthodes décrites, ainsi que l'effet de la composition et de certains paramètres relatifs aux bétons sur leurs propriétés mécaniques et de durabilité. Dans ce chapitre nous présentons aussi la porosité accessible à l'eau qui est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité, ainsi que les corrélations qui existent entre la porosité avec la résistance à la compression, entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression et enfin entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique.

5.2 RESULTATS ET DISCUSSION

5.2.1 Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique

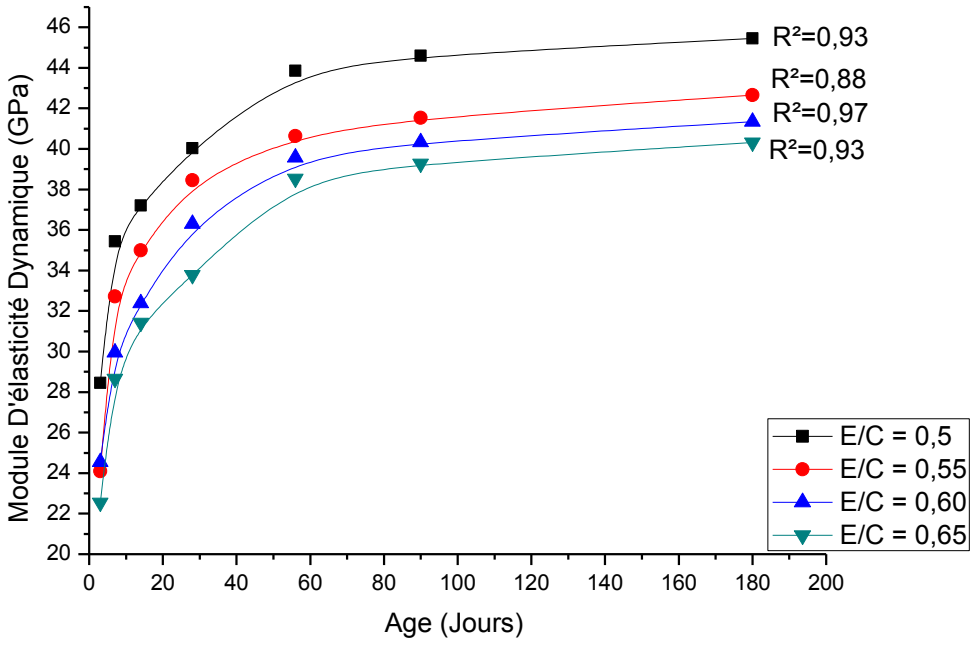


Figure 5.1: Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique du béton en fonction de nombre des jours

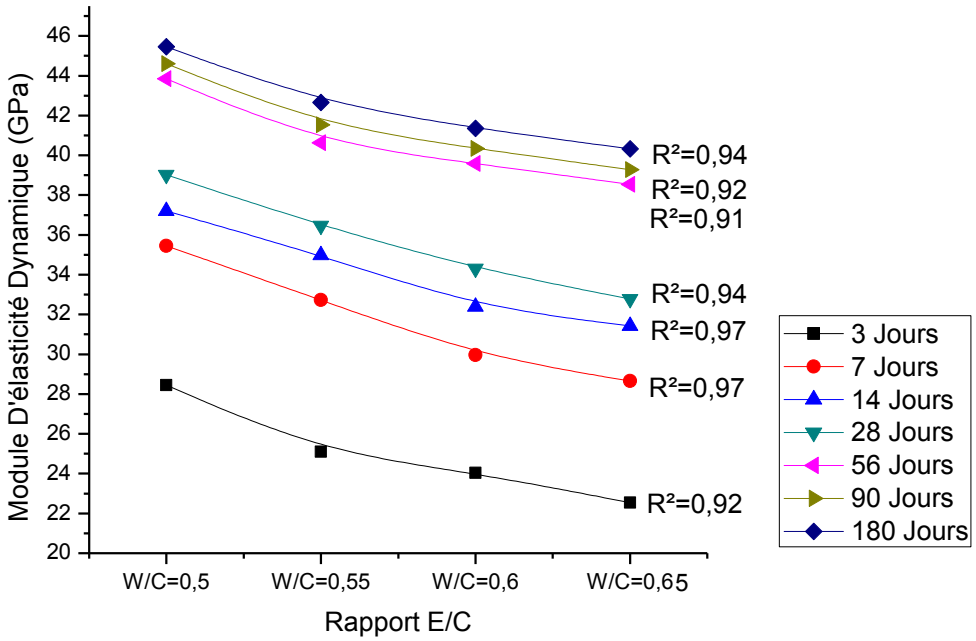


Figure 5.2: Module d'élasticité dynamique en fonction du rapport E/C à différents âges (tendance parabolique)

La Figure 5.1 montre l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps, pour les bétons sans additions, avec les rapports E/C allant de 0,5 à 0,65. Nous constatons que le rapport E/C à une forte influence sur le développement du module d'élasticité dynamique. E_d commence à augmenter plus tôt et atteint des valeurs plus élevées pour de faibles rapports E/C. Par ailleurs, le module d'élasticité dynamique augmente de plus de 20% lorsque le rapport E/C passe de 0,65 à 0,5 au jeune âge. Pour un âge donné, la relation entre E_d et le rapport E/C à une tendance parabolique comme indiqué sur la Fig. 5.2. En outre, il est facile de constater que l'augmentation du rapport E/C génère, une réduction de la résistance à la compression en fonction de la littérature [Philippidis, 2003], et induit une diminution du module d'élasticité dynamique.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

5.2.2 Influence des additions sur le module d'élasticité dynamique

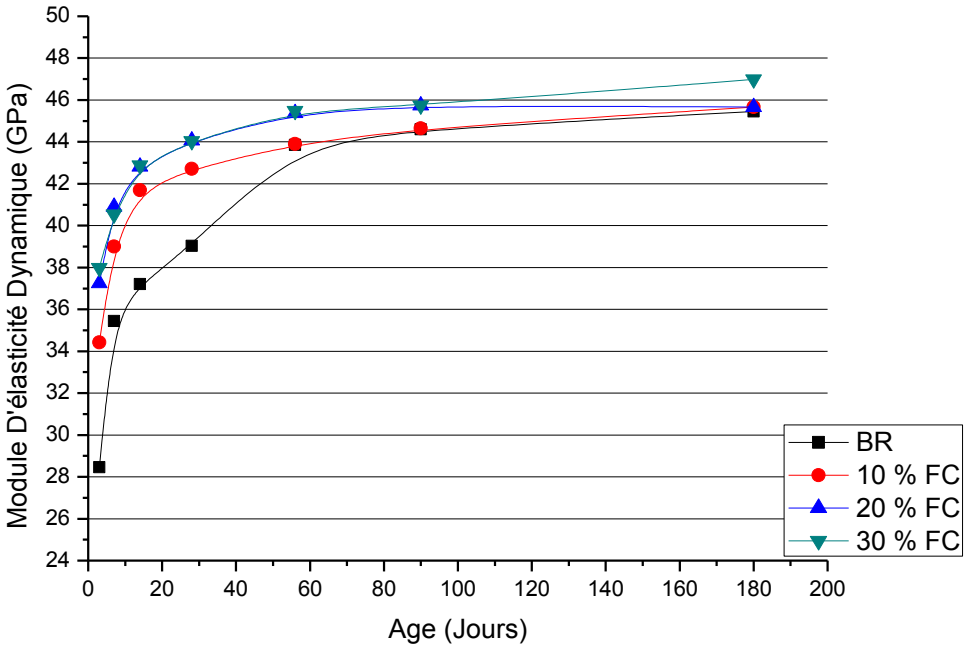


Figure 5.3: Influence des fillers calcaires sur le module d'élasticité dynamique E_d (E/C=0.5)

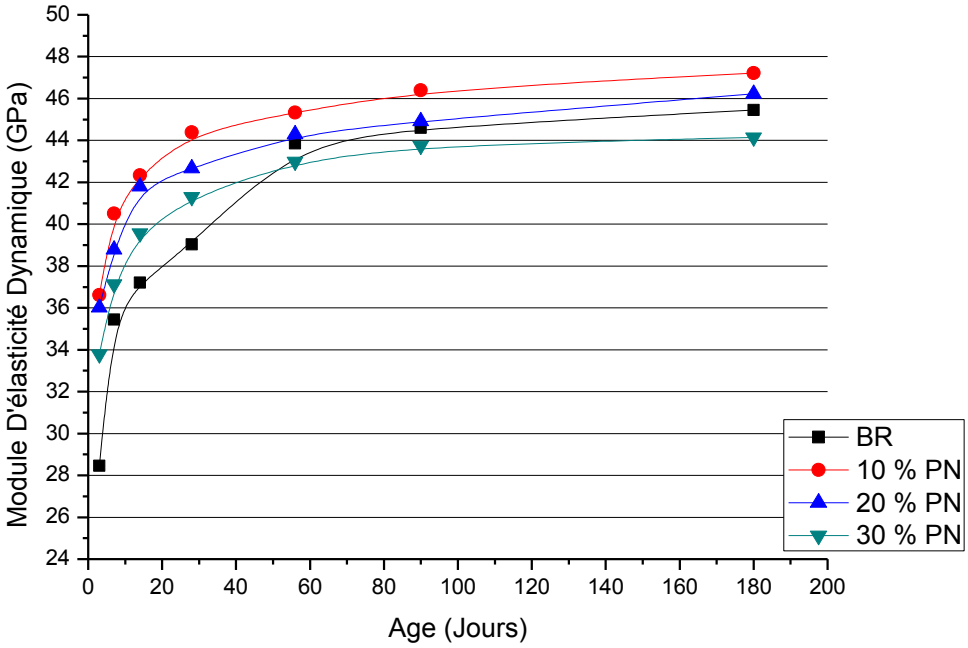


Figure 5.4: Influence de la pouzzolane naturelle sur le module d'élasticité dynamique E_d (E/C=0.5)

Les figures 5.3 et 5.4 représentent l'influence des fillers calcaires et de la pouzzolane sur l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les mélanges de bétons contenant 10%, 20% et 30% d'additions avec un rapport E/C égale à 0.5. Les figures 5.3 et 5.4 montrent qu'une petite substitution de 10% de fillers calcaires ou de pouzzolane donne des valeurs élevées du module d'élasticité dynamique qui augmente plus rapidement aux jeunes âges par rapport au béton de référence. En outre, nous constatons que de plus grandes additions en fillers calcaires et pouzzolane 20% et 30% produisent une augmentation du module d'élasticité dynamique, sauf pour les 30% de pouzzolane. Probablement une telle tendance s'explique par le fait que la substitution du ciment par les additions conduit à des pâtes avec une compacité plus élevée [Lothenbach, 2008].

5.2.3 Influence des additions sur le module de rigidité dynamique

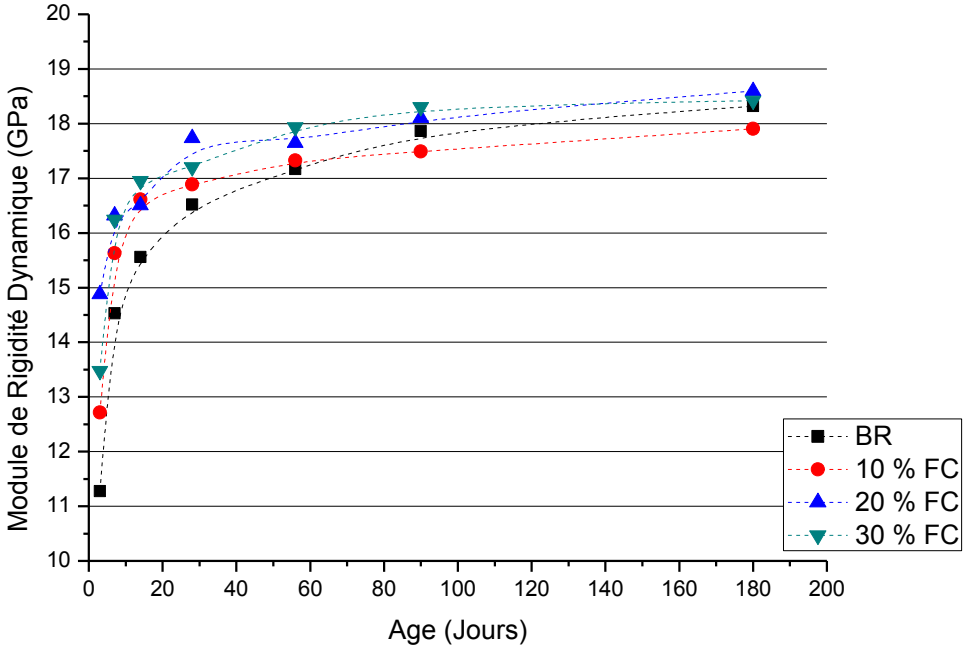


Figure 5.5: Influence des fillers calcaires sur le module de rigidité dynamique

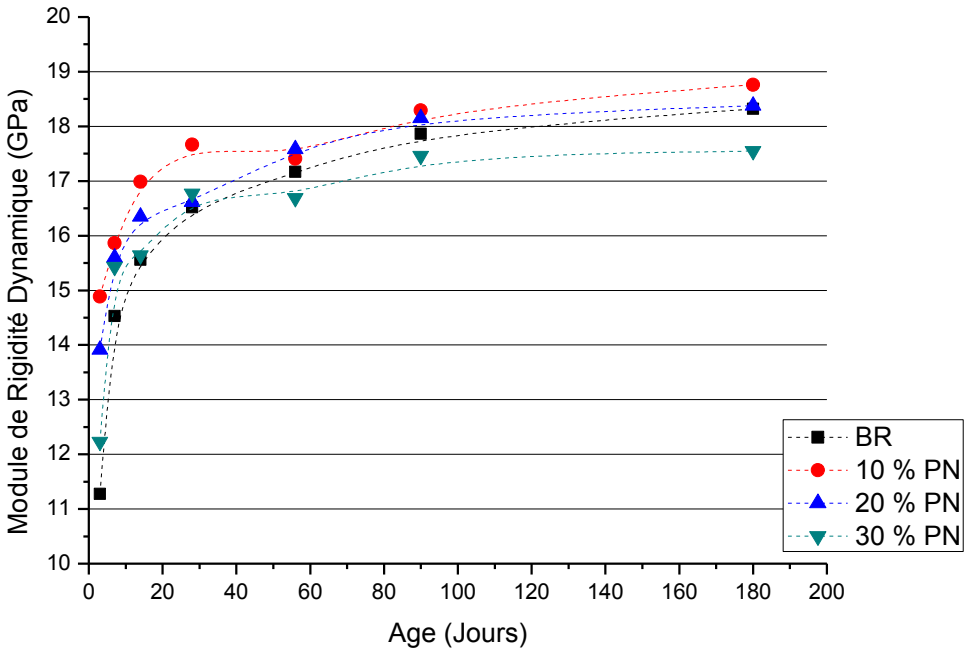


Figure 5.6: Influence de la pouzzolane naturelle sur le module de rigidité dynamique

De même, les figures 5.5 et 5.6 représentent les courbes de tendances de régression du module de rigidité dynamique en fonction du temps (jours) avec des coefficients de détermination R^2 supérieurs à 0.89. Nous remarquons aussi que ces figures présentent des tendances similaires à celles du module d'élasticité dynamique, sauf que les valeurs de ce dernier sont à peu près deux fois plus grandes que celles du module de rigidité dynamique. Par ailleurs, le module de rigidité dynamique atteint 80% de sa valeur dans les 14 premiers jours et son évolution est rapide au cours de cette péride.

5.2.4 Influence des additions sur la résistance à la compression

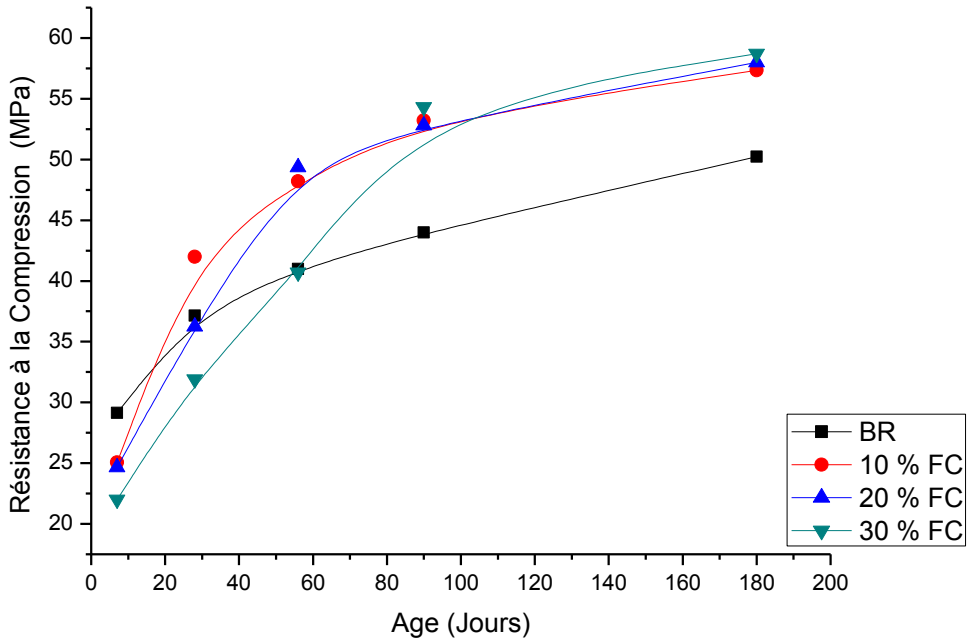


Figure 5.7: Influence des fillers calcaires sur la résistance à la compression f_{cu} (E/C=0.5)

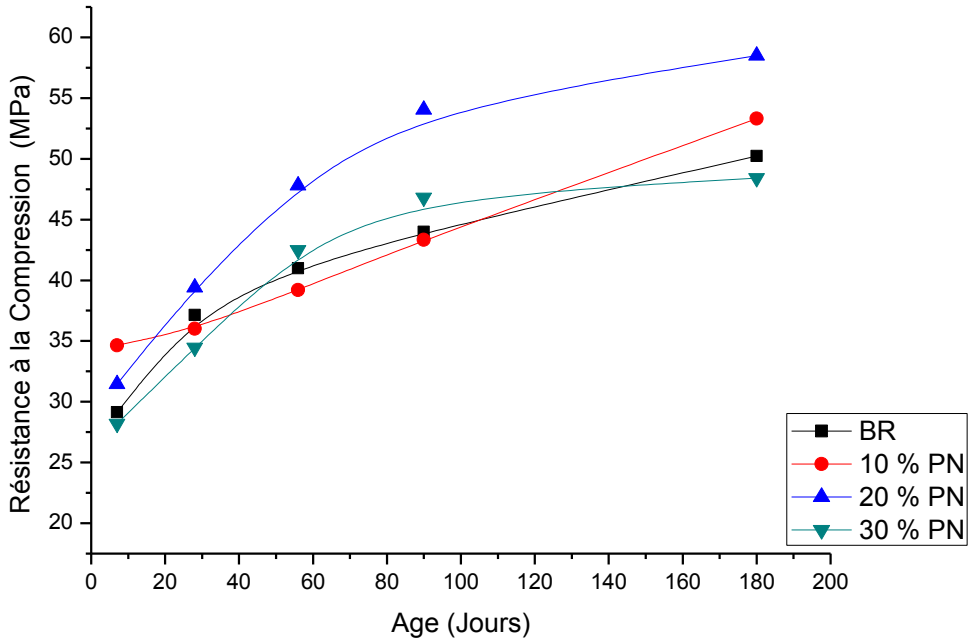


Figure 5.8: Influence de la pouzzolane sur la résistance à la compression f_{cu} (E/C=0.5)

Les figures 5.7 et 5.8 montrent que les additions influencent la résistance à la compression des bétons. Elles montrent aussi que, pour les différents mélanges de bétons préparés, la résistance à la compression à 28 jours se situe entre 31 MPa à 44 MPa, valeurs de résistances supérieures à 25 MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)). Les mélanges de béton 30%P et 10%F présentent la plus petite et la plus grande résistance à la compression à 28 jours, respectivement. En outre, les résultats montrent également que, en utilisant les proportions de mélange adoptées et en substituant le ciment par les additions, la teneur en ciment peut être réduite de 20% et 10%, pour les fillers calcaires et la pouzzolane, respectivement, et encore les résistances à la compression à 28 jours restent comparables à ceux du béton de référence. Cela conduit à une économie significative des coûts des matériaux et d'autres avantages techniques tels que la réduction de la chaleur ainsi que l'amélioration potentielle de la performance de durabilité.

Pour les différents bétons utilisés, la résistance à la compression à long terme est plus importante que celle à court terme. Néanmoins, le taux de gain de résistance peut être important pour un programme de construction. En outre, dans le béton préfabriqué et le béton précontraint ou lorsque l'élimination précoce de coffrages est nécessaire, ainsi que pour certains types de travaux de bétonnage, la résistance à court terme et le développement de la résistance à court terme sont assez important. Par ailleurs, les bétons aux additions présentent généralement des résistances à la compression à long terme plus importantes que celles du béton de référence, sauf pour ceux, contenant 30% de pouzzolane.

5.2.5 Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression

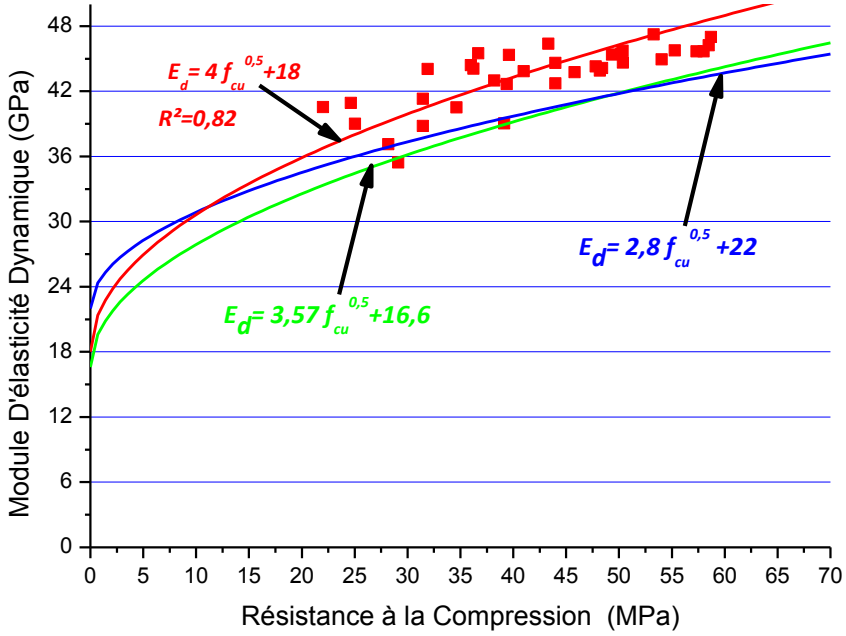


Figure 5.9: Relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression

La figure 5.9 présente l'évolution du module d'élasticité dynamique E_d en fonction de la résistance à la compression. La relation entre E_d (GPa) et la résistance à la compression f_{cu} (MPa) est exprimée par l'équation suivante :

$$E_d = 4\, f_{cu}^{1/2} + 18 \tag{5.1}$$

L'équation (5.1) est obtenue avec un coefficient de détermination R^2 de 0,82. Cette valeur élevée de R^2 indique que le module d'élasticité dynamique de nos bétons peut être exprimé avec succès en fonction de la résistance à la compression par l'équation (5.1). Antérieurement, [Brooks et Wainwright, 1983] ont trouvé que la relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression à 28 jours allant de 74 à 94 MPa, est convenablement décrite par l'équation donnée dans [CP110, 1972], qui est la suivante :

$$E_d = 2.8\, f_{cu}^{1/2} + 22 \tag{5.2}$$

En outre, l'équation (5.1) obtenue à la même tendance que celle trouvée par [Megat Johari, 2011], donnée par l'équation suivante :

$$E_d = 3.57\, f_{cu}^{1/2} + 16.6 \tag{5.3}$$

Par conséquent, sur la figure 5.9, nous présentons le module d'élasticité dynamique mesuré E_d en fonction de la résistance à la compression f_{cu} des équations (5.1), (5.2) et (5.3). En comparaison avec les valeurs mesurées du module dynamique, les équations (5.2) et (5.3) semblent légèrement sous-estimer le module dynamique équation (5.3) en particulier pour des résistances en compressions supérieures à 12 MPa, avec un coefficient d'erreur de 5% pour les équations (5.1) et (5.2) et de 9% pour les équations (5.1) et (5.3).

5.2.6 Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique

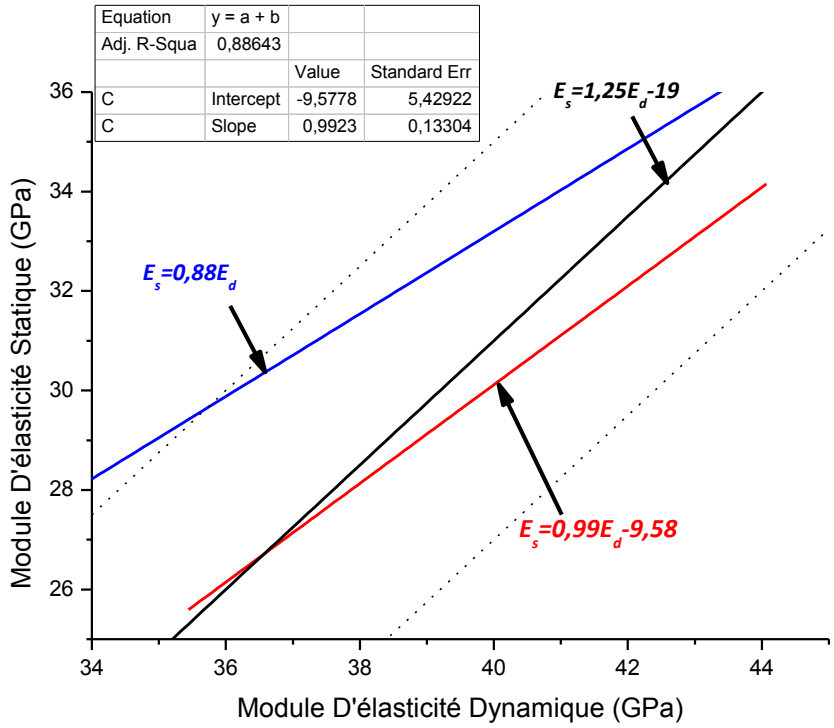


Figure 5.10: Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique

La figure 5.10 présente la relation entre les modules d'élasticité statiques et dynamiques. Le module d'élasticité statique pourrait être lié au module d'élasticité dynamique par l'équation (5.4) comme suit :

$$E_s = 0.99E_d - 9.58 \tag{5.4}$$

où E_s est le module statique (GPa) et E_d est le module dynamique (GPa).

L'équation (5.4) est obtenue avec un coefficient de détermination R^2 raisonnablement élevé de 0.89, ce qui indique une corrélation statistique potentiellement significative entre les deux modules d'élasticité. Antérieurement, [Lyndon, 1986] ont proposé une relation entre les modules d'élasticité statiques et dynamiques pour les bétons ordinaires décrite par l'équation (5.5). Néanmoins, cette équation à tendance à surestimer le module d'élasticité statique par rapport à l'équation (5.4) avec un coefficient d'erreur de 5.43%.

$$E_s = 0.83E_d \tag{5.5}$$

Dans le BS 8110 [BS8110, 1997], une relation générale entre les modules d'élasticité statiques et dynamiques pour des bétons contenant une quantité de ciment ne dépassant pas 500 kg/m^3 est donnée comme suit :

$$E_s = 1.25E_d - 19 \tag{5.6}$$

Les valeurs mesurées du module d'élasticité statique sont comparées à celles estimées par les équations (5.5) et (5.6) ensembles sur la figure 5.10 avec les limites supérieure et inférieure de ± 4 GPa de l'équation (5.6), comme indiqué dans the Code of Practice. Nous constatons que tous les points obtenus se situent à l'intérieure de ces limites. En outre, la valeur calculée du coefficient d'erreur pour le module d'élasticité statique déterminée en utilisant l'équation (5.6) donne une valeur très faible de l'ordre de 3%. Cela montre que l'équation (5.4) peut être aisément utilisée pour estimer le module d'élasticité statique à partir du module d'élasticité dynamique du béton. Néanmoins, l'Eurocode 2 recommande que le module d'élasticité doit être évalué spécifiquement si la structure est susceptible d'être sensible aux écarts par rapport aux valeurs estimées [British Standard, 1992].

Rapport-Gratuit.com

5.2.7 Influence des additions sur le coefficient de Poisson

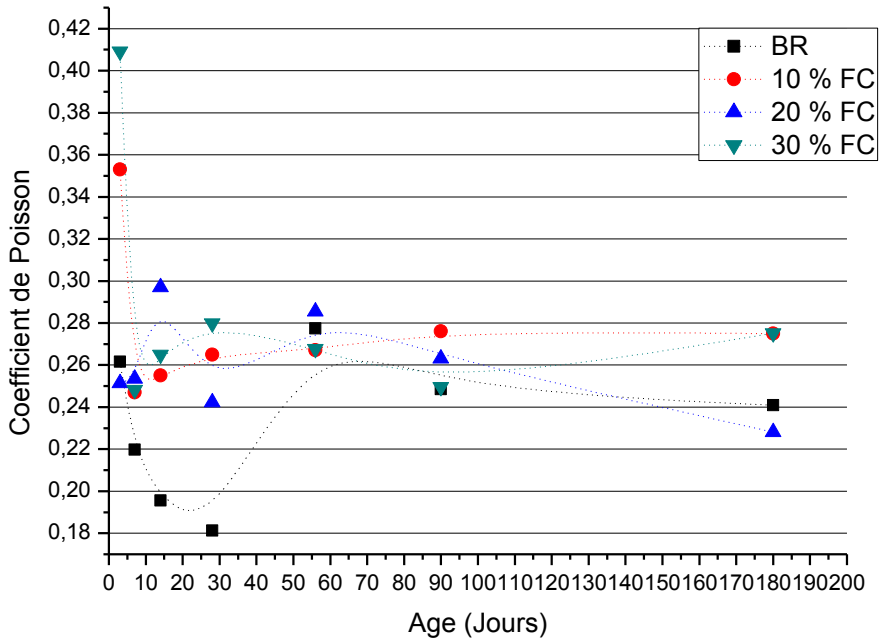


Figure 5.11: Influence des fillers calcaires sur le coefficient de Poisson

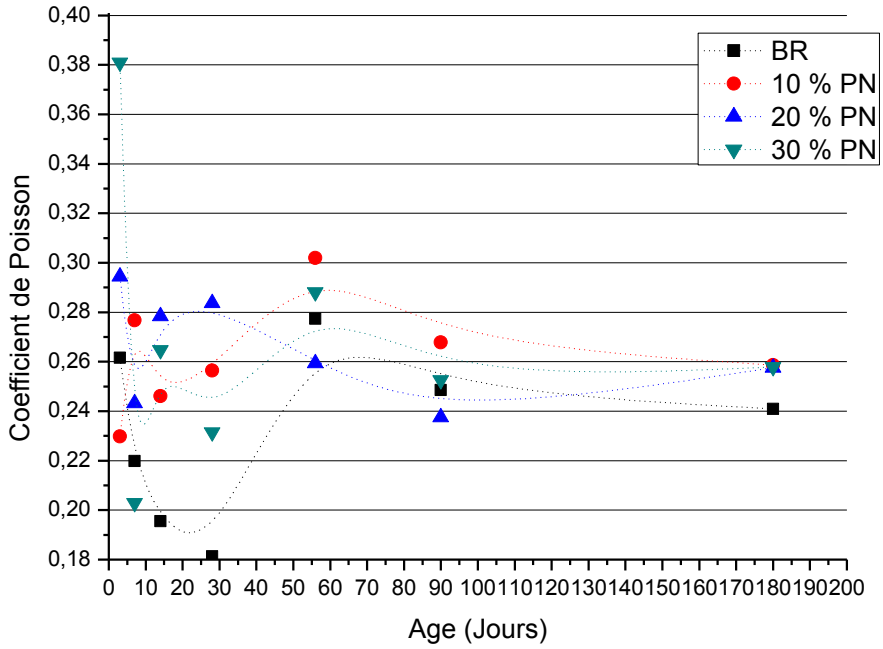


Figure 5.12: Influence de la pouzzolane naturelle sur le coefficient de Poisson

Les figures 5.11 et 5.12 représentent les courbes de tendance du coefficient de Poisson en fonction du temps. Selon ces deux figures, nous apercevons une distribution instable du coefficient de poisson par rapport au temps, parfois descendante et autre fois ascendante. Le coefficient de poisson diminu dans le temps dans un intervalle de [0.18 à 0.41]. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par [Dimitrios, 2009] qui a étudié l'évolution du coefficient de poisson en fonction du temps sur une pâte de ciment et qui a montré qu'à l'état frais la pâte de ciment se comporte presque comme un matériau incompressible et le coefficient de poisson était dans un intervalle de [0.28 à 0.40].

5.2.8 La relation entre la porosité el la résistance à la compression

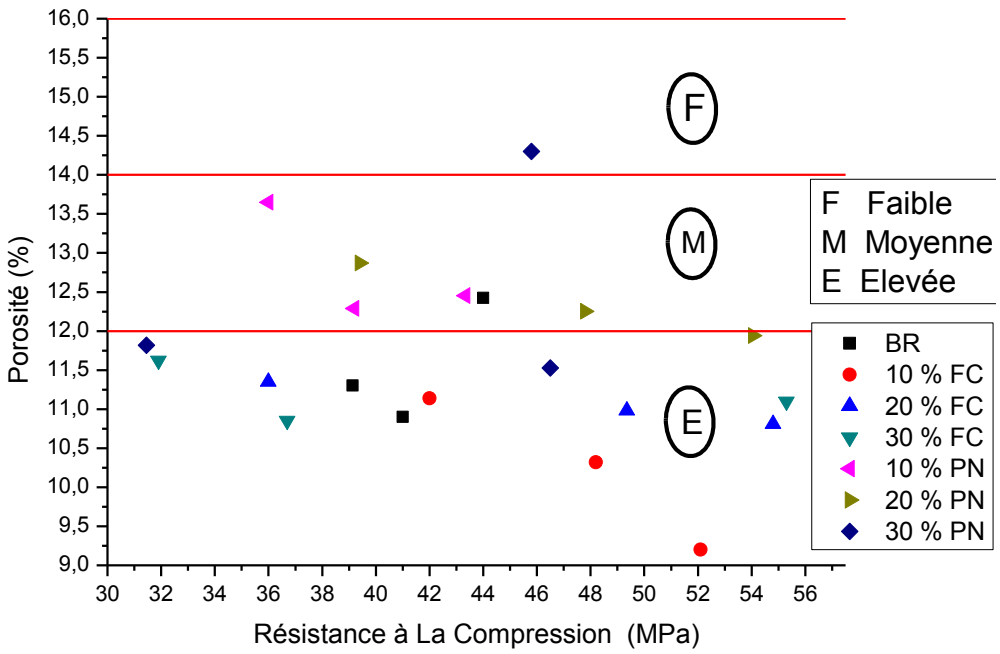


Figure 5.13: Relation entre la porosité et la résistance à la compression

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. C'est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Ce paramètre est plutôt bien corrélé avec la résistance moyenne à la compression : quand la porosité diminue, la résistance augmente [BAROGHEL-BOUNY, 2005].

Afin d'illustrer la pertinence des classes proposées pour les indicateurs porosité accessible à l'eau, et de mettre en évidence le domaine de valeurs couvert par ces paramètres [BAROGHEL-BOUNY, 2005], les résultats expérimentaux obtenus sur une large gamme de

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

bétons sont présentés en figure 5.13 en fonction de la résistance moyenne à la compression. Pour le même taux de remplacement, les fillers calcaires semblent être plus efficaces dans la réduction de la porosité que la pouzzolane naturelle. La porosité est réduite généralement avec les ajouts et surtout à l'âge de 90 jours. Les classes proposées figurent sur le graphique. Selon les classes et valeurs limites relatives aux indicateurs de durabilité généraux établies par Baroghel-Bouny [BAROGHEL-BOUNY, 2005], la figure 5.13 montre que nos bétons se trouvent en général dans la classe de durabilité potentielle moyenne à élevée.

5.2.9 La porosité

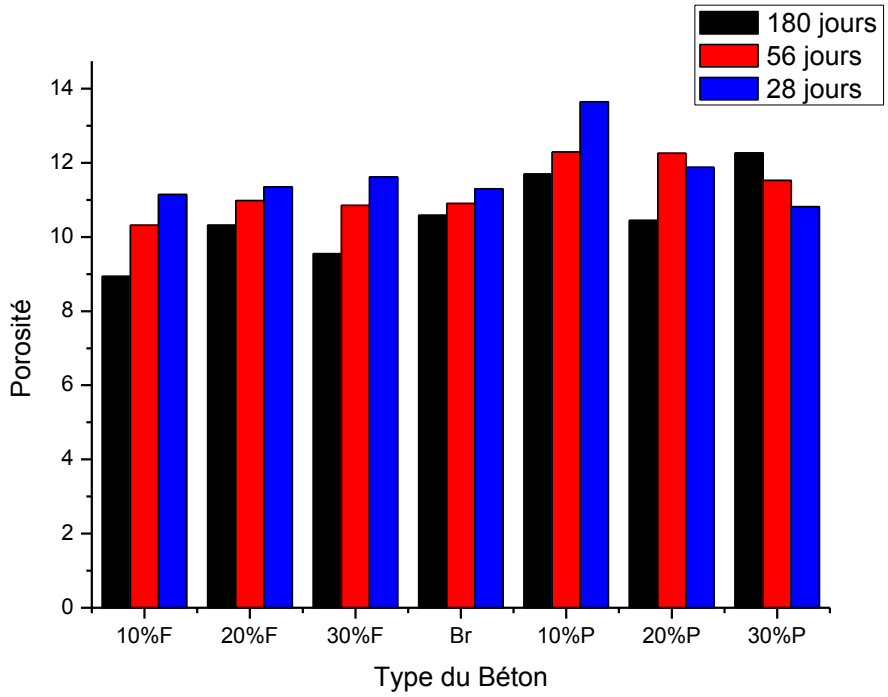


Figure 5.14 : La porosité en fonction du type du béton

L'illustration graphique des résultats représentés par la figure 5.14 montre que la porosité des bétons décroît en général en fonction du nombre de jours sauf pour 30% de pouzzolane naturelle. Cette diminution de la porosité engendre entre autre une augmentation de la résistance à la compression des bétons. La diminution de la porosité pour une substitution de 10% de fillers calcaires à 180 jours est de l'ordre de 20% par rapport à celle à l'age de 28 jours.

5.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté la partie expérimentale de ce travail. Nous avons tenté une approche globale non destructive pour la caractérisation dynamique du béton, Nous avons pu tirer les principaux résultats suivants :

- L'augmentation du rapport E/C engendre une diminution du module d'élasticité dynamique
- Le module d'élasticité dynamique a une corrélation directe avec la résistance à la compression et le module d'élasticité statique.
- L'inclusion des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle a une influence significative sur le module d'élasticité dynamique et sur la résistance à la compression. Les résultats montrent qu'une petite substitution de 10% de fillers calcaires ou de pouzzolane donne des valeurs élevées du module d'élasticité dynamique qui augmente plus rapidement aux jeunes âges par rapport au béton de référence.
- La porosité est réduite généralement avec les ajouts et surtout à l'âge de 90 jours. Selon les classes et valeurs limites relatives aux indicateurs de durabilité généraux, les résultats montrent que nos bétons se trouvent en général dans la classe de durabilité potentielle moyenne à élevée.

CONCLUSION GENERALE

Cette thèse aborde l'étude de la fréquence de résonance des bétons locaux en vue de leur caractérisation mécanique. Nous avons, pour ce faire, adopté une approche expérimentale non destructive qui consiste à étudier l'influence de deux paramètres pouvant, à priori, affecter l'état physique du béton : la substitution du ciment par les additios minérales et le rapport E/C. Pour cela nous avons utilisé un ciment CPJ CEMII/A 42,5 provenant de la cimenterie de Beni-Saf et des additions minérales (les fillers calcaires et la pouzzolane naturelle). Le rapport E/C quant à lui, varie dans l'intervalle 0,50 à 0,65 avec un pas de 0.05. Ce programme expérimental a nécessité la confection de 172 éprouvettes cylindriques 16x32 cm^2 servant de corps d'épreuve.

Le dispositif expérimental utilisé (L'ERUDIT) permet de déterminer les facteurs dynamiques de l'élément étudié, en l'occurrence, le module d'élasticité dynamique, le module de rigidité dynamique, et le coefficient de poisson. Ces facteurs de par leurs utilités dans la conception et le contrôle des structures, sont les éléments clés dans la dynamique des matériaux et les résultats montrent qu'ils le sont aussi dans la statique par la possibilité de relier les caractéristiques dynamiques aux statiques.

Les travaux antérieurs ont montré l'existence d'une relation entre les modules dynamiques et la résistance à la compression du béton ainsi que les conditions qui influent sur cette résistance. Ce résultat témoigne de l'importance de cette approche non desructive dans le domaine du génie civil, et il a été confirmé dans cette thèse de doctorat.

A l'issue de la compagne d'essais, qui a constitué un travail expérimental considérable, nous pouvons dresser la liste de conclusions suivantes :

- Les résultats des essais montrent que le ciment est conforme aux exigences de sa classe. Ces masses volumiques sont inclues dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 et sa consistance est conforme à la norme NF EN 196-3. De même, ces résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1.

- Les essais réalisés ont montré que les granulats concassés ont présenté de bonnes propriétés physiques, physico-chimiques et mécaniques, qui répondent en général, aux spécifications exigées par la norme P 18-541.

- Le rapport E/C à une forte influence sur le développement du module d'élasticité dynamique. E_d commence à augmenter plus tôt et atteint des valeurs plus élevées pour de faibles rapports E/C. Par ailleurs, le module d'élasticité dynamique augmente de plus de 20% lorsque le rapport E/C passe de 0,65 à 0,5 au jeune âge.

- L'inclusion des fillers calcaires et de la pouzzolane naturelle a une influence significative sur le module d'élasticité dynamique et sur la résistance à la compression. Les résultats montrent qu'une petite substitution de 10% de fillers calcaires ou de pouzzolane donne des valeurs élevées du module d'élasticité dynamique qui augmente plus rapidement aux jeunes âges par rapport au béton de référence. Par ailleurs, Pour les différents mélanges de bétons préparés, la résistance à la compression à 28 jours se situe entre 31 MPa à 44 MPa, valeurs de résistances supérieures à 27 MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)). En outre, les résultats montrent également que, en utilisant les proportions de mélange adoptées et en substituant le ciment par les additions, la teneur en ciment peut être réduite de 20% et 10%, pour les fillers calcaires et la pouzzolane, respectivement, et encore les résistances à la compression à 28 jours restent comparables à ceux du béton de référence. Cela conduit à une économie significative des coûts des matériaux et d'autres avantages techniques tels que la réduction de la chaleur ainsi que l'amélioration potentielle de la performance de durabilité. Aussi, les bétons aux additions présentent généralement des résistances à la compression à long terme plus importantes que celles du béton de référence, sauf pour ceux, contenant 30% de pouzzolane.

- Une relation entre le module d'élasticité dynamique E_d (GPa) et la résistance à la compression f_{cu} (MPa) a été déterminée. Cette dernière est obtenue avec un coefficient de détermination R^2 élevée de 0,82, indiquant que le module d'élasticité dynamique de nos bétons peut être exprimé avec succès en fonction de la résistance à la compression.

- Le module d'élasticité statique du béton E_s (GPa) peut être exprimé en fonction du module d'élasticité dynamique E_d (GPa). L'équation proposée est obtenue avec un coefficient de détermination R^2 raisonnablement élevé de 0.89, ce qui indique une corrélation statistique potentiellement significative entre les deux modules d'élasticité.

- La porosité est réduite généralement avec les ajouts et surtout à l'âge de 90 jours. Selon les classes et valeurs limites relatives aux indicateurs de durabilité généraux établies par Baroghel-Bouny, les résultats montrent que nos bétons se trouvent en général dans la classe de durabilité potentielle moyenne à élever.

Perspectives

Notre investigation laisse la porte ouverte sur d'autres contributions à l'avenir afin d'enrichir cette recherche par des travaux complémentaires :

- ✓ Etude de l'effet de la température sur les caractéristiques dynamiques du béton.
- ✓ Utilisation d'autres méthodes non destructives.
- ✓ Utilisation d'autres types d'additions minérales.
- ✓ Chercher un modèle numérique basé sur le principe des réseaux des neurones artificiels en vue de prédire la résistance à la compression des bétons grâce aux mesures de leurs caractéristiques dynamiques par la méthode de fréquence de résonance.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. [AFNOR, 2002]. Afnor; Concrete and its Constituents. Tome 1: Specifications of concrete and its constituents, 5e édition, Paris, 431 p (2002).

2. [AFNOR, 2002]. Afnor; Concrete and its Constituents. Tome 2: Test Methods of Concrete, 5e édition, Paris, 510 p, (2002).

3. [AFPC-AFREM, 1997]. Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. Compte-rendu des Journées Techniques AFPC-AFREM « Durabilité des Bétons », Toulouse, France, 11-12 déc. (1997).

4. [Ahmad Khokhar, 2010]. Khokhar M.I.A., Optimisation of Concrete Mix Design with High Content of Mineral Additions: Effect on Microstructure, Hydration and Shrinkage, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 228 p, (2010).

5. [Algerian Standards, 1992]. Algerian Standards: Publishing and distribution by Abou Hamou Moussa, Algiers (1992).

6. [Ali H. Al-Amawee, 2006]. Ali H. Al-Amawee, Salman M., The Ratio between Static and Dynamic Modulus of Elasticity in Normal and High Strength Concrete, Journal of Engineering and Development, Vol. 10, No. 2, pp 163-174, June (2006).

7. [ASTM, 2003]. ASTMC 215-02, Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens, ASTM, USA, February (2003).

8. [ASTM, 2003]. ASTM Test Designation C 597-02, Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA, (2003).

9. [Baroghel-Bouny, 2005]. Baroghel-Bouny V., Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes, Editions Techniques de l'Ingénieur, Paris, France, C2245, pp 1-14, mai. (2005).

10. [Baroghel-Bouny, 2007]. Baroghel-Bouny V., Chaussadent T., Croquette G., Divet L., Gawsewitch J., Godin J., Henry D., Platret G., Villain G., Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons - Méthodes de mesures et d'éssais de laboratoire. Méthodes d'essais 58. Techniques et Methodes des Laboratoires des Ponts et Chaussees. LCPC Paris, (2007).

11. [Baron, 1976]. BARON J., LESAGE R., La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier, Rapport de recherche des LCPC N° 64, Paris, Décembre (1976).

12. [Baron et Olivier, 1996]. Baron J., Ollivier J.P., Les bétons bases et données pour leur formulation, Edition Eyrolles, Paris, 522 p, (1996).

13. [Baron et Lesage, 1969]. Baron J., Lesage R., Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques, Rapport de recherche des LCPC N° 3, Paris, Août (1969).

14. [Bessenouci, 2009]. Bessenouci M.Z., Impact et contribution thermo énergétique des matériaux de construction à base pouzzolanique dans l'habitat, Mémoire de magister- Université Abou Baker Belkaid-Tlemcen, 108 p, (2009).

15. [Bordas, 1983]. Collection Bordas-Dunod, Recommandations pour l'emploi de la méthode de fréquence de résonance dans le contrôle des éprouvettes en béton, RILEM recommandation on non-destructive testing methods, Vol. 16 – N° 95 - Matériaux et Constructions, (1983).

16. [Bouakkaz, 2012]. Bouakkaz M. A., Characterization of Concrete Using the Resonant Frequency Method, Magister Thesis in Civil Engineering, AbouBekr Belkaid University, Tlemcen, Algeria, 87 p, (2012).

17. [Boukli Hacene, 2007]. Boukli Hacene S.M.A., Ghomari F., Study of the compression resistance of local concretes, Twelfth International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering, ICSGE, Cairo, Egypt, 10-12 December, pp.1005-1014, (2007).

18. [Boukli Hacene, 2010] Boukli Hacene S. M. A., Contribution à l'étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de Tlemcen, Thèse de Doctorat de l'Université de Tlemcen, 194 p, (2010).

19. [Boukli Hacene, 2009]. Boukli Hacene S.M.A., Ghomari F., Khelidj A., Compressive Strengths of Concrete Formulated with Algerian Local Materials, Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 3, No. 2, pp.103-117, April (2009).

20. [Breysse, 2005]. Breysse D., Abraham O., Méthodes de CND appliquées aux ouvrages d'arts, Edition des Ponts et Chaussées, p 555, Paris, France (2005).

21. [Brooks, 1983]. Brooks J.J., Wainwright P.J., Properties of ultra-high-strength concrete containing a superplasticiser, Mag. Conc. Res.; 35(125):205–13, (1983).

22. [BS EN, 2002]. British Standard Institution. BS EN 12390-3. Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens. BSI. London. (2002).

23. [BS1992, 2004]. British Standard Institution. BS EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. BSI. London; (2004).

24. [BS8110, 1997]. British Standard Institution. BS 8110. Part 1. Code of practice for design and construction. BSI. London; (1997).

25. [Bungey, 1996]. Bungey J.H., Millard S.G., Testing of concrete in structures. Blackie Academic & professional, Glasgow, (1996).

26. [Caquot, 1937]. Caquot A., Rôle des matériaux inertes dans le béton, mémoire de la société des ingénieurs civils de France, pp. 562-582, Juillet-Août (1937).

27. [Carino, 1991]. Carino M.J., Wave fields in real media: Wave propagation in anisotropic, an elastic and porous media. Pergamon. 68. (1991).

28. [Carino, 2001]. Carino M.J., The Impact-echo Method: an Overview, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, USA, (2001).

29. [Carlomagno, 2002]. Carlomagno G.M., Meola C., Comparison between thermographic techniques for frescoes NDT, NDT & E International, 35(8): 559 - 565, (2002).

30. [Carmona, 2009]. Carmona V., Etude de l'endommagement de matériaux composites par tomographie X et émission acoustique, Thèse de Doctorat en génie des matériaux, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, juillet (2009).

31. [Caye, 2001]. CAYE S., Caracterisation des Propriétés Mécaniques, Acoustiques et thermiques des Materiaux Locaux de Construction au Sénégal, Thèse de Doctorat Université Cheikh Anta Diop De Dakar, (2001).

32. [Chekroun, 2008]. Chekroun. M., Caractérisation mécanique des premiers centmètres du béton avec des ondes de surface. Mechanics. Ecole Centrale de Nantes, France, (2008).

33. [Chia, 2008]. Chia C., Tao-Ming Cheng, Chih-Hung Chiang, Defect detection of concrete structures using both infrared thermography and elastic waves, Automation in Construction, vol. 18 , pp.87-92, (2008).

Rapport-Gratuit.com

34. [Chung, 2001]. Chung D.D.L, Defect dynamics of cement paste under repeated compression studied by electrical resistivity measurement, Cement and Concrete Research, Volume 31, Pages 1515-1518, (2001).

35. [CP110, 1972]. British Standard Institution. CP110. Part 1. The structural use of concrete: Design, materials and workmanship. BSI. London; (1972).

36. [Cric, 1975]. Rapport technique sur le Contrôle Radiographique de l'Injection de Certaines Gaines de Précontrainte du Viaduc de Freyming-Merlebach, CETE de Rouen, LRPC de Blois, (1975).

37. [de Larrard, 2000]. de Larrard F., Structures granulaires et formulation des bétons, traduit de l'anglais par LECOMTE A., Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 414 p, (2000).

38. [Decitre, 2003]. Decitre J.M., Modélisation électromagnétique et réalisation d'un dispositif d'imagerie magnéto-optique quantitatif pour la caractérisation des endommagements des structures aéronautiques en alliage léger, Thèse de Doctorat en Electronique, Electrotechnique, Automatique, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Juillet (2003).

39. [Dimitrios, 2009]. Dimitrios G., Shiotani T.: Experimental Study of Wave Propagation through Grouted Concrete, ACI Materials Journal, V. 106, No. 1, January-February (2009).

40. [Dreux et Festa, 1998]. Dreux G., Festa J., Nouveau guide du béton et ses constituants, éditions Eyrolles ; Paris, 409 p, (1998).

41. [Dupain, 2000]. Dupain R., Lanchon R., Saint-Arroman J.C.; Granulats, sols, ciments et bétons, Edition Casteilla, Paris, 236 p, (2000).

42. [Durand, 1981]. Durand A., Contribution à l'étude de la propagation des ultrasons dans les bétons, Thèse de Doctorat des Sciences Physiques, Nancy, 23 avril, (1981).

43. [Eric, 2013]. Eric K., Khun E., Contrôle non destructif d'un matériau excité par une onde acoustique ou thermique. Observation par thermographie, Thèse de Doctorat, Universite Paris ouest nanterre la defense, 149 p, (2013).

44. [Fathollah, 2012]. Fathollah S., Payam S., High-Strength Lightweight Concrete Using Leca, Silica Fume, and Limestone, Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 37, Issue 7 , pp 1885-1893, October (2012).

45. [Faury, 1958]. Faury J., Le béton : Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers, 3e édition, Dunod, Paris, (1958).

46. [Gesog, 2007]. Gesogˇlu M., Ozbay E., Effects of mineral admixtures on fresh and hardened properties of self-compacting concretes: binary, ternary and quaternary systems. Mater Struct; 40:923–37, (2007).

47. [Giner, 2012]. Giner V.T., Baeza F.J., Ivorra S., Zornoza E., Galao O., Effect of Steel and Carbon Fiber Additions on the Dynamic Properties of Concrete Containing Silica Fume, Materials and Design, Vol. 34, p. 332–339, (2012).

48. [Giri, 2010]. Giri V., Amedeo G., Zhihui S., Surendra P. S., Artificial Neural Network Modeling of Early-Age Dynamic Young's Modulus of Normal Concrete, ACI Materials Journal, V. 107, No. 3, pp282 – 289, May-June (2010).

49. [Gonçalves, 2007]. Gonçalves J.P., Tavares L.M., Toledo Filho R.D., Fairbairn E.M.R., Cunha E.R., Comparison of natural and manufactured fine aggregates in cement mortars, Cement and Concrete Research 37, 924–932, (2007).

50. [Greaves, 1996]. Greaves R.J., Lesmes D.P., Lee J.M., Toksöz N., Velocity variations and water content estimated from multi-offset, ground-penetrating radar, Geophysics, 61 (3), pp. 683-695, (1996).

51. [Guettala, 2013]. Guettala S., Mezghiche B., Influence de l'addition du sable de dune en poudre au ciment sur les propriétés des bétons, 21ème Congrès Français de Mécanique Bordeaux, 26 au 30 août (2013).

52. [Hansen, 1986]. Hansen W., Static and dynamic modulus of concrete as affected by mix composition and compressive strength , ACI Spec. Publ. SP 95, American Concrete Institute, 115, (1986).

53. [Hassan, 2012]. Hassan A.M.T., Jones S.W., Non-Destructive Testing of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (Uhpfrc): A Feasibility Study for Using Ultrasonic and Resonant Frequency Testing Techniques, Construction and Building Materials, Vol. 35, pp. 361–367, (2012).

54. [Iqbal khan, 2012]. Iqbal Khan M., Evaluation of Non-Destructive Testing of High Strength Concrete Incorporating Supplementary Cementitious Composites, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 61, pp. 125– 129, (2012).

55. [Kerbouche, 2010]. Kerbouche A., Influence des ajouts mineraux sur les résistances mécaniques, Thèse de Doctorat, (2010).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

56. [Kesler, 1954]. Kesler C.E., Higuchi Y., Problems in the sonic testing of plain concrete, Proc. Int. Symp. On Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol. 1, RILEM, Paris, (1954).

57. [Khadiri, 2002]. Khadiri I., Diouri A., Boukhari A., Aride J., Puertas F., Mechanical behaviour of various mortars made by combined fly ash and limestone in Moroccan Portland, Cement and Concrete Research, Vol. 32 , pp 1597-1603, (2002).

58. [Kuhn, 2013]. Kuhn E., Controle non destructif d'un matériau excité par une onde acoustique ou thermique. Observation par thermographie, Thèse de Doctorat Université Paris ouest Nanterre la défense, (2013).

59. [LCPC, 2003]. Publication des laboratoires des ponts et chaussées « Guide technique sur la maturométrie » Rapport du projet national CALIBE, 1er trimestre, (2003).

60. [LCPC, 2005]. Publication des laboratoires des ponts et chaussées « Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie » Méthodes d'essai des lcpc n°62, 4ème trimestre, pp.55-60, (2005).

61. [Lee, 2008]. Lee J., Wang R., Shoji T., Hong S., Non-destructive testing in the high-temperature regime by using a magneto-optical film, NDT&E International, 41(6): 420 - 426, (2008).

62. [Lino, 2011]. Lino M., Miguel A., Rui F., Joaquim F., Influence of the cementitious paste composition on the E-modulus and heat of hydration evolutions, Cement and Concrete Research 41, 799–807, (2011).

63. [Lothenbach, 2008]. Lothenbach B., Le Saout G., Gallucci E., Scrivener K., Influence of limestone on the hydration of Portland cements, Cement and Concrete Research 38, 848–860, (2008).

64. [Lydon, 1986]. Lyndon F.D., Balendran R.V., Some observations on elastic properties of plain concrete. Cem Concr Res; 16:314–24, (1986).

65. [Maia, 2011]. Maia L., Azenha M., Faria R., Figueiras J., Influence of the Cementitious Paste Composition on the E-Modulus and Heat of Hydration Evolutions, Cement and Concrete Research, Vol. 41, pp. 799–807, (2011).

66. [Malcolm, 2011]. Malcolm A.A., Liu T., Case Studies in the Use of Computed Tomography for Non-Destructive Testing - Failure Analysis and Performance Evaluation, Singapore International NDT Conference & Exhibition, November (2011).

67. [Maldague, 2001]. Maldague X., Theory and practice of infrared technology for non-destructive testing, John Wiley and Sons, New York, (2001).

68. [Malhotra, 1996]. Malhotra V.M., Mehta P.K., Pozzolanic and cementitious materials. Advances in concrete technology, vol. 1, Gordon and Breach Publishers; pp. 191, (1996).

69. [Malhotra, 2004]. Malhotra V. M., Carino M.J., Handbook on Nondestructive Testing of Concrete Second Edition, CRC Press, (2004).

70. [Mansour, 2003]. Mansour S., Etude des propriétés des mortiers et bétons à base de ciments ternaires, Mémoire de Magister – Université Saad Dahleb – Blida, (2003).

71. [Mazloom, 2004]. Mazloom M., Ramezanianpour A.A., Brooks J.J., Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete, Cement & Concrete Composites, 26, pp. 347–357, (2004).

72. [Megat Johari, 2011] Megat Johari M.A., Brooks J.J., Kabir S., Rivard P., Influence of Supplementary Cementitious Materials on Engineering Properties of High Strength Concrete, Construction and Building Materials, Vol. 25, pp. 2639–2648, (2011).

73. [Mehta, 2006]. Mehta P.K., Monteiro P.J.M., Concrete – microstructure properties and materials. 3rd ed. McGraw-Hill; pp.659, (2006).

74. [Mirjana, 2014]. Mirjana M., Vlastimir R., Ivan L., Vesna B., The Effect of Aggregate, Type and Quantity of Cement on Modulus of Elasticity of Lightweight Aggregate Concrete, Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 39, Issue 2 , pp 705-711, February (2014).

75. [Neville, 2000]. Neville A.M., Propriétés des bétons. Edition CRIB., Paris, Eyrolles, 806 p. (2000).

76. [NF EN 584-1, 2006]. Norme NF EN 584-1 essais non destructifs film pour radiographie industrielle Partie 1 : classification des systèmes films pour radiographie industrielle.

77. [NF EN 12504-2, 2013]. Norme NF EN 12504-2 essais pour béton dans les structures - Partie 2 : essais non destructifs - Détermination de l'indice de rebondissement.

78. [Nikbin, 2014]. Nikbin I.M., Beygi M.H.A., Kazemi M.T., Vaseghi Amiri J., Rabbanifar S., Rahmani E., Rahimi S., A comprehensive investigation into the effect of water to cement ratio and powder content on mechanical properties of self-compacting concrete, Construction and Building Materials, pp 69–80, 57 (2014).

79. [Odler, 1985]. Odler I., Rößler, M., Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes – Part II. Effect of pore structure and of degree of hydration, Cement and Concrete Research, vol. 15, pp. 401-410, (1985).

80. [Paul, 2005]. Paul E.M., Introduction to Nondestructive Testing - Second Edition, A John Willey & Sons, INC., Publication, 671 p, (2005).

81. [Philippidis, 2003]. Philippidis T.P., Aggelis D.G., An Acousto-Ultrasonic Approach for the Determination of Water-to-Cement Ratio in Concrete, Cem. Concr.Res., Vol. 33, pp. 525-538, (2003).

82. [Popovics, 1975]. Popovics S., Verification of relationships between mechanical properties of concrete like materials. Materials and Structures. Vol. 8. No. 45. pp. 183-191, (1975).

83. [Popovics, 2008]. Popovics S., Jerzy Z., Shkolnik L., A Study of Static and Dynamic Modulus of Elasticity of Concrete, ACI-CRC Final Report, October (2008).

84. [Rabehi, 2014]. Rabehi M., Apport à la caractérisation de la porosité ouverte du béton d'enrobage par l'utilisation des tests d'absorption capillaire, Thèse de Doctorat Université Mohamed Khider – Biskra, (2014).

85. [Renshaw, 2009]. Renshaw J., Holland S.D., Barnard D.J., Viscous material-filled synthetic defects for vibrothermography , NDT&E International, 42 : 753 - 756, (2009).

86. [Ribichini, 2012]. Ribichini R., Cegla F., Nagy P.B., Cawley P., Experimental and numerical evaluation of electromagnetic acoustic transducer performance on steel materials, NDT&E International 45 : 32-38, (2012).

87. [Riethmuller, 2008]. Riethmuller M., L'émission acoustique; applications aux équipements industriels, Toulouse, COFREND, 10 p, (2008).

88. [RILEM, 1996]. La précision de l'estimation de la résistance du béton au moyen de l'indice sclérométrique, Materials and Structures, 1996-01-15.

89. [Roziere, 2007]. Roziere E., Etude de la durabilite des bétons par une approche performantielle, Thèse de Doctorat à L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes. 250 p, (2007).

90. [Sang-Hun Han, 2004]. Sang-Hun Han, Jin-Keun Kim, Effect of Temperature and Age on the Relationship Between Dynamic and Static Elastic Modulus of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 1219–1227, (2004).

91. [Shkolnik, 1996]. Shkolnik I.E., Evaluation of dynamic strength of concrete from results of static tests, Journal of Engineering Mechanics, Volume 122(12), pp. 135-138, (1996).

92. [Swamy, 1975]. Swamy R.N., Bandyopadhyay A.K., The elastic properties of structural lightweight concrete, Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, 59, pp. 381-94, September (1975).

93. [Tao, 2010]. Tao D.U., Thermographie infrarouge active par induction électromagnétique application à l'auscultation d'éléments en béton renforcé, Université D'Artois Faculté des Sciences Appliquées de Béthune, Thèse de Doctorat, Juin (2010).

94. [Targan, 2003]. Targan S., Olgun A., Erdogan Y., Sevinc V., Influence on natural pozzolan , colematite ore waste , bottom ash and fly ash on the properties of Portland cement, Cement and Concrete Research , Vol. 33 , pp 1175 – 1182, (2003).

95. [Thompson, 1990]. Thompson R.B., Physical Principles of Measurements with EMAT Transducers, Physical Acoustics, 19: 157 - 200, (1990).

96. [Villain, 2007]. Villain G., Thiery M., Platret G., Measurement methods of carbonation profiles in concrete: Thermogravimetry, chemical analysis and gammadensimetry. Cem. Concr. Res., 37: 1182–1192, 2007. 8, 9, 135.

97. [Vladimir, 2011]. Vladimir G.H., Graça V., Paulo B., Influence of aggregates grading and water/cement ratio in workability and hardened properties of mortars, Construction and Building Materials 25, pp 2980–2987, (2011).

98. [Wani, 2001]. Wanin M., Évaluation non destructive de la qualité des matériaux (Partie 1), Technique de l'ingénieur, M 4 130. (2001).

99. [Wen, 2000]. Wen S., Chung D.D.L., Damage monitoring of cement paste by electrical resistance measurement, Cement and Concrete Research, Volume 30, N°12, Pages 1979-1982, December (2000).

100. [Zaitri, 2015]. Zaitri D., Bederina M., Dif F., Guetaf Y., Etude de l'influence des fines calcaires sur le comportement du béton formulé à base des granulats recyclés. Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France, May (2015).

101. [Zenzinger, 2007]. Zenzinger G., Bamberg J., Satzger W., Carl V., Thermographic Crack Detection by Eddy Current Excitation, Nondestructive Testing and Evaluation, 22(2) : 101 - 111, (2007).