

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou - Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Thème

***Etude de la compacité du béton
en fonction de la granularité***

Proposé et dirigé par : M^r MELBOUCI Bachir
Réalisé et présenté par : M^r LACHEBI Kamel

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Le travail expérimental présenté a été réalisé dans le cadre d'un mémoire de fin d'études au sein du laboratoire de recherche Géo matériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) de la faculté Génie de la Construction de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu le tout puissant, qui m'a donné la force et l'énergie pour terminer ce travail.

En premier lieu, J'adresse mes sincères remerciements à mon promoteur, Monsieur MELBOUCI Bachir, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Je le remercie énormément de m'avoir encadré, de m'avoir consacré tout son temps, de m'avoir fait part de ses précieux conseils. Je lui adresse toute ma profonde gratitude et ma reconnaissance pour tout l'aide qu'il m'a apporté pour la réalisation de ce travail.

Je souhaite ensuite remercier les examinateurs de ce mémoire qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être membres du jury.

J'exprime mes remerciements à tous les enseignants et fonctionnaires du département Génie Civil, ainsi qu'à l'équipe de recherche en géotechnique du laboratoire LGEA de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, ainsi qu'à tous mes collègues, qui m'ont soutenus par leurs conseils et encouragements.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

*A la mémoire de mes chers parents, en témoignage de ma
profonde affection.*

*Je dédie ce travail, pour ma famille et tous ceux qui m'ont aidés
de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.*

LACHEBI Kamel

Résumé

Le Béton Compacté au Rouleau (BCR) est un matériau relativement nouveau, qui couvre une grande diversité d'applications dans les chaussées en bétons, barrages, routes, rues et aires de stationnement. Son utilisation est très répandue dans le monde actuel vue ces nombreux avantages dans plusieurs secteurs économiques, écologiques et techniques. Néanmoins, les chercheurs poursuivent leurs travaux afin d'améliorer les caractéristiques de ces bétons et ainsi, plusieurs études sont menées pour améliorer leur durabilité et leurs performances mécaniques et physiques.

Le présent travail réalisé dans le cadre de ce mémoire comporte une étude sur la compacité du béton en fonction de la granularité en vue d'une application en technique routière et en utilisant des matériaux de gisements locaux. Ces différents constituants granulaires ont servi pour la confection des Bétons de ciment avec la spécificité d'une faible teneur en eau et d'un dosage en ciment variant de 100 à 350 kg/m³, donnant lieu à un moindre coût et un délai de réalisation réduit. Cette étude a traité le problème de formulation de béton à travers la méthode de formulation empirique selon les principes de la géotechnique qui est basée sur la compacité des mélanges, qui est un procédé donnant lieu à une énergie de compactage assimilable à l'énergie donnée par un rouleau compacteur correspondante à celle de l'énergie du Proctor modifié.

Les résultats de cette étude expérimentale montrent l'influence de compactage (Proctor modifié) sur les propriétés physiques et mécaniques des mélanges de classes granulaires avec le ciment et la sensibilité de l'évolution de la résistance mécanique et de la compacité à l'énergie de compactage pour une utilisation dans les chaussées en béton.

Mots clés :

Béton compacté au rouleau, compacité, classe granulaire, mélange, formulation de béton, caractéristiques de l'optimum Proctor, résistance à la compression, durabilité.

Abstract:

Roller Compacted Concrete (RCC) is a relatively new material, which covers a wide variety of applications in concrete pavements, dams, roads, streets and parking areas. Its use is very popular in today's world for its many advantages in several economic, ecological and technical sectors. Nevertheless, researchers are continuing their work to improve the characteristics of these concretes and thus, several studies are being carried out to improve their durability and their mechanical and physical performance.

The present work carried out within the framework of this thesis includes a study on the compactness of concrete as a function of the granularity with a view to an application in road technique and using materials from local deposits. These different granular constituents were used for the preparation of cement concrete with the specificity of a low water content and a cement dosage varying from 100 to 350 kg / m³, resulting in a lower cost and a reduced production time. . This study dealt with the problem of concrete formulation through the empirical formulation method according to the geotechnical's principles which is based on the compactness of the mixtures, which a process giving rise to compaction energy assimilable to the energy is given by a compactor roller corresponding to that of the energy of the modified Proctor.

The results of this experimental study show the influence of compaction (modified Proctor) on the physical and mechanical properties of mixtures of granular classes with cement and the sensitivity of the evolution of mechanical resistance and compactness to the energy of compaction for use in concrete pavements.

Keywords:

Roller compacted concrete, compactness, granular class, mix, concrete formulation, characteristics of Optimum Proctor, compressive strength, durability.

Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des notations et abréviations	

Introduction générale	01
------------------------------------	-----------

CHAPITRE I : Synthèse bibliographique sur les chaussées en béton

I.1. Introduction	5
I.2. Historique sur les chaussées	6
I.3. Généralités sur les chaussées	6
I.3.1. Définition des chaussées	6
I.3.2. Les couches constituant la chaussée.....	7
I.4. Différents types de structures de chaussée	8
I.5. Chaussée en béton compacté au rouleau BCR	14
I.5.1. Les composants d'un béton compacté au rouleau BCR.....	15
I.5.1.1. Le liant	15
I.5.1.2. Les granulats.....	16
I.5.1.3. L'eau de gâchage.....	17
I.6. Applications des BCR	18
I.6.1. Le BCR en corps des barrages.....	18
I.6.2. Le BCR en technique routière (Pavages)	20
I.7. Avantages et inconvénients des chaussées en béton et en bitume	22
I.7.1. Avantages et inconvénients des chaussées en béton.....	22
I.7.2. Avantages et inconvénients des chaussées en bitume	22
I.8. Conclusion	23

CHAPITRE II : Généralités sur les bétons

II.1. Introduction	25
II.2. Définition d'un béton	25
II.3. Composition d'un béton	26
II.3.1. Le ciment	27
II.3.1.1. Fabrication du ciment	27
II.3.1.2. Principaux constituants des ciments	28

II.3.1.3. Types du ciment.....	29
II.3.1.4. Classes de résistance des ciments courants.....	30
II.3.2. Les granulats (sable et gravier)	31
II.3.2.1. Classification des granulats selon la provenance.....	32
II.3.2.2. Classification des granulats selon la grosseur.....	33
II.3.3. Eau de gâchage.....	35
II.4. Les différents types de béton.....	36
II.5. Propriétés essentielles de béton	38
II.6. Paramètres qui influent sur les caractéristiques du béton.....	42
II.6.1. Influence du rapport eau/ciment (E/C)	42
II.6.2. Influence du dosage en ciment	43
II.6.3. Influence du type de ciment	44
II.6.4. Influence du squelette granulaire	45
II.6.5. Influence du rapport granulat /ciment (G/C)	46
II.6.6. Dimension maximale des granulats D max.....	48
II.6.7. Influence du squelette granulaire sur l'affaissement	48
II.6.8. Influence de l'air occlus sur l'affaissement et la résistance	49
II.7. Formulation des bétons.....	50
II.7.1. Formulation des bétons classiques (BC)	50
II.7.1.1. Méthode de Bolomey.....	50
II.7.1.2. Méthode de Caquot.....	51
II.7.1.3. Méthode de Faury	51
II.7.1.4. Méthode de Baron et Lesage.....	53
II.7.1.5. Méthode de Dreux Gorisse.....	53
II.7.1.6. Méthode numérique de Sedran et Larrard.....	54
II.7.2. Formulation des bétons compactés aux rouleaux (BCR)	55
II.7.2.1. Méthode de formulation empirique respectant les limites de maniabilité.....	56
II.7.2.2. Méthode de formulation empirique selon les principes de la géotechnique	57
II.7.2.3. Méthode de formulation semi empirique	58
II.7.2.4. Formulation selon le modèle théorique	59
II.8. Conclusion.....	60

CHAPITRE III : Etude de la compacité des bétons

III .1. Introduction	62
III.2. Définition de la compacité	62
III.3. Méthode de la mesure de la compacité du béton	64
III.3.1. Méthode de versement simple	64
III.3.2. Méthode de Piquage	64
III.3.3. Méthode de vibration avec compression.....	65
III.3.4. Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses.....	66

III.3.5. Méthode de compactage des sols (Proctor modifié)	67
III.4. Facteur influençant la compacité du béton	68
III.4.1. Effet de la taille et la forme des grains	68
III.4.2. Effet de la paroi du récipient et des gros granulats	70
III.4.3. Effet de desserrement	72
III.4.4. Effet du mode de mise en place (l'énergie de serrage)	72
III.4.5. Effet de la ségrégation.....	73
III.4.6. Effet de l'étendue granulaire.....	74
III.4.7. Effet du mode de mise en place (l'énergie de compactage)	74
III.4.7.1. Influence de la teneur en eau et du poids volumique	75
III.4.7.2. Influence de l'énergie de compactage.....	77
III.4.7.3. Influence de la granulométrie	79
III.5. Conclusion	81

CHAPITRE IV : Etude expérimentale

IV.1. Introduction	83
IV.2. Programme expérimental	83
IV.3. Caractéristiques des matériaux utilisés au laboratoire	86
IV.3.1. Les granulats.....	86
IV.3.1.1. Propriétés dimensionnelles des granulats au laboratoire	87
IV.3.1.1.1. Calibre et choix des classes granulaires.....	87
IV.3.1.1.2. Analyse granulométrique	88
IV.3.1.1.3. Module de finesse du sable.....	94
IV.3.1.1.4. Optimisation du squelette granulaire	96
IV.3.1.2. Propriétés physiques des granulats au laboratoire.....	98
IV.3.1.2.1. Propreté des granulats	98
IV.3.1.2.2. Absorption d'eau des granulats	98
IV.3.1.2.3. Equivalent de sable	102
IV.3.1.2.4. La teneur en eau	104
IV.3.1.2.5. Les masses volumiques.....	105
IV.3.1.2.6. La compacité, porosité et l'indice des vides.....	110
IV.3.1.3. Propriétés mécaniques des granulats au laboratoire.....	112
IV.3.1.3.1. Essai Micro-Deval.....	112
IV.3.1.3.2. Essai Los Angeles	115
IV.3.2. Le ciment (liant hydraulique)	118
IV.3.2.1. Analyse chimique et minéralogique du clinker	119
IV.3.2.2. Propriétés physiques de ciment	119
IV.3.2.3. Plasticité de ciment	120
IV.3.2.4. Quantité et dosage de ciment utilisé.....	121
IV.3.3. L'eau de gâchage	124

IV.4. Compacité des classes granulaires avec la méthode de compactage des sols (Proctor modifié)	126
IV.4.1. Essais Proctor	127
IV.4.2. Compacité des classes élémentaires à l'optimum Proctor	132
IV.4.3. Compacité des classes binaires à l'optimum Proctor.....	134
IV.4.4. Compacité des classes ternaires à l'optimum Proctor	136
IV.4.5. Compacité de la classe quaternaire à l'optimum Proctor	137
IV.5. Calcul de la compacité optimale du milieu granulaire	139
IV.6. Compacité des mélanges du béton avec la méthode de formulation empirique selon les principes de la géotechnique	141
IV.6.1. Compactage des mélanges avec la mise en place de l'énergie de compactage	142
IV.6.2. Compacité des mélanges élémentaires à l'optimum Proctor.....	143
IV.6.3. Compacité des mélanges binaires à l'optimum Proctor	144
IV.6.4. Compacité des mélanges ternaires à l'optimum Proctor.....	145
IV.6.5. Compacité de mélange quaternaire à l'optimum Proctor	145
IV.7. Résistance à la compression du béton compacté	146
IV.7.1. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges élémentaires	147
IV.7.2. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges binaires.....	148
IV.7.3. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges ternaires.....	149
IV.7.4. Résistance à la compression à 28 jours pour l'éprouvette de mélange quaternaire	151
IV.8. Discussions et interprétation des résultats	152
IV.8.1. Essai de compactage (Proctor modifié) sur les granulats à l'optimum Proctor.....	152
IV.8.2. Compacité granulaire sous l'effet du mode de mise en place de l'énergie de compactage	154
IV.8.3. Résistance à la compression à 28 jours pour les mélanges du béton compacté	156
IV.9. Conclusion	158

Conclusion Générale et Recommandations	162
---	------------

Références bibliographiques

Liste des normes

Annexes

Liste des Figures

CHAPITRE I : Synthèse bibliographique sur les chaussées en béton

<i>Figure (I.1). Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes Couches</i>	7
<i>Figure (I.2). Structure de chaussée souple</i>	9
<i>Figure (I.3). Structure de chaussée bitumineuse épaisse</i>	9
<i>Figure (I.4). Structure de chaussée semi-rigide</i>	10
<i>Figure (I.5). Structure de chaussée à structure mixte</i>	11
<i>Figure (I.6). Structure de chaussée à structure inverse</i>	12
<i>Figure (I.7). Les principaux types de chaussées rigides</i>	13
<i>Figure (I.8). Définition du BCR selon la teneur en liant et en eau</i>	15
<i>Figure (I.9). Fuseau granulométrique proposé par Piggot</i>	17
<i>Figure (I.10). Etat du BCR frais lors de son déversement (Barrage ErrmilTunisie)</i>	19
<i>Figure (I.11). Barrage et Batardeau en BCR sur la rivière Manouane au Canada</i>	20
<i>Figure (I.12). Mise en place du BCR en pavage - Atlanta USA</i>	21

CHAPITRE II : Généralités sur les bétons

<i>Figure (II.1). Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire</i>	26
<i>Figure (II.2). Poudre de ciment courant</i>	27
<i>Figure (II.3). Type des granulats et leurs dimensions</i>	32
<i>Figure (II.4). La relation entre C/E et la résistance à la compression (f_c) d'après la formule de Bolomey</i>	43
<i>Figure (II.5). Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression au jeune âge du Béton</i>	44
<i>Figure (II.6). Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme</i>	45
<i>Figure (II.7). Variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport G/S</i>	46
<i>Figure (II.8). Influence du rapport G/C sur la résistance du béton</i>	46
<i>Figure (II.9). La relation entre la résistance à la compression de cylindres de béton (10x30 cm) et le volume de granulats pour un rapport E/C constant de 0,5</i>	47
<i>Figure (II.10). Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosages en ciment</i>	48
<i>Figure (II.11). Optimisation du rapport G/S en fonction de l'affaissement</i>	49

<i>Figure (II.12). Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus.....</i>	50
<i>Figure (II.13). Courbe optimale type selon la méthode de Dreux-Goriss.....</i>	54
<i>Figure (II.14). Paramètres optimums d'un mortier pour BCR</i>	56
<i>Figure (II.15). Fuseaux granulométriques pour un BCR [J. Marchand (1997)]</i>	58
<i>Figure (II.16). Relations typiques entre la masse volumique et la teneur en eau de mélanges de BCR</i>	58

CHAPITRE III : Etude de la compacité des bétons

<i>Figure (III.1). Notions de compacité et de porosité</i>	63
<i>Figure (III.2). Dispositif de mesure de la compacité selon la méthode de vibration avec compression</i>	65
<i>Figure (III.3). Schéma de la table à secousses</i>	66
<i>Figure (III.4). Opération de compactage avec l'essai Proctor modifié.....</i>	67
<i>Figure (III.5). Variation de compacité en fonction de la forme des particules</i>	69
<i>Figure (III.6). Valeur des compacités pour des grains roulés et concassés</i>	69
<i>Figure (III.7). Compacités expérimentales des classes élémentaires en fonction de la taille des grains</i>	70
<i>Figure (III.8). Effet de la paroi du récipient</i>	71
<i>Figure (III.9). Effet de paroi entre granulats.....</i>	71
<i>Figure (III.10). Effet de desserrement</i>	72
<i>Figure (III.11). Compacité pour différents modes de mise en place des grains concassés</i>	72
<i>Figure (III.12). Rôle du rapport d_2 / d_1 sur la compacité</i>	74
<i>Figure (III.13). Compacité avec la mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié)</i>	75
<i>Figure (III.14). Courbe Proctor complète.....</i>	76
<i>Figure (III.15). Courbe typique du compactage d'un sol grenu.....</i>	77
<i>Figure (III.16). Influence de l'énergie de compactage.....</i>	78
<i>Figure (III.17). L'influence de l'énergie de compactage (Carter et Bentley., 1991)</i>	79
<i>Figure (III.18). Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor.....</i>	80
<i>Figure (III.19). Influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al. 1992)</i>	81

CHAPITRE IV : Etude expérimentale

<i>Figure (IV.1). Organigramme de la réalisation expérimentale</i>	85
<i>Figure (IV.2). Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (bastos)</i>	86
<i>Figures (IV.3). Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire</i>	87
<i>Figure (IV.4). Classes élémentaires choisies au laboratoire</i>	88
<i>Figure (IV.5). Appareillage de l'essai granulométrique par voie tamisage</i>	88
<i>Figure (IV.6). Courbes granulométriques des granulats (Bastos) non propres et non calibrés ...</i>	92

Figure (IV.7). Courbes granulométriques des granulats utilisés propres et calibrés (classes élémentaires)	94
Figure (IV.8). Courbe combinée des agrégats utilisés par rapport au fuseau proposé par Piggot.....	96
Figure (IV.9). Essai de propreté des granulats (lavage)	98
Figure (IV.10). Absorption d'eau d'un gravillon.....	99
Figure (IV.11). Absorption d'eau par le sable	101
Figure (IV.12). Matériel nécessaire pour essai équivalent de sable	102
Figure (IV.13). Essai équivalent de sable pour les granulats au laboratoire.....	103
Figure (IV.14). Appareillage de la mesure la masse volumique absolue (pycnomètre)	107
Figure (IV.15). Essai de la masse volumique apparent sur le moule cylindrique (152 x116,5) mm.....	109
Figure (IV.16). Compacité des différentes classes granulaires	112
Figure (IV.17). Appareil de l'essai Micro-Deval	113
Figure (IV.18). Matériau avant et après essai Micro-Deval	114
Figure (IV.19). Appareil de l'essai Los Angeles	116
Figure (IV.20). Matériau avant et après essai Los Angeles	117
Figure (IV.21). Sac de ciment MATINE	119
Figure (IV.22). Limite de plasticité de ciment MATINE.....	121
Figure (IV.23). Schéma du moule (Proctor modifié), H = 116.5 mm D = 152 mm	122
Figure (IV.24). Variation du pourcentage de la teneur en ciment sur les différents mélanges de béton compacté avec leurs composants (dosage de ciment: 200 kg/m ³)	123
Figure (IV.25). Dosage en eau pour chaque type de mélange de béton compacté.....	125
Figure (IV.26). Variation du pourcentage de la teneur en eau sur les différents mélanges de béton compacté.....	126
Figure (IV.27). Appareillage de l'essai Proctor modifié	128
Figure (IV.28). Courbe expérimentale d'essai Proctor modifié	129
Figure (IV.29). Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche	131
Figure (IV.30). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes élémentaires	132
Figure (IV.31). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes élémentaires	133
Figure (IV.32). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour les 4 classes Elémentaires	133
Figure (IV.33). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes binaires..	134
Figure (IV.34). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes binaires	135
Figure (IV.35). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour 3classes binaires	135
Figure (IV.36). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes ternaires	136
Figure (IV.37). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes ternaires	136
Figure (IV.38). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour 2 classes ternaires	137
Figure (IV.39). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour la classe quaternaire	138
Figure (IV.40). Courbe expérimentale d'essai Proctor de la classe quaternaire	138

Figure (IV.41). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour la classe quaternaire.....	139
Figure (IV.42). Compacité optimale des différentes classes granulaires à la mise en place de l'énergie de compactage.....	141
Figure (IV.43). Compactage des mélanges selon le procédé Proctor Modifié	143
Figure (IV.44). Eprouvettes du béton compacté pour les mélanges élémentaires.....	144
Figure (IV.45). Eprouvettes du béton compacté pour les mélanges binaires	144
Figure (IV.46). Eprouvettes du béton compacté pour les mélanges ternaires.....	145
Figure (IV.47). Eprouvette du béton compacté pour le mélange quaternaire	146
Figure (IV.48). Essai de compression sur éprouvettes cylindriques	147
Figure (IV.49). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2 x11, 65) cm du béton compacté pour 4 mélanges élémentaires	148
Figure (IV.50). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2 x11, 65) cm du béton compacté pour 3 mélanges binaires	149
Figure (IV.51). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour 2 mélanges ternaires	150
Figure (IV.52). Résistance à la compression à 28 jours sur l'éprouvette (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour le mélange quaternaire	151
Figure (IV.53). Teneurs en eaux optimales pour les différentes classes granulaires.....	153
Figure (IV.54). L'évolution de la compacité des différentes classes granulaires en fonction du mode à la mise en place de l'énergie de compactage.....	155
Figure (IV.55). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour les différents mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires)	157

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Généralités sur les bétons

<i>Tableau (II.1). Composition minéralogique de clinker</i>	28
<i>Tableau (II.2). Désignation des différents types des ciments courants en fonction de leur composition</i>	29
<i>Tableau (II.3). Classification des ciments en fonction de leur résistance normale</i>	31

CHAPITRE III : Etude de la compacité des bétons

<i>Tableau (III.1). Compacités des granulats concassés par différents modes de mise en place</i>	73
--	----

CHAPITRE IV : Etude expérimentale

<i>Tableau (IV.1). Analyse granulométrique du sable classe (0/3) mm</i>	90
<i>Tableau (IV.2). Analyse granulométrique du gravier classe (3/8) mm</i>	90
<i>Tableau (IV.3). Analyse granulométrique du gravier classe (8/15) mm</i>	91
<i>Tableau (IV.4). Analyse granulométrique du gravier classe (15/25) mm</i>	91
<i>Tableau (IV.5). Analyse granulométrique du sable classe élémentaire (0,5/3,15) mm</i>	92
<i>Tableau (IV.6). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (3,15/8) mm</i>	93
<i>Tableau (IV.7). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (8/16) mm</i>	93
<i>Tableau (IV.8). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (16/25) mm</i>	93
<i>Tableau (IV.9). Tamisât des différentes fractions d'agrégats (classes élémentaires)</i>	97
<i>Tableau (IV.10). Pourcentage des granulats</i>	97
<i>Tableau (IV.11). Absorption d'eau d'un gravillon</i>	100
<i>Tableau (IV.12). Absorption d'eau du sable</i>	101
<i>Tableau (IV.13). Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable</i>	103
<i>Tableau (IV.14). Résultat d'équivalent du sable pour les granulats au laboratoire</i>	104
<i>Tableau (IV.15). Teneurs en eaux des granulats</i>	105
<i>Tableau (IV.16). Masse volumique absolue par le pycnomètre</i>	108
<i>Tableau (IV.17). Masse volumique apparente des différentes classes granulaires</i>	109
<i>Tableau (IV.18). Résultat de porosité, compacité et l'indice de vide pour les différentes classes granulaires</i>	111
<i>Tableau (IV.19). Charge abrasive en fonction de la classe granulaire (Micro-Deval)</i>	113
<i>Tableau (IV.20). Tableau valeurs de référence (Micro-Deval)</i>	114
<i>Tableau (IV.21). Résultats de l'essai Micro-Deval pour les trois classes de gravier</i>	115
<i>Tableau (IV.22). Charge de boulets en fonction de la classe granulaire (Los Angeles)</i>	116
<i>Tableau (IV.23). Tableau valeurs de référence (Los Angeles)</i>	117
<i>Tableau (IV.24). Résultats de l'essai Los Angeles pour les trois classes de graviers</i>	118
<i>Tableau (IV.25). Analyse chimique et minéralogique de ciment MATINE</i>	119

Tableau (IV.26). <i>Caractéristiques physiques de ciment MATINE</i>	119
Tableau (IV.27). <i>Résistance à la compression de ciment MATINE</i>	120
Tableau (IV.28). <i>Résultat de la limite de liquidité de ciment MATINE</i>	121
Tableau (IV.29). <i>Quantité du ciment dans le moule avec un dosage 200kg/m³</i>	122
Tableau (IV.30). <i>Teneurs en ciments dosé à 200 (kg/m³) des mélanges de béton dans le moule cylindriques (152 x 116,5) mm</i>	123
Tableau (IV.31). <i>Teneur en eau minimal des mélanges du béton compacté dans le moule cylindriques (152 x 116,5) mm</i>	125
Tableau (IV.32). <i>Modalités d'exécution des essais Proctor modifié</i>	130
Tableau (IV.33). <i>Teneurs en eau optimales et les poids volumiques secs maximaux des classes élémentaires</i>	133
Tableau (IV.34). <i>Teneurs en eaux optimales et les poids volumiques secs maximaux des classes binaires</i>	135
Tableau (IV.35). <i>Teneurs en eaux optimales et les poids volumiques secs maximaux des classes ternaires</i>	137
Tableau (IV.36). <i>Teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de la classe quaternaire</i>	138
Tableau (IV.37). <i>Compacité optimale des classes granulaires différentes à l'énergie de Compactage</i>	140
Tableau (IV.38). <i>Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour les quatre mélanges élémentaires</i>	147
Tableau (IV.39). <i>Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11,65) cm du béton compacté pour les trois mélange binaires</i>	149
Tableau (IV.40). <i>Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour les deux mélanges ternaires</i>	150
Tableau (IV.41). <i>Résistances à la compression à 28 jours sur l'éprouvette (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour le mélange quaternaire</i>	151
Tableau (IV.42). <i>Teneurs en eau optimales et les poids volumiques secs maximaux des différentes classes élémentaires</i>	152
Tableau (IV.43). <i>L'évolution de la compacité pour les différentes classes granulaires en fonction du mode à la mise en place de l'énergie de compactage</i>	154
Tableau (IV.44). <i>Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2x11, 65) cm du béton compactés pour les différents mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires)</i>	156

Liste des notations et abréviations

BCR : Béton compacté au rouleau.

BB : Béton bitumineux.

BC : Béton classique.

ACI : American Concrete Institute.

CRIB : Centre de recherche interuniversitaire sur le béton de l'Université Laval.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et chaussées en France.

BaCaRa: Projet National BaCaRa 1988-1996

BAEL: Règlement Français de calcul de Béton Armé aux Etats Limites

Classe E : Classe élémentaire des granulats.

Classe B : Classe binaire des granulats.

Classe T : Classe ternaire des granulats.

Classe Q : Classe quaternaire des granulats.

VEBE: Essai rhéologique "VEBE"

Proctor modifié: Procédés de compactage des sols

(15,2x11,65) : Eprouvette cylindrique du Moule (Proctor modifié) de diamètre 15,2cm et de hauteur 11,65 cm

(15,2x 32) : Eprouvette cylindrique de diamètre 15,2cm et de hauteur 32 cm.

E: Module élastique d'un mélange (du BCR)

E/C: Rapport eau sur ciment

G/C : Rapport gravier sur ciment.

G/S : Rapport gravier sur sable.

d,D : diamètre min et diamètre max de granulats.

D_{max}: Diamètre maximal des granulats en mm.

R_{c28} : Résistance à la compression du ciment à 28 jours.

ρ_{abs} :Masse volumique des grains solides

ρ_{eau} :Masse volumique de l'eau

ρ_{app} :Masse volumique apparente.

C : Compacité.

C_{exp}: Compacité expérimentale.

C_{opt} : Compacité à l'optimale.

P : Porosité.

e :L'indice des vides.

W : Teneur en eau massique

W_(opt) : Teneur en eau optimale.

γ_{d max} :Poids volumique sec maximale (à l'optimum Proctor Modifié)

W_P : Teneur en eau de ciment (limite de plasticité de ciment).

M_f : Le module de finesse des granulats.

A_{bg} : Le coefficient d'absorption des granulats.

ES : L'équivalent de sable.

M_{DE} : Coefficient Micro Deval.

L_A : Coefficient de Los-Angeles.

A : Constante de Bolomey.

P_{Bolomey} : Porosité du mélange granulaire selon Bolomey.

V₀ : Constante définie expérimentalement selon Caquot.

V : Volume des vides d'une classe granulaire d/ D.

σ_{c28} : Classe vraie du ciment relatif à Dreux (MPa).

G : Coefficient caractérisant la qualité des granulats selon Dreux.

f_c : La résistance à la compression du béton.

V_(moule) : Volume du moule cylindrique (Proctor modifié).

π : Succion osmotique

Introduction Générale

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde à cause de la simplicité de sa fabrication, de sa maniabilité à l'état frais, de sa résistance mécanique et de sa durabilité à l'état durci. En effet, la qualité du béton dépend de la nature des granulats utilisés, de la pâte de ciment qui les unit et d'une quantité d'eau. Les bétons destinés aux applications routières se distinguent des bétons de structures par leur mode de mise en œuvre et par les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Ainsi, le béton routier doit être composé de manière à obtenir un mélange compact présentant un minimum de vide. C'est pourquoi ils sont caractérisés par une teneur en sable relativement faible et une teneur en eau limitée au strict minimum nécessaire uniquement à l'humidification du mélange.

Plusieurs études scientifiques et économiques ont démontré que le béton utilisé pour les infrastructures de transport, parmi lesquelles se distinguent les routes entraîne une réduction importante des coûts pour les entreprises des travaux routiers et ceci grâce à sa mise en œuvre simple, aux exigences réduites en main-d'œuvre et aux rendements élevés. C'est non seulement excellent pour l'environnement mais aussi pour le gouvernement qui peut réaliser des économies en matière de limitation d'exploitation des ressources pétrolières, d'entretien des chaussées et de réparation des chaussées classiques.

Ce thème entre dans le cadre des travaux que nous avons effectué sur une technologie considérée comme évolutive en utilisant un nouveau matériau qui est le Béton Compacté au Rouleau (BCR). Ce matériau est défini comme étant un mélange raide à affaissement nul, de granulats, de ciment et d'eau, le mélange est compacté en place en utilisant un matériel spécifique comme les finisseurs à haut pouvoir de compactage ou un matériel couramment utilisé en travaux publics tel que les rouleaux compacteurs.

Problématique

Vu la situation économique du pays, nous sommes appelés à chercher de nouvelles solutions pour limiter les importations et particulièrement celles liées aux bitumes dans notre cas. Le domaine routier est un domaine qui absorbe beaucoup de bitume et les différents projets actuels pour le développement du pays font appel à des millions de dollars pour satisfaire les besoins à ce développement routier. Par notre modeste contribution, nous proposons une technique simple reposant sur des produits nationaux (granulats et ciment) et nécessitant de faibles quantités d'eau.

Dans ce travail, on cherche à appliquer le béton compacté au rouleau (BCR) en technologie routière en simulant par un essai de compactage au niveau du laboratoire. Nous proposons ainsi une méthode de calcul de la compacité de béton pour les matériaux locaux, à l'aide d'un essai Proctor modifié, appliqué pour les classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) afin de déterminer les caractéristiques de l'optimum Proctor (teneur en eau optimale et poids volumique max). Cette méthode consiste à définir le mélange optimal des différents composants (sable, granulats avec ciment et de l'eau) afin d'obtenir un mélange homogène et une compacité élevée et une meilleure résistance de la chaussée à long terme.

Cette résistance obtenue à la compression simple à 28 jours de l'âge de cure du béton a permis d'étudier les différents mélanges granulaires en fonction de leur compacité. En effet, l'objectif de ce mémoire est de chercher le mélange optimal des classes granulaires qui offre la compacité maximale. Pour cela, nous avons divisé notre travail en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les chaussées en béton. L'historique, les généralités et les différents types de structures de chaussée ont été décrits, ainsi que la mise en place des bétons compactés au rouleau (BCR) dans les travaux routiers et le domaine d'application, et enfin une comparaison de ces chaussées en béton avec celles en bitume.

Le deuxième chapitre s'intéresse aux généralités sur les bétons. Nous avons présenté dans un premier temps la définition du béton et sa composition, dans un second temps les différents types de béton ainsi que ses propriétés générales et les paramètres qui influencent les caractéristiques du béton. La dernière partie de ce chapitre présente les différentes méthodes de la formulation des

bétons.

Le troisième chapitre est consacré à la définition et l'étude de la compacité des bétons. Les méthodes de mesure de la compacité du béton sont décrites ainsi que les facteurs influençant le compactage.

Le quatrième chapitre porte sur les différents essais réalisés dans la partie expérimentale, selon les normes françaises en vigueur, nécessaires pour l'identification des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux locaux (granulat, ciment et l'eau) utilisés au laboratoire a été réalisée en premier, puis nous avons étudié la compacité des matériaux sans liant et avec liant hydraulique (ciment) aux essais Proctor modifié pour les différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires). Enfin des essais de compression simple pour les éprouvettes de béton confectionnées à partir des différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) ont été réalisés.

Les résultats obtenus ont été interprétés et comparés en fonction des différentes combinaisons des mélanges. Le mémoire se termine par une conclusion générale présentant une synthèse des résultats obtenus ainsi que les références bibliographiques et quelques perspectives.

Chapitre I

*Synthèse bibliographique sur les
chaussées en béton*

I.1. Introduction

La route est une voie de communication (une voie terrestre) qui permet le développement des transports qui à leur tour favorisent la réduction des distances entre les lieux, entre les producteurs et les consommateurs. Ces infrastructures de transport doivent présenter une efficacité économique et sociale. A travers des avantages et des coûts sociaux des aménagements réalisés, elles sont le principal vecteur de communication et d'échange entre les populations et jouent un rôle essentiel dans l'intégration des activités économiques à la vie sociale.

Le processus de construction routière comprend les étapes de planification, de construction et de mise en place, de stabilisation et de maintenance. L'idée principale de cette expérimentation est de développer des techniques alternatives à l'utilisation systématique de matières pétrolières dans les matériaux de chaussées.

En Algérie, la politique actuelle du secteur des travaux routiers et les ouvrages d'arts veut toujours que les routes soient en chaussées souples (bétons bitumineux BB), or celles-ci présentent certes des avantages mais, nécessitent un entretien qui s'avère coûteux à la longue. De plus, malgré que le pays riche en ressources conventionnelles et non conventionnelles le bitume reste toujours importé à cause de sa forte demande, ce qui constitue un grand inconvénient du point de vue économique. Il devient donc nécessaire voire impératif de trouver un mode de construction des chaussées qui puisse allier durabilité, dureté et économie. C'est ainsi que nous avons pensé aux chaussées semi-rigides (bétons compactés au rouleau BCR), qui sont principalement utilisées pour les barrages hydrauliques ou pour des infrastructures (routes et plateformes).

Les spécialistes montrent qu'il y a une grande différence entre la chaussée en béton compacté au rouleau (BCR) et la chaussée en béton bitumé (BB). La principale différence entre ces deux types de chaussées, souple et rigide, réside dans la façon où le revêtement répartit la charge sur la couche de forme. Grâce à ces bonnes rigidités et raideur, le BCR tend à étaler la charge sur une grande surface de la couche de forme. Par contre, le revêtement en BB se compose de matériaux plus souples et moins raides, il ne répartit pas la charge de la même façon qu'un revêtement rigide.

Pour atteindre les objectifs de répartition, il faut ainsi plus de couches de revêtement ou plus d'épaisseurs, pour former une hauteur propre à assurer un étalement optimal de la charge sur le sol support. En outre, d'après une étude du coût du cycle de vie faite en 1998 par [ERES Consultant, (1998)], la durée utile prévue de la chaussée souple en BB est de 17 ans, alors que celle de la chaussée rigide en BCR est de 34 ans.

I.2. Historique sur les chaussées

La technique du BCR n'est pas nouvelle dans la construction d'infrastructures routières – elle est née au Canada, avant d'essaimer dans le reste du monde et en France.

En France, les chaussées en béton ont été réalisées au début du 20ème siècle sur quelques tronçons de routes d'approvisionnement dans la zone de Grenoble entre les cimenteries et les carrières. C'est en 1924 que la direction des Ponts et Chaussées du Pas-de-Calais, a lancé un programme de transformation d'empierrements et d'anciens pavages en béton, notamment sur la route Nationale N° 43 entre Lillers et Chocques [Jeuffroy G. et Sauterey R., (1989)].

Après ce succès plusieurs projets ont été réalisés en utilisant le BCR en pavage en Amérique, Espagne, Australie et d'autres pays. On remarque aussi, d'après Gauthier et al. [Gauthier P., Marchand J., Boisvert L., Ouellet E. et Pigeon M., (2000)], que la majorité des revêtements en BCR construits dans le monde (USA, Canada, Espagne...) ont été fabriqués avec un ciment hydraulique de teneur totale compris entre 12 et 16% de la masse totale des constituants secs. On constate aussi une grande utilisation des ciments ternaires composés de ciment, de laitiers et de fumée de silice ou composés de ciment, de cendres volantes et de fumée de silice.

En Tunisie et en Afrique, le BCR reste, jusqu'à maintenant, une nouvelle technique et il ne s'est développé que pour la construction des barrages tels que les Barrages d'Errmil en Tunisie, Koudiat Acerdoune en Algérie et Ain Al Koreima au Maroc, alors que l'utilisation de ce matériau pour la construction des chaussées n'est pas encore abordée.

I.3. Généralités sur les chaussées

I.3.1. Définition des chaussées

Les chaussées se présentent comme étant un ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges appliquées par les véhicules circulant dessus «figure (I.1)». Cet ensemble de couches est mis en œuvre sur un sol terrassé appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière est souvent surmontée d'une couche de forme.

I.3.2. Les couches constituant la chaussée

Une chaussée routière se présente comme une structure composite réalisée par empilements successifs de couches de matériaux granulaires, le tout reposant sur un sol support « figure (I.1) ».
[Guide technique SETRA-LCPC, (1994)].

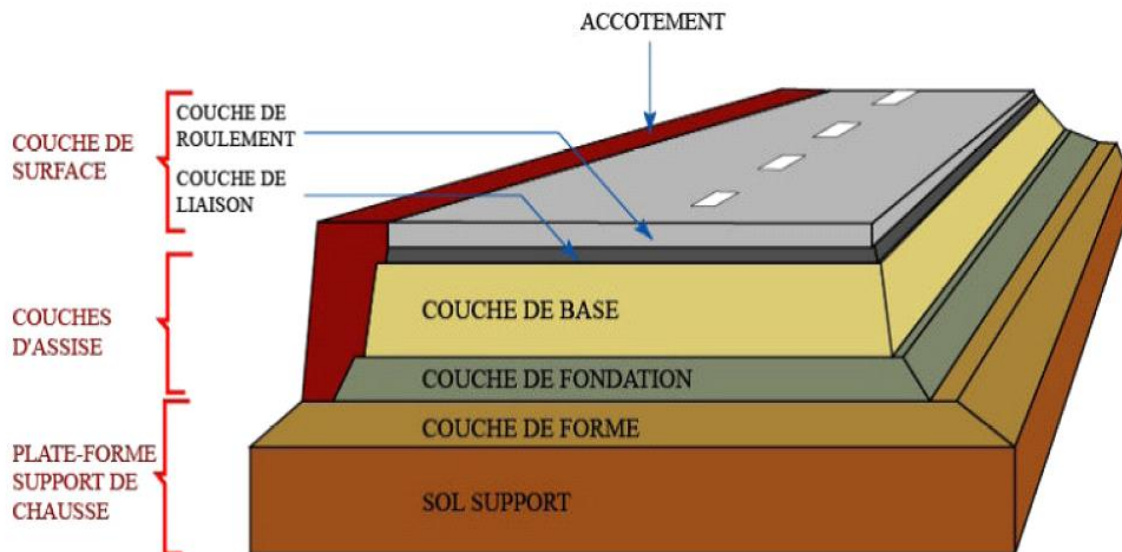


Figure (I.1). Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches
[Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **La couche de forme**

Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. Pendant la phase de travaux, la couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée.

- **Les couches d'assise**

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches en matériaux élaborés (le plus souvent liés pour les

chaussées à trafic élevé) apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

- **La couche de surface**

La couche de surface est constituée de :

La couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat et le cas échéant d'une couche de liaison, entre les couches d'assise et la couche de roulement.

C'est à l'interface entre la couche de surface et la couche de base que l'on trouvera éventuellement les dispositifs visant à ralentir la remontée des fissures des couches d'assises traitées aux liants hydrauliques.

Des caractéristiques de surface de la couche de roulement dépendent pour une large part de la qualité d'usage de la chaussée. La couche de surface contribue en outre à la pérennité de la structure de chaussée en particulier par la fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise.

I.4. Différents types de structures de chaussée

En France, les structures de chaussées sont groupées [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)], [Catalogue SETRA-LCPC, (1998)] en six familles principales ou catégories, respectivement : les chaussées souples, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées semi-rigides ou à assise traitée aux liants hydrauliques, les chaussées mixtes, les chaussées à structures inverse et les chaussées rigides.

- **Chaussée souple**

Ce type de structure (Chaussée souple) « figure (I.2) », comporte une couche de surface en béton bitumineux qui repose sur une couche d'assise en matériaux bitumineux de maximum 15 cm d'épaisseur et une ou plusieurs couches en matériaux granulaires non-traités (graves non-traités). L'épaisseur totale de la chaussée est en général comprise entre 30 et 60 cm. Les contraintes verticales induites par le trafic engendrent des déformations plastiques du sol ou des graves non-traités qui se transforment en déformations permanentes de type orniérage en surface de la chaussée. La couverture bitumineuse est soumise à des efforts répétés de traction - flexion, qui

entraînent un endommagement en fatigue, visible sous la forme de fissures. La dégradation des fissures facilite l'infiltration de l'eau dans la structure, ce qui favorise les épaufrures aux lèvres des fissures avec le départ de matériaux et la formation des nids de poule.

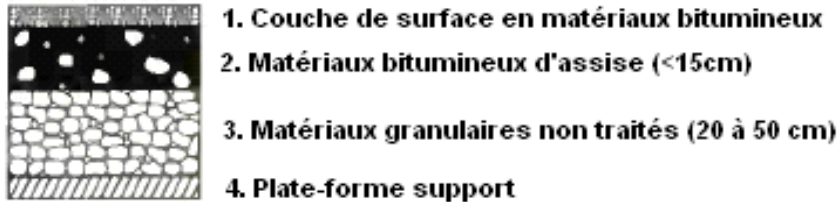


Figure (I.2). Structure de chaussée souple [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **Chaussées bitumineuses épaisses**

Ces chaussées bitumineuses épaisses « figure (I.3) », sont formées d'une couche de surface en matériaux bitumineux et une couche d'assise en matériaux bitumineux comprise entre 15 et 40 cm. Les efforts issus du trafic sont repris en traction dans les couches d'assise en matériaux bitumineux. La qualité de l'interface a une grande influence sur leur comportement mécanique. Dans l'hypothèse des couches collées, la déformation maximale de traction se produit à la base de la couche la plus profonde. Dans les cas des couches décollées, chaque couche est sollicitée en traction et est susceptible de rupture en fatigue. La rigidité des couches d'assise permet une bonne division des contraintes et les contraintes verticales transmises au sol support sont suffisamment faibles pour ne pas entraîner des déformations permanentes avant l'endommagement en fatigue des couches bitumineuses.

Les conditions d'environnement provoquent les mêmes phénomènes que pour les chaussées souples : orniérage par fluage favorisé par les températures élevées et un trafic lourd et lent, qui affectent en général la couche de surface, l'infiltration de l'eau qui conduit à la formation des nids de poule.

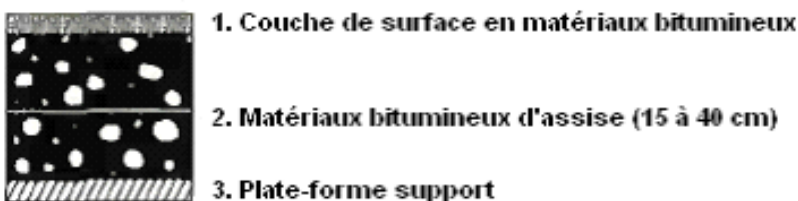


Figure (I.3). Structure de chaussée bitumineuse épaisse [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **Chaussées semi-rigides**

Ces chaussées semi-rigides « figure (I.4) », sont dénommées aussi chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques. Elles sont composées d'une couche de surface en matériaux bitumineux et une couche d'assise en matériaux traités aux liants hydrauliques, disposée en une ou deux couches dont l'épaisseur totale varie de 20 à 50 cm. La grande rigidité structurelle fait que les contraintes transmises au sol sont faibles. La couche d'assise traitée est soumise à des contraintes de traction – flexion qui ont une grande importance dans le dimensionnement. La couche bitumineuse, sous l'effet de passages de poids lourds et de variations thermiques, est soumise au phénomène de « fissuration de fatigue ». L'impact des conditions d'environnement sur les chaussées semi-rigides se traduit par des phénomènes de retrait thermique et de prise de la couche d'assise qui favorisent la fissuration transversale. Les fissures remontent à travers la couche de surface et tendent à se dédoubler et se ramifier sous l'effet du trafic. La fissuration de retrait favorise la pénétration de l'eau dans la chaussée, ce qui conduit à une diminution de la qualité du collage de l'interface couche de surface – couche d'assise et favorise la fissuration de fatigue. La présence de l'eau engendre également une diminution de la qualité de la partie supérieure de la couche d'assise et une augmentation de la déformation en traction à la base de la couche bitumineuse.

A ces types de fissuration s'ajoute l'usure de la couche de roulement en matériaux bitumineux due aux efforts tangentiels exercés par les charges roulantes et « l'orniérage » par fluage dans le cas de conditions excessives de température et de sollicitation du trafic. Les couches de roulement subissent aussi la fissuration par fatigue thermique suite à un vieillissement du bitume.

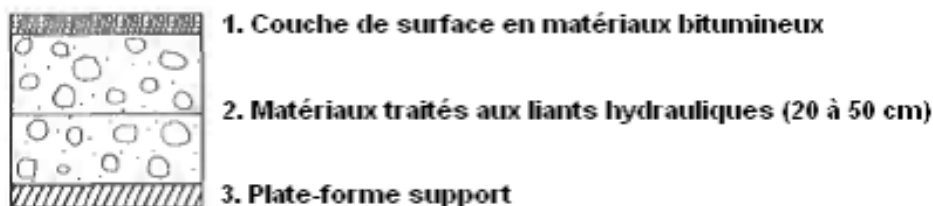


Figure (I.4). Structure de chaussée semi-rigide [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **Chaussées à structure mixte**

Ces chaussées à structure mixte « figure (I.5) », sont caractérisées par un rapport entre l'épaisseur des matériaux bitumineux et l'épaisseur totale de la chaussée de 0,5. Leur structure comporte les couches de surface et de base en matériaux bitumineux, reposant sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques de 20 à 40 cm. Chaque couche a ses fonctions. Les

couches bitumineuses assurent la continuité, ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche de fondation et contribuent à la diminution des contraintes de flexion à la base de la fondation. La couche de fondation, qui est très raide, diffuse et diminue les efforts transmis au sol support.

Sous les sollicitations du trafic, l'adhérence de couches initialement collés diminue et peut se rompre dans certaines zones, phénomène qui entraîne une augmentation significative des contraintes en traction dans la couche de base qui peut périr en fatigue. La couche traitée aux liants hydrauliques est soumise au retrait et les variations de température associées à l'effet du trafic ont l'effet de propager les fissures de retrait.

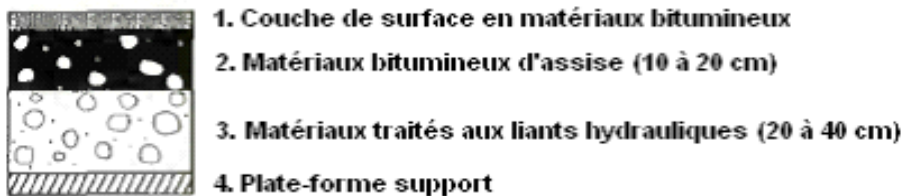


Figure (I.5). Structure de chaussée à structure mixte [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **Chaussées à structure inverse**

Les chaussées à structure inverse « figure (I.6) », ont une couche de roulement et une couche de liaison en matériaux bitumineux de 15 cm d'épaisseur, une couche de base en matériaux non-traités et une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale est généralement comprise entre 60 et 80 cm. Chaque couche a un rôle fonctionnel apart : la couche de roulement assure l'étanchéité de la chaussée, la couche granulaire a la fonction d'éviter la remontée des fissures d'origine thermique de la couche en matériaux traités aux liants hydraulique et la couche de fondation a le rôle d'atténuer les contraintes transmises au sol support et d'assurer une faible déformabilité. Les essais réalisés sur le Manège de Fatigue de Nantes ont mis en évidence les principaux modes de dégradation comme un léger orniérage dû à la couche granulaire et une fissuration des couches bitumineuses après un grand nombre de cycles. Les détériorations sont rapides quand l'eau pénètre dans la structure et s'accumule dans la couche granulaire.

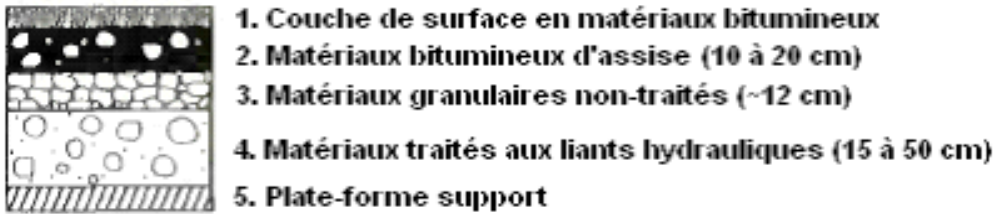
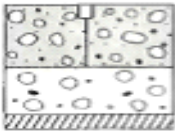


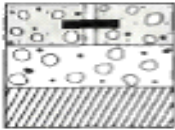
Figure (I.6). Structure de chaussée à structure inverse [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

- **Chaussées rigides**

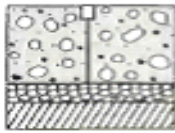
Les chaussées rigides « figure (I.7) », sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm, recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation soit directement sur le support de la chaussée. Les sollicitations de trafic sont reprises en flexion par la couche de béton de ciment et la sollicitation déterminante est la contrainte de traction par flexion à la base de cette couche. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. L'effet de la prise du béton et de variations thermique est la fissuration de retrait du béton, généralement contrôlée par des joints transversaux ou par la mise en place d'armatures continues longitudinales (répartition par adhérence de déformations de retrait par de fissures fines). Les principaux modes d'endommagement sont la fissuration due aux contraintes de traction excessives à la base des dalles discontinues et le phénomène de pompage relié à l'évolution des conditions d'appui aux alentours des joints et des fissures.

Dalles non gougonnées avec fondation

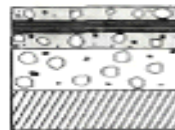
1. Béton de ciment (20 à 28 cm)
2. Béton maigre (12 à 18cm) ou matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20cm)
3. Plate-forme support

Dalles gougonnées avec fondation

1. Béton de ciment (17 à 23cm)
2. Béton maigre (14 à 22 cm)
3. Plate-forme support

Dalles sans fondation

1. Béton de ciment (28 à 39 cm)
2. Couche drainante (matériaux granulaires ou géotextile)
3. Plate-forme support

Béton armé continu (1)

1. Béton de ciment (16 à 24 cm)
2. Béton maigre (12 à 14 cm)
3. Plate-forme support

Béton armé continu (2)

1. Béton de ciment (18 à 24 cm)
2. Matériaux bitumineux d'assise (5cm)
3. Sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm)
4. Plate-forme support

Figure (I.7). Les principaux types de chaussées rigides [Guide technique SETRA-LCPC, (1994)]

Le béton constitue une excellente solution dans les revêtements routiers et autoroutiers ou encore d'aménagements urbains. La route en béton utilise efficacement les ressources naturelles pendant l'entièreté de son cycle de vie. Elle contribue à l'amélioration des conditions de déplacement et rend des services à l'ensemble de la société en termes de mobilité, de sécurité et de confort. De plus, de par l'absence d'entretien, elle est économique. Les qualités principales d'un revêtement en béton sont sa tenue à la fatigue, qui garantit sa durabilité, et sa grande rigidité, qui permet d'assurer une bonne répartition des charges sur la plate-forme support. Celle-ci n'est de ce fait, que peu sollicitée. Les structures rigides se passent donc de fondations complexes et l'économie ainsi engendrée les rend très compétitives, en particulier dans le cas des voiries à faible trafic.

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de (20 à 28) cm d'épaisseur éventuellement recouverte d'une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche

de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton de ciment, ou drainante non traitée), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints.

I.5. Chaussée en béton compacté au rouleau BCR

Le BCR est composé des mêmes constituants que le béton classique (ciment, eau et granulats), mais dans des proportions différentes. Ce composite est de plus en plus utilisé pour tous les types de chaussée. Le BCR nous permet de réaliser des surfaces carrossables qui offrent une capacité portante supérieure et des qualités mécaniques avantageuses. Il ne nécessite aucune finition. C'est un matériau économique, rentable et non polluant. Son utilisation en technique routière avec des matériaux de gisements locaux et avec un faible dosage en ciment donne lieu à un moindre coût avec un délai de réalisation réduit, en comparaison aux difficultés d'approvisionnement et d'applications des produits hydrocarbonés dans les zones rurales et montagneuses.

Le BCR est assez sec pour être compacté par des rouleaux vibrants, mais assez humide pour être distribué uniformément. Il peut donc être utilisé comme revêtement sur la chaussée et aussi comme produit de béton pour la construction de barrages, d'aires de stationnement, de quais, etc. La portance et la résistance à la déformation des couches de support et de roulement confectionnées dans un tel cas permettent de soumettre celles-ci aux sollicitations d'un trafic intense. Le BCR est un ouvrage semi-rigide présentant une grande résistance et une bonne durabilité donc, il est bien adapté aux charges des équipements lourds.

Du point de vue composition, Anderson a indiqué dans ses études, que le BCR est un matériau caractérisé par un volume de pâte inférieur à celui du béton classique (BC) comme c'est présenté sur la « figure (I.8) » et que son squelette granulaire est plus compact. La teneur en eau est aussi plus faible chez le BCR comparée aux teneurs utilisées dans le BC. La formulation d'un mélange de BCR doit minimiser au maximum le volume de vide et les granulats seront généralement enrobés d'une mince couche de pâte vu la faible teneur en liant.

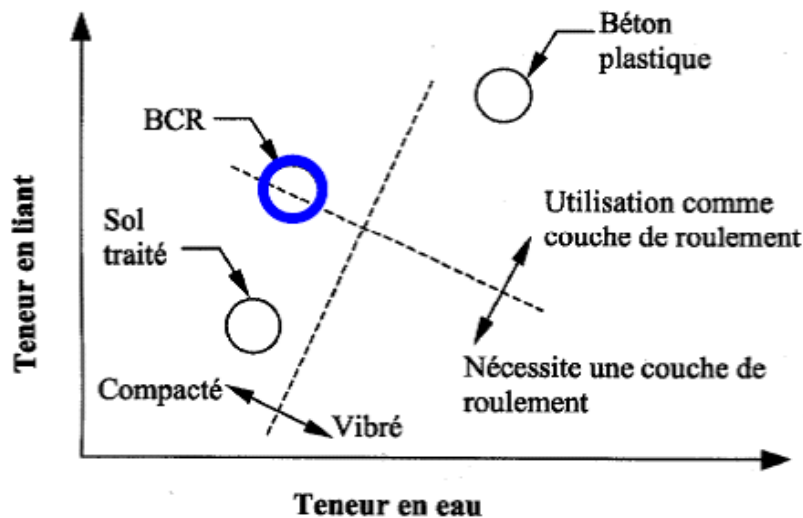


Figure (I.8). Définition du BCR selon la teneur en liant et en eau [Anderson R., (1986)]

I.5.1. Les composants d'un béton compacté au rouleau BCR

Les bétons compactés aux rouleaux (BCR) sont obtenus avec le mélange de liant, de granulats inertes, et d'eau. Ils se distinguent des bétons ordinaires par leur affaissement nul, leur proportion importante de granulats, leur faible quantité de pâte de ciment et leur consistance très sèche.

I.5.1.1. Le liant

Son utilisation répond à pas mal d'exigences parmi lesquelles la résistance mécanique, les critères de durabilité exigés ainsi que les contraintes économiques telles que : la disponibilité et le coût des ajouts, le coût du transport, etc.

Le liant est de type hydraulique, fin, pulvérulent, et peut être :

- Le ciment Portland : CPA-CEM J, CPI-CEM II dont la classe varie en fonction des performances voulues.
- Les ciments à forte teneur en laitier ou en cendre : CHF-CEM III, CLK-CEM III, CPZCEM IV, CLC-CEM V. Ces ciments présentent un début de prise plus lent et un durcissement plus progressif et permettent d'améliorer les propriétés mécaniques du BCR.

Pour la construction de revêtements de chaussées en BCR, [Gauthier P. et Marchand J., (2004)] ont précisé que les mélanges sont généralement formulés avec des dosages en ciment variant entre

250 et 350 kg/m³, représentant une proportion totale en liant comprise entre 12 et 16% de la masse totale des constituants secs. Les forts dosages en liants ne sont pas très rentables car une teneur en ciment trop élevée peut gonfler les coûts de production sans augmenter significativement les résistances mécaniques ou prolonger la durée de vie du revêtement.

Les propriétés nécessaires des liants hydrauliques utilisés pour le BCR sont principalement :

- une faible chaleur d'hydratation,
- une prise retardée ou un temps de prise assez long,
- le pourcentage C3A doit être limité pour garantir une bonne durabilité et éviter la dégradation,
- une bonne résistance aux sulfates car l'eau peut contenir des agents agressifs.

I.5.1.2. Les granulats

Les granulats occupent 75 à 85 % du volume total d'un mélange de BCR. Ils jouent un rôle de remplissage et ont une grande influence, de par leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques sur les propriétés du BCR frais et durci. Les granulats peuvent être roulés (sable siliceux) ou concassés (sable calcaire, gravier, grave...). Pour limiter les problèmes de ségrégation et en vue d'une meilleure qualité de surface, la dimension maximale du granulat D doit être inférieure à 20 mm. Le fuseau granulométrique doit être divisé en plusieurs fractions (exemple : 0/3-3/8-8/16). Toutes les fractions granulométriques doivent avoir un indice de concassage supérieur à 30% dans le cas d'un trafic trop faible et environ 100% dans le cas d'un trafic élevé. Ces granulats ont un indice de plasticité non mesurable et une teneur en matière organique inférieure à 0.2 %.

Pour les ouvrages routiers, la grosseur maximale des granulats ne doit pas excéder 20 mm de diamètre [Jofre C., (1993)], [Gauthier P. et Marchand J., (2004)], Piggot s'est inspiré de l'expérience des constructions nord-américaine pour établir, il y a quelques années, un fuseau granulométrique pour les bétons compactés routiers. Ce fuseau permet de produire des bétons compactés de bonne qualité avec des surfaces relativement imperméables. Cette qualité de surface est attribuable à la grande quantité de sable présente dans le mélange « figure (I.9) ». La forme, la texture de la surface et la concentration en granulats influent d'une manière considérable sur le comportement du BCR à l'état frais [Adam M. Neville. (1992)]. La tendance générale consiste à limiter la dimension maximale des granulats à 20 mm et même parfois moins [Ployaert Cl.,

(2004)], avec le triple objectif d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage, la mise en œuvre et le compactage plus facile, et d'améliorer l'uni de surface.

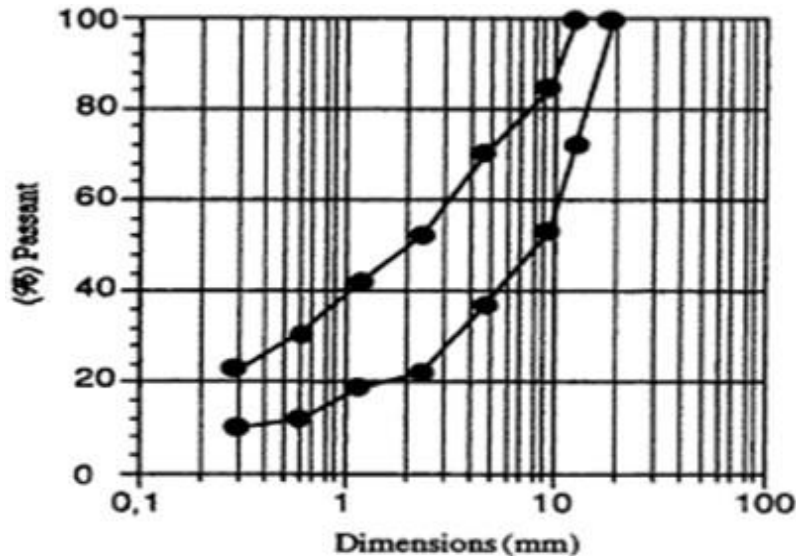


Figure (I.9). Fuseau granulométrique proposé par Piggot [Gauthier P. et Marchand J., (2004)], [Tremblay S., (1997)].

Il faut noter que le choix d'un D élevé a comme avantages :

- une économie d'énergie à la préparation des matériaux ;
- une résistance mécanique plus élevée à dosage de liant constant ;
- une amélioration du transfert de charges aux joints en l'absence de dispositif particulier. Quant aux max granulats fins, ils permettent une bonne cohésion à l'état frais, donc une bonne compacité à l'état durci. Toutefois, un pourcentage élevé de fines entraînerait une demande en eau importante et donc une baisse de la résistance et un problème de mise en place.

I.5.1.3. L'eau de gâchage

La quantité d'eau dans le BCR, sert d'abord pour l'hydratation du ciment et le mouillage des granulats. Elle permet au BCR d'avoir les qualités de plasticité et d'ouvrabilité, qui sont contrôlées, en général, par des essais et des mesures appropriées. Une partie de cette eau peut être absorbée par les granulats alors qu'un autre reste libre et ceci en fonction de leur porosité [NF EN 1008], [Gauthier P. et Marchand J., (2004)].

La plage de variation de la teneur en eau, qui est le pourcentage de la masse de l'eau contenu dans un mélange par rapport à la masse totale des solides secs, est comprise entre 4,5% et 6%.

Ce dosage en eau, considéré relativement faible par rapport à celui du BC, permet d'obtenir un béton sec à affaissement nul [Gauthier P. et Marchand J., (2004)]. Alors que si on considère la teneur en eau efficace définie par la norme [EN 206], cette teneur représente la différence entre la quantité d'eau totale introduite dans le béton frais et la quantité d'eau absorbée par les granulats. La quantité optimale d'eau à employer permet d'obtenir des résistances maximales [Projet National BaCaRa 1988-1996, (1996)].

Expérimentalement, cette quantité d'eau est dosée en fonction du mode et des moyens de serrage disponibles sans être influencée par les autres conditions telles que les moyens de transport, moyens de malaxage, ... etc.

I.6. Applications des BCR

Le béton sec compacté peut être considéré comme un hybride, entre les couches de base traitées au ciment et certains bétons riches posés à la slipform. Il est mis en œuvre au moyen du même matériel que celui utilisé pour les couches de base et de façon identique à celles-ci. Il s'agit d'un matériau très sec permettant ainsi son compactage au rouleau. Par contre, sa teneur en ciment, ainsi que les résistances obtenues, sont relativement élevées. En conséquence, les bétons secs compactés sont capables de supporter le trafic circulant directement sur leur surface, possibilité que n'offrent pas les autres types de fondations traitées au ciment. Il convient bien dans les barrages, les zones urbaines où les fondations et revêtements sont mis en œuvre par courts tronçons successifs. En effet, la bonne portance procurée par le béton sec compacté dès sa mise en œuvre permet de ne pas trop perturber le trafic des riverains pendant la durée des travaux.

I.6.1. Le BCR en corps des barrages

Pour faire des économies et résoudre le problème d'utilisation des grandes quantités de terre dans les digues de retenue, le BCR en tant que matériau est utilisé dans l'ensemble du corps du barrage ou comme un recouvrement pour la protection des deux faces. L'avantage de cette technique est que ce matériau permet de réaliser des pentes plus fortes en amont et en aval. L'utilisation du BCR permet aussi une exécution et une mise en service plus rapide du barrage. Ce matériau, caractérisé par un affaissement nul, est produit dans des centrales de malaxage implantées à proximité du site

puis il est transporté à pied d'œuvre par des convoyeurs ou des camions. Le liant utilisé est généralement le ciment alors que le dosage est nettement plus faible comparé à celui d'un BC. La dimension maximale du granulat varie de 60 à 150 mm. Pour ces ouvrages, les résistances à la compression varient de 7 à 20 MPa.

Pratiquement et après être déversé, le mélange de BCR est étalé au moyen de niveleuses ou de bulldozers mécaniques puis il est compacté au moyen de rouleaux compacteurs vibrants [Site Web Association Canadienne du ciment, <http://www.cement.ca>]. Pour la réalisation d'ouvrages de masse comme les barrages, il est recommandé l'utilisation d'ajouts minéraux tels que les cendres volantes puisque la quantité de ciment utilisée est faible. Cette substitution de ciment permet de réduire le dégagement de chaleur d'hydratation lors du coulage et de durcissement. On emploie, dans la construction de barrages en BCR, les mêmes techniques de réalisation utilisées pour les remblais en terre comme c'est montré sur les « figures (I.10), (I.11) ».

Parmi les barrages en BCR réalisés en Tunisie on peut citer : Barrage Errmil « figures (I.10) » et Bouarada, Barrage Fom El khanga à Tozeur, Barrage El Far à Hammamet, Barrage El Moula à Tabarka....



Figure (I.10). Etat du BCR frais lors de son déversement (Barrage Errmil Tunisie) [Belaïd M., (2004)]

En France, on peut citer le Barrage de Rio, le Barrage Olivettes et le Barrage Petit-Saut qui sont réalisés en BCR. Actuellement, en Asie, un grand barrage en BCR est en cours de construction sur

Wadi Dayqah au Sultanat Omen.

Au Canada, par contre, la construction de barrages en BCR est relativement plus développée dont on peut citer le barrage de Manouane « figures (I.11) ». En outre, en Amérique du Nord, le plus grand barrage en BCR se trouve à Olivenhain, Californie (USA). Le plus haut barrage en BCR est le barrage Miel en Colombie de 617 m de hauteur, suivi par le barrage de Biobio au Chili de 503 m de hauteur. Tha Dan Canal Dam est le plus grand Barrage en BCR au monde d'une longueur de 2720 m et un volume de BCR de 5.470.000 m³. Le barrage de Beni Haroun en Algérie est considéré comme le plus grand barrage en Afrique avec 710 m de longueur et 120 m de hauteur.



Figure (I.11). Barrage et Batardeau en BCR sur la rivière Manouane au Canada [Site web de Ciment de Québec, <http://www.BCR.CC.html>]

I.6.2. Le BCR en technique routière (Pavages)

Par définition, le BCR pour pavages tient son nom de la technique de compactage employée pour son serrage et sa densification. Les chercheurs expliquent la différence entre les techniques de BCR en barrage et pavages par le fait que les procédures pour la construction d'un pavage en BCR exigent des contrôles plus rigoureux que dans le cas des barrages. Ce matériau contient les mêmes constituants de base que ceux employés pour le BC tel que ciment, granulats (sable et gravier) et eau. Les techniques de mise en œuvre utilisent, pour l'épandage, le même matériel utilisé pour les revêtements en Béton Bitumineux (BB) à haute densité. Le mélange employé est raide et ferme et

il faut le compacter à l'aide de rouleaux compacteurs cylindriques ou pneumatiques. De plus, une fois durci, La résistance à la compression du BCR pour pavage varie de 15 à 40 MPa. L'utilisation du BCR pour les pavages varie d'une épaisseur de 100 cm pour des applications industrielles à 25 cm pour les rues des villes, les aires de stationnement de camions et les halls d'entrepôts « figure (I.12) ». Pour résoudre le problème de ségrégation et afin de produire une surface dense et lisse, la dimension maximum du granulat est limitée à 20 mm [Site Web Association Canadienne du ciment, <http://www.cement.ca>]. Du point de vue durabilité, le revêtement en BCR a montré des bonnes performances. Ces meilleures caractéristiques font de ce matériau un revêtement économique permettant une mise en œuvre rapide et simple. Il est particulièrement utilisé sur les routes urbaines, les intersections à fort trafic et les voie d'accès fortement sollicitées par les véhicules lourds ainsi que les halls industriels, les voies d'autobus, les ports et les aires de stockages, etc. Les concepteurs ont recours à l'utilisation de ce matériau dans les chaussées lorsque des considérations telles que : la résistance, la durabilité et l'économie sont importantes [Site Web Association Canadienne du ciment, <http://www.cement.ca>], [ERES Consultant, (1998)]. Pour améliorer le comportement de la chaussée, la dalle de BCR peut être posée sur une base stabilisée au ciment, appelée aussi fondation stabilisée au ciment et qui est un mélange compacté de granulats et de ciment dont ils forment une excellente fondation de route. Cette fondation contribue au renforcement de la structure et fournit une plateforme résistante pour supporter une dalle de BCR et permet aussi une optimisation économique de l'épaisseur.



Figure (I.12). Mise en place du BCR en pavage - Atlanta USA [Site Web Association Canadienne du ciment, <http://www.cement.ca>]

I.7. Avantages et inconvénients des chaussées en béton et en bitume

Les principaux avantages et inconvénients se résument comme suit :

I.7.1. Avantages et inconvénients des chaussées en béton

- **Les avantages d'une route en béton**

Une chaussée en béton a une durée de vie assez longue de 20 à 40 ans en moyenne.

Le béton est recyclable à 100%. Les agrégats de béton sont ventilés et utilisés pour d'autres projets de construction. De plus, une chaussée en béton peut contenir des matériaux recyclés comme les cendres volantes ou les scories.

Il nécessite peu de réparation et d'entretien au fil du temps : seuls quelques joints ainsi qu'un nettoyage annuel sont nécessaires.

Le béton est écologique puisque les coûts de carburant relatifs à la maintenance et la réparation sont moins élevés et cela signifie des émissions réduites, contribuant ainsi à la préservation de l'environnement.

Les surfaces en béton sont de couleur beaucoup plus claire, ce qui permet de réduire les coûts d'éclairage.

Ce matériau est idéal pour les nouvelles constructions, les nouvelles routes dans les zones urbaines et la réparation des installations souterraines et notamment toutes les zones exposées aux éléments naturels et à l'usure au fil du temps.

- **Les inconvénients d'une route en béton**

Le béton est connu moins sécuritaire. En fait, les véhicules ont tendance à glisser davantage sur les chaussées en béton que sur l'asphalte par temps de pluie ou de neige.

La réparation d'une route en béton entraîne souvent le remplacement d'une dalle entière, ce qui augmente les coûts de réparation.

I.7.2. Avantages et inconvénients des chaussées en bitume

- **Les avantages d'une route en bitume**

La construction d'une route en bitume prend moins de temps que celle en béton. Le bitume est également recyclable. Il peut être fondu et réutilisé. Le bitume, grâce à ces conceptions flexibles de mélange de chaussée peut être adapté aux zones de circulation les plus lourdes ou les plus

légères. Certains types de structures en bitume épaisses peuvent durer longtemps et ne nécessitent qu'un entretien superficiel et convient plus aux zones rurales.

Une chaussée goudronnée est lisse et silencieuse, idéale pour les routes modernes à grande vitesse. Elle facilite également le déneigement.

- **Les inconvénients d'une route en bitume**

Le bitume nécessite un entretien récurrent à raison de plusieurs fois par saison à cause de la tendance des matériaux à se décomposer en cycles de gel et de dégel. Le coût de réparation peut donc s'élever rapidement dans le temps.

Les stationnements en asphalte doivent être recouverts de bitume liquide après quelques années et doivent être complètement recouverts tous les 10 ans ou moins.

I.8. Conclusion

La synthèse bibliographique a mis en évidence les structures des chaussées en béton notamment le béton compacté au rouleau (BCR) qui est considéré comme un matériau performant, économique, durable et non polluant par rapport aux autres techniques comme les revêtements en bitume. Sa mise en œuvre simple, facile est rapide, ce qui a permis la croissance de son emploi dans les domaines des barrages est surtout dans les routes de transport, rues, aires de stationnement.

Le choix entre l'asphalte et le béton dépend vraiment de la situation et des opportunités de financement. Chacun de ces matériaux présente des avantages et des inconvénients alors tout se joue sur les spécificités de votre projet, la planification et l'expérience pratique.

Chapitre II

Généralités sur les bétons

II.1. Introduction

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence, utilisé en grands volumes dans le vaste domaine de génie civil (constructions bâtiments, ouvrages d'arts et travaux publics), ceci serait essentiellement dû à la facilité de sa mise en œuvre, à sa résistance, à sa durabilité et aussi sa rigidité. Les différents intervenants dans les projets incluant l'utilisation des bétons sont de plus en plus intransigeants ; certains exigent un béton durable, le moins nocif sur l'environnement, ayant une assez longue durée de vie mais de faible vieillissement ; d'autres cherchent à obtenir autant que possible un béton à coût modéré, de durée de mise en œuvre réduite et assurant une bonne sécurité des ouvrages. Ceci a incité les chercheurs à étudier et contrôler les rhéologies des bétons pour obtenir des résistances performantes pouvant être façonnés dans des coffrages à sections particulièrement esthétiques.

Grâce aux nouvelles technologies, des études ont été entreprises par manipulations des constituants de base ciment, eau et granulats pour former de nouveau matériau de béton de bonne capacité mécanique et durabilité, il s'agit des bétons spécialement pour les ouvrages routiers et les barrages, le béton compacté routier BCR est obtenu avec les mêmes constituants de base que le béton classique sauf qu'il possède une structure interne particulière de par sa forte proportion de granulats et sa consistance très sèche.

L'élaboration d'un béton consiste à entreprendre une étude de formulation, à élaborer à partir de matériaux locaux granulats (sable et gravier) et d'une pâte (ciment et eau), par utilisation des méthodes adaptées aux techniques usuelles afin de constater d'éventuelles différences dans les comportements rhéologiques de ces bétons en fonction des différentes combinaisons des paramètres de composition, en plus de leurs variations dans le temps.

II.2. Définition d'un béton

Le béton est un matériau de construction que l'on peut mouler en des formes très variées : massifs de fondation, éléments de structure bâtiment (poutre, dalles, poteaux), chaussées en bétons...etc. Le béton est formé de granulats et d'une pâte d'eau de ciment qui a durci dans le temps après des réactions d'hydratation. Ses composants sont déterminés dans des proportions étudiées afin d'obtenir des propriétés souhaitées telles que la résistance mécanique et la consistance et la

durabilité.

Les propriétés principales du béton changent en fonction de la nature de ces différents composants. Les autres paramètres qui influencent les propriétés des bétons peuvent être résumés en plusieurs catégories :

- Nature et dosage de ses composants (ciment, granulats, adjuvants et eau...).
- Conditions de son murissement au jeune âge (climats).
- Conditions de mise en œuvre (malaxage, vibration, protection ...).
- Conditions d'exposition du béton durci (environnements agressifs ou pas).
- Conditions climatiques (temps chaud, temps froid).
- Sollicitations auxquelles il sera soumis.

II.3. Composition d'un béton

Le béton est un matériau naturel composé exclusivement des constituants de base (ciment, granulat, eau), des additifs peuvent y être rajoutés dans le but de modifier les propriétés telles que la maniabilité et la résistance.

Le béton est donc un matériau hétérogène dont les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des divers constituants sont différentes et chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange, « figure (II.1) ».

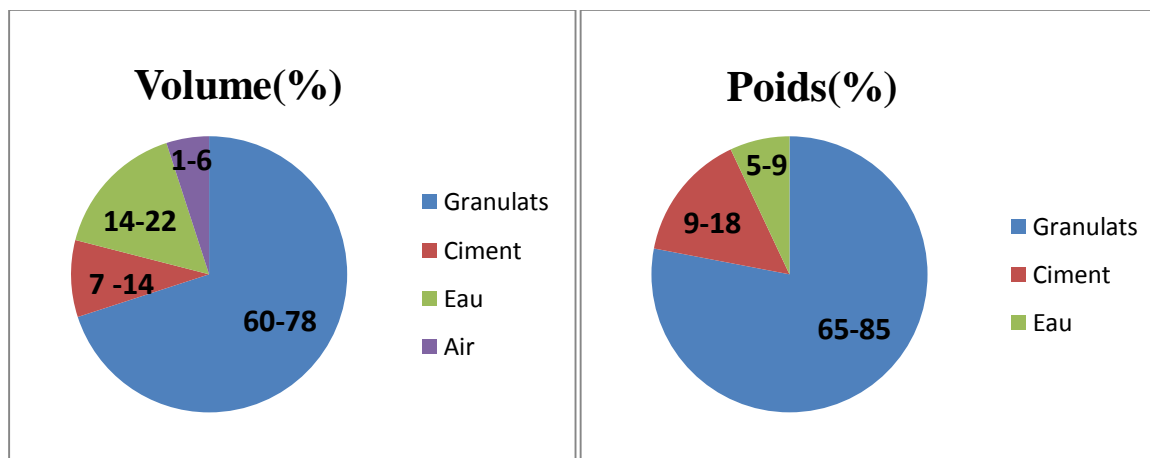


Figure (II.1). Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire.

II.3.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau et peut conserver sa résistance et sa stabilité même sous l'eau, « figure (II.2) ».



Figure (II.2). Poudre de ciment courant.

II.3.1.1. Fabrication du ciment

Le ciment est fabriqué à partir de calcaire (80 %) et d'argile (20 %). Le ciment est fabriqué (par voie sèche) selon le processus suivant :

- Extraction de matière première de la carrière ;
- Concassage primaire de la matière première ;
- Concassage secondaire de la matière première en taille plus petite ;
- Broyage de la matière concassée.
- Dosage et homogénéisation de la farine crue (matière broyée) ;
- Phase de préchauffage de la farine crue (et pré calcination) à 850° C, puis la cuisson dans un four rotatif incliné à une température généralement de 1450° C. le produit sortant du four s'appelle le clinker ;
- Broyage du mélange : clinker + gypse (≈ 5%) + ajouts éventuels.

Le produit fini (ciment) est alors prêt pour être expédié en sacs.

II.3.1.2. Principaux constituants des ciments

- **Le clinker (C)**

Le clinker est un constituant qui résulte de la cuisson, à 1450 °C, d'un mélange composé d'environ 80 % de calcaire (qui apporte le calcium) et de 20 % de matériaux aluminosilicates (notamment les argiles qui apportent le silicium, l'aluminium et le fer)

Tous les ciments ont pour constituant de base le clinker qui assure la fonction liante grâce à laquelle on passe d'un état initial de fluide modulable à un état final de solide mécaniquement résistant, la norme [NF P 18-301] spécifie que le clinker doit être constitué d'au moins deux tiers en masse de silicates de calcium.

Le clinker est accompagné de sulfate de calcium (le gypse) nécessaire pour régulariser la prise (le ciment reste coulable pendant une période suffisamment longue afin de permettre sa mise en place). [Dreux Georges (1981)].

Le tableau (II.1) ci-dessous donne la composition minéralogique de clinker.

Tableau (II.1). Composition minéralogique de clinker [Dreux Georges (1981)]

Constituants	Composition et abréviation	Taux (%)	Appellation abrégée
Silicate tricalcique	$3\text{CaO}.\text{SiO}_2$	45-65	C3S
Silicate bicalcique	$2\text{CaO}.\text{SiO}_2$	15-25	C2S
Aluminate tricalcique	$3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$	0-15	C3A
Alumino-ferrite tétracalcique	$4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$	0-10	C4AF

Les ciments courants ont pour constituant principal le clinker norme [ENV. 197-1]. Au Clinker sont ajoutées, suivant la nature du ciment voulu, les additions minérales de différentes natures.

- Laitier granulé de haut fourneau(S)
- Pouzzolanes naturelles(Z)
- Cendres volantes (V et W)
- Fumées de silice(D)
- Calcaire(L)

- Schistes calcinés(T)
- Constituants secondaires.

II.3.1.3. Types du ciment

La norme européenne [NF 197-1] donne 27 ciments courants, qui sont regroupés en cinq principaux types à savoir :

- **CEM I:** Ciment portland.
- **CEM II:** Ciment portland composé
- **CEM III :** Ciment de haut fourneau
- **CEM IV :** Ciment pouzzolanique
- **CEM V :** Ciment aux laitiers et aux cendres

Le tableau (II.2) ci-dessous donne la liste des différents types de ciments courants normalisés avec indication pour chacun d’eux, de leur désignation propre et des pourcentages respectifs de constituants qu’ils comportent.

Tableau (II.2). Désignation des différents types des ciments courants en fonction de leur composition [Dreux G., (1998)].

Désignations	Types de Ciment	Teneur en clinker	Teneur en % de l’un des constituants (laitier, cendres, fumées de silice, pouzzolanes, calcaire, schistes)	Teneur en constituants secondaires
CEM I(CPA)	Ciment portland	95 à 100%	/	0 à 5%
CEM II/A(CPJ)	Ciment portland compose	80 à 94%	De 6 à 20 % de l’un quelconque des constituants, sauf dans les cas où le constituant est des fumées de silice auquel cas la proportion est limitée à 10 % (*) ;	0 à 5%
CEM II/B(CPJ)		65 à 79%	De 21 à 35 % avec les mêmes restrictions que ci- dessus.	

CEM III/A (CHF) CEM III/B(CHF) CEM III/C(CLK)	Ciment de haut- fourneau	35 à 64% 20 à 34 % 5 à 19 %	36 à 65 % de laitier de haut-fourneau 66 à 80 % de laitier de haut-fourneau 81 à 95 % de laitier de haut-fourneau	0 à 5%
CEM IV/A(CPZ) CEM IV/B(CPZ)	Ciment pouzzolanique	65 à 90% 45 à 64%	10 à 35 % de pouzzolanes, cendres siliceuses ou fumées de silice, ces dernières étant limitées à 10 %. 36 à 55 % comme si dessus	0 à 5 %
CEM V/A(CLC) CEM V/A(CLC)	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64% 20 à 39%	18 à 30 % de laitier de haut-fourneau et 18 à 30 % de cendres siliceuses ou de pouzzolanes. 31 à 50 % de chacun des constituants comme ci- dessus	0 à 5 %

(*) Le pourcentage de fillers est limité à 5%.

II.3.1.4. Classes de résistance des ciments courants

La résistance normale d'un ciment correspond à la résistance mécanique à la compression mesurée à 28 jours, conformément à la norme [NF EN 196 – 1], elle est exprimée en MPa. Tableau (II.3).

Pour chaque type de ciment, trois classes de résistance sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours, ces classes sont notées : 32,5, 42,5 et 52,5.

Pour chaque classe de résistance normale, deux classes de résistance au jeune âge sont définies, une classe avec une résistance au jeune âge ordinaire (indiquée par la lettre N) et une classe avec une résistance au jeune âge élevée (indiquée par la lettre R).

Tableau (II.3). Classification des ciments en fonction de leur résistance normale [Pablo Picasso, (2004)].

Résistance à la compression (en MPA)				
Désignation de la Classe de résistance	Résistance à court terme		Résistance courante à 28jours	
	À 2jours	À 7jours		
32,5N	–	≥ 16	≥ 32,5	≤ 52,5
32,5R	≥ 10	–		
42,5 N	≥ 10	–	≥ 42,5	≤ 62,5
42,5R	≥ 20	–		
52,5N	≥ 20	–	≥ 52,5	–
52,5R	≥ 30	–		

II.3.2. Les granulats (sable et gravier)

Le granulat (agrégats) est un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm. [XP P18-540] (Octobre 1997), de provenance naturelle ou artificielle, destinés à la confection

:

- Des mortiers, des bétons.
- Des couches de fondation, des couches de base et de roulement des chaussées.
- Des assises et des ballasts de voies ferrées.
- Des barrages etc.

Comme le montre la « figure (II.3) ».

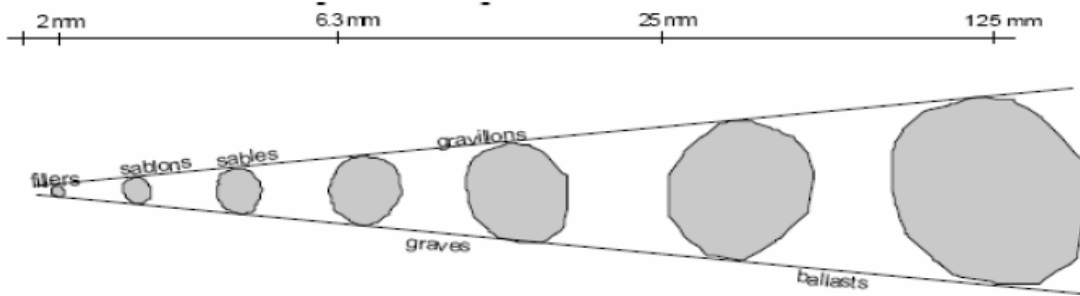


Figure (II.3). Type des granulats et leurs dimensions [Gabrysiak F., "Matériaux - Les Granulats - Chapitre 2"]

II.3.2.1. Classification des granulats selon la provenance

Les granulats utilisés en génie civil sont classés en deux grandes catégories : les granulats naturels qui proviennent des sablières, des gravières ou des carrières et les granulats artificiels fabriqués à partir de résidus miniers ou à partir des structures désaffectées de béton ou d'enrobés bitumineux concassés.

- **Granulats naturels**

Parmi les granulats naturels, les plus utilisés pour le béton. Ils proviennent de roches sédimentaires siliceuses ou calcaires, de roches métamorphiques telles que les quartzites, ou de roches éruptives telles que les basaltes, les graines, les porphyres.

- **Granulats roulés**

Ils sont les résultats de la désagrégation des roches par l'eau ou le gel. Ainsi, ils se sont formés des dépôts sédimentaires de grains de grosseur allant du sable fin aux gros blocs, de natures minéralogiques différentes. Trois catégories de granulats roulés existent dans la nature

- Les granulats de rivière (d'oued).
- Les granulats de mer
- Les granulats de dunes.

Les granulats roulés se caractérisent par leur aspect de grains arrondis et polis.

- **Granulats concassés (de carrières)**

Ils proviennent du concassage de roches dures (granits, porphyres, basaltes...etc.). Ils sont caractérisés par un aspect anguleux avec arrêtes.

- **Granulats artificiels**

Ils proviennent de la transformation thermique des roches (exemple : laitier du haut Fourneau) ou de démolition d'ouvrages.

II.3.2.2. Classification des granulats selon la grosseur

Un ensemble de granulat constitue une classe granulaire d/D caractérisée par la petite et la grande dimension de ses grains (granulat qui passe sur le tamis D et retenu sur le tamis d). Cette désignation admet que des grains puissent être retenus sur le tamis supérieur (refus sur D) et que d'autres puissent passer au travers du tamis inférieur (passant à d), dans des limites précises selon leurs utilisations. Les dimensions de d et D sont choisies dans la série de tamis suivante : 0,063 -0,08 - 0,1 -0,125 - 0,16 -0,2 -0,25 -0,315 -0,4 -0,5 -0,63 -0,8 -1 -1,25 -1,6 -2 -2,5 -3,15 -4 -5 -6,3 -8 -10 -12,5 -14 -16 -20 -25 - 31,5 -40 -50 -63 -80 -100 -125 mm

Les dimensions soulignées sont celles de la série principale européenne [NF EN 933-2] et les dimensions non soulignées sont celles de la série française principale [P 18 -560].

Les granulats répondent à des critères de qualité qui dépendent à la fois de la roche d'origine (résistance à l'abrasion, aux chocs, porosité...) et du processus de production (extraction, régularité dimensionnelle, propreté...). Ils sont assujettis à de nombreuses normes (française et européenne) portant sur la nature géologique, l'aspect, les techniques d'exploitation, les domaines d'application, etc.

Selon la norme [XP P18-545] (Février 2004-Mars 2008), on distingue les classes de granulats suivantes ($D/d > 1,4$) :

- **Fillers** : granulat dont la plupart des grains passe au tamis de 0,063 mm ($D < 2$ mm avec au moins 70 % de passant au tamis 0,063 mm (63 μ m)), il peut être ajouté aux matériaux de construction pour leur conférer certaines propriétés (exemple 0/0,125,0/2).
- **Fines** : fraction granulaire d'un granulat qui passe entièrement au tamis de 0.063mm.

- **Sables d/D** : le sable peut résulter de l'altération naturelle de roches massives ou meubles et/ou de leur concassage, ou encore du traitement de granulats artificiels :

Granulat pour :	Béton et mortier NF EN12620 NF EN 13139	Mélanges bitumineux NF EN 13043	Matériaux traités et non traités NF EN 13242
D ≤	4 mm	2 mm	6,3 mm
d =	0	0	0

- **Gravillons d/D** : Désignation des granulats d/D dont :

Granulat pour :	Béton et mortier NF EN12620 NF EN 13139	Mélanges bitumineux NF EN 13043	Matériaux traités et non traités NF EN 13242
D	$4 \leq D \leq 63$ mm (béton) D = 4 (mortier)	$2 < D \leq 45$ mm	$2 < D \leq 90$
D	≥ 2 mm (= 2 mortier)	≥ 2 mm	≥ 1 mm

- **Graves 0/D** : granulats formés d'un mélange de gravillons et de sables, elles peuvent être aussi produites directement.

Granulat pour :	Béton et mortier NF EN12620 NF EN 13139	Mélanges bitumineux NF EN 13043	Matériaux traités et non traités NF EN 13242
D	$4 \leq D \leq 45$ mm	$2 < D \leq 45$ mm	$6,3 < D \leq 90$ mm
D	0	0	0

- **Ballast d/D** : où $d \geq 25$ mm et $D \leq 50$ mm (20/32 et 31,5/50). Ils sont utilisés comme assises des voies ferrées.

Les granulats sont utilisés pour la réalisation d'ouvrages de Génie Civil, de travaux routiers et de bâtiments soit :

- Directement sans liant dans les constructions, ballast de voies ferrées, remblais, couches de forme des structures routières,
- Solidarisés avec un liant dans les constructions de béton et les mortiers, dans le bitume pour les

enrobés et les chaussées en béton comme le BCR

Ces granulats sont obtenus en exploitant des gisements de sables et de graviers d'origine alluvionnaire, terrestre ou marine, en concassant des roches massives, ou encore par recyclage de produits tels que les bétons de démolition.

Leurs natures, leurs formes et leurs caractéristiques varient en fonction des gisements et des techniques de production.

La nature minérale des granulats est un critère fondamental pour son emploi, chaque roche possédant des caractéristiques intrinsèques spécifiques en termes de résistance mécanique et de tenue au gel, ainsi que des propriétés physico-chimiques et des propriétés chimiques.

Les granulats sont classés en fonction de leur granularité (distribution dimensionnelle des grains) déterminée par analyse granulométrique par tamisage.

II.3.3. Eau de gâchage

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. C'est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux, elle rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton.

Pratiquement toute eau naturelle potable n'ayant pas une odeur ou un goût prononcé peut être employée pour la fabrication du béton.

Pratiquement toute eau naturelle potable n'ayant pas une odeur ou un goût prononcé peut être employée pour la fabrication du béton. L'eau utilisée pour le gâchage du béton est de l'eau potable, par contre les eaux non potables ne doivent pas contenir de composés risquant d'attaquer chimiquement les hydrates de ciment, les granulats ou les armatures (comme le chlorure, environ 0,2 % à 0,4 % de la masse de ciment peut provoquer des risques de corrosion). L'eau doit être pure de toutes particules en suspension dont la quantité peut modifier les qualités originales. L'eau doit être débarrassée des poussières en suspension, des huiles...

II.4. Les différents types de béton

En matière de construction, les possibilités sont multiples, notamment en ce qui concerne le choix du béton. En effet, il existe différents types de béton, dont les propriétés et les caractéristiques sont à connaître.

- **Béton ordinaire (BO)**

Le béton ordinaire est un mélange homogène composé exclusivement des constituants de base : ciment, granulat, eau, avec un rapport E/C qui varie en fonction de la plasticité, ainsi que de la résistance désirée. Sa masse volumique se situe aux alentours de 2 500 Kg/m³. Ses performances (durabilité, résistance au feu, etc.) varient selon ses composants. C'est un matériau dont le moulage est assez facile et il est adapté à tous les types de formes d'ouvrage. Ils sont caractérisés par une résistance à la compression de l'ordre de 20 à 45 MPa. Ces bétons sont utilisés pour la réalisation des ouvrages à usage d'habitations, commerces, scolaires, administratifs, culturels...

- **Béton léger**

Le béton léger est un béton très malléable et très léger. Il est efficace pour tous les travaux de rénovation. Il résiste aux chocs et remplit très bien sa mission d'isolant thermique. Le béton léger s'emploie particulièrement pour les murs porteurs et les dalles.

- **Béton compacté au rouleau (BCR)**

Le béton compacté au rouleau (BCR) est un béton spécial qui se distingue des bétons ordinaires par leur affaissement nul, leur proportion importante de granulat, leur faible quantité de ciment par rapport au béton conventionnel (varie entre 60 à 300 kg/m³) et leur consistance très sèche. Il est composé d'un mélange de ciment, d'eau, d'agrégats inertes et parfois d'adjuvants. La seconde caractéristique qui distingue le BCR des autres béton est sa mise en œuvre qui nécessite un matériel spécifique comme les finisseurs et les engins de travaux publics à haut pouvoir de compactage comme les rouleaux compacteurs, les niveleuses, les plaques vibrantes, les bulldozers... etc. il est utilisé dans deux grands axes de construction, la construction des barrages et le revêtement des chaussées, et caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours qui se situe entre 10 et 45MPa

- **Béton armé**

Le béton armé est associé à des armatures en acier, mélange de fer et de carbone, autrement dit un ferrailage. L'acier associé au béton apporte une certaine résistance mécanique à un ouvrage.

Le béton résiste bien à la compression, tandis que l'acier résiste mieux à la traction. Ces deux matériaux sont donc complémentaires et leur association réduit entre autres les problèmes de microfissures qui affectent les bâtiments.

- **Béton précontraint**

Au moment de la fabrication, le béton va être compressé à l'aide de câbles de précontrainte en acier.

Il existe deux méthodes pour pré contraindre du béton, appelées pré-tension ou post-tension. Le béton précontraint est alors comprimé avant sa prise ou après durcissement.

Le béton précontraint est bien souvent employé lors de la réalisation d'ouvrages d'art ou de génie civil.

- **Béton auto plaçant (BAP)**

Le béton auto plaçant est un béton extrêmement fluide, facilitant grandement son utilisation. Avec ce béton, le but est de gagner un temps considérable lors du coulage sur chantier, car la mise en œuvre se fait sans vibration, contrairement aux bétons plus conventionnels. Pour autant, une fois le béton solidifié, sa qualité reste la même que sur un béton traditionnel. Les coffrages béton métalliques COSMOS sont adaptés au béton auto plaçant. Utilisé pour le bétonnage des structures avec des voiles minces ou complexes, des formes complexes, des densités de ferrailage complexes, mais aussi importantes. Il sera aussi adapté aux parties difficilement accessibles.

- **Béton de haute performance (BHP)**

Les bétons de haute-performance possèdent des caractéristiques beaucoup plus intéressantes que les bétons conventionnels. Sa souplesse permette de répondre aux diverses exigences qu'imposent tous les types d'ouvrage. Ils sont à la fois plus résistants à la compression, et beaucoup plus fluides. Il s'agit également d'un béton moins poreux, protégeant ainsi plus efficacement les armatures préalablement déposées.

Le béton haute-performance (BHP) est caractérisé par sa résistance à la compression qui se situe entre 50 et 100 MPa

Utilisé dans les ouvrages d'art, du fait de leur résistance aux agressions chimiques, les ouvrages d'assainissement et industriels, peut tout aussi bien être utilisé pour la construction de bâtiments, espaces intérieurs pourront être alors agrandis puisque la portée des poutres qui est généralement limitée à 6 m pourra être portée à 7 ou 8 m.

- **Béton de fibre**

Dans la composition du béton fibré se trouvent des fibres ajoutées. Il peut s'agir de fibres de verre, synthétiques ou bien métalliques. Ces fibres sont incorporées directement au béton lors de sa fabrication.

L'ajout de fibres apporte de la flexibilité et de la souplesse au béton, afin d'en améliorer la résistance en traction et en flexion.

L'usage de béton fibré a pour conséquence la diminution du risque d'apparition de fissures sur l'ouvrage.

Le béton fibré peut être employé pour la mise en œuvre de panneaux, ou encore de mobilier urbain.

II.5. Propriétés essentielles de béton

Pour utiliser au mieux le béton, il faut bien connaître ses propriétés : à l'état frais, alors qu'il est plastique on peut le travailler ; à l'état durci, alors que sa forme ne peut plus être modifiée mais que ses propriétés continuent d'évoluer durant le temps.

- **Ouvrabilité (ou maniabilité)**

La formulation d'un béton doit aboutir à un béton qui possède la plus grande ouvrabilité, le plus faible frottement interne avec la quantité d'eau minimum. Cette aptitude du béton à la déformation est aussi traduite par les termes consistance et maniabilité.

Le béton frais possède une propriété bien particulière : son ouvrabilité. Cette caractéristique constitue un atout majeur du matériau en termes de mise en œuvre.

L'ouvrabilité est, en effet, la capacité du béton à pouvoir être mis en œuvre facilement (remplissage des coffrages et enrobage des armatures) : elle caractérise, avant que le matériau ne durcisse, la fluidité du béton. La mesure de l'ouvrabilité l'une des grandeurs définissant l'ouvrabilité est la

consistance. Elle peut être mesurée facilement par un essai d'affaissement selon la norme [NF P 18 -451], en utilisant le cône d'Abrams [Jean-Pierre Ollivier (2012)], du nom de son inventeur ou "Slump-test". En mesurant la hauteur d'affaissement après le démoulage du cône, on obtient une indication sur l'ouvrabilité du béton, plus la hauteur d'affaissement est importante, plus le béton est fluide.

La mesure de sa consistance à l'aide des essais utilisés pour le béton classique BC n'est pas applicable avec la maniabilité du béton compacté au rouleau BCR est par conséquent mesurée à l'aide de l'appareil VEBE modifiée [Gagne, Richard CRIB (2004)], l'essai VEBE selon la norme [NF EN 12350-3], consiste à mesurer le temps requis pour consolider le matériau de manière à former un cordon de mortier, sous l'effet d'une vibration, au pourtour d'une plaque de plexiglas sur laquelle repose une surcharge de 22,7 kg [Cimbéton, (2006)]. Cette valeur correspond au temps VEBE soit le temps nécessaire pour que les vides dans le squelette granulaire soient tous remplis par la pâte de ciment.

- **Module élastique**

Le module élastique (E) est une mesure de la rigidité du matériau, c'est-à-dire de la propriété qu'a le matériau de se déformer de façon élastique réversible sous l'action d'une contrainte. Les propriétés des deux phases présentes dans un mélange de béton, soient la pâte de ciment hydraté et le granulats, influencent le module élastique.

Dans un mélange de BCR, les granulats occupent un volume important comparativement au volume de la pâte. Cette présence accrue des granulats a une influence dominante sur les autres paramètres tels que le type de liant et le rapport eau/liant.

- **La ségrégation**

La ségrégation peut être définie comme la séparation des constituants d'un matériau hétérogène de sorte que leur distribution n'est plus uniforme. Dans le cas du béton, ce sont les différences de grosseurs des granulats ainsi que celles des masses volumiques des constituants du béton qui sont la cause principale de la ségrégation. Ainsi, les risques de ségrégation peuvent être contrôlés par le choix d'une granulométrie appropriée et les soins pris lors de la mise en place du béton [Tremblay

S. (1997)].

Les facteurs affectant la ségrégation sont principalement :

- Le pourcentage des gros particules (>20 mm).
- La réduction de la quantité des fines (ciment et sable).
- La Variation de la forme des particules loin de la forme sphérique et lisse.
- Le béton très mou ou très sec (BCR) [Adam M. Neville (1992)].

- **Retrait**

Le retrait de séchage des bétons en général est principalement influencé par le rapport eau/liant et le volume des granulats [Adam M. Neville (1992)]. Le retrait de séchage s'accroît avec l'augmentation du rapport eau/liant puisqu'il détermine la quantité d'eau évaporable dans la pâte de ciment de même que le taux auquel l'eau remonte vers la surface du béton. Les granulats quant à eux s'opposent au retrait ou à toute déformation de la pâte. Ce degré de résistance à la déformation est déterminé par les propriétés élastiques des granulats. Par ailleurs, dans le cas des BCR, le volume important des granulats (squelette granulaire compact) réduit de façon plus significative le retrait de séchage qu'une diminution du rapport eau/liant du mélange. En fait, plus le pourcentage de volume occupé par les granulats est important, moins le rapport eau/liant a une influence sur le retrait de séchage.

Le retrait de séchage des BCR est habituellement inférieur au béton plastique [Ouellet E., (1998)]. Le retrait de séchage ultime d'un mélange de BCR typique (estimé avec l'équation de Bazant) est généralement compris entre 400 et 500 $\mu\text{m}/\text{m}$, tandis que pour un mélange de béton plastique, le retrait de séchage ultime peut être de 700 $\mu\text{m}/\text{m}$ et plus.

- **Résistance aux Cycles de Gel-Dégel**

En hiver, le pavé passe par un certain nombre de cycles de dégel de gel. Comme l'eau entre dans le pavé, il gèle et se développe, qui provoque des tensions de compressions, en élargissant les craquements initiaux existants et en produisant plus de dommage. Additionnant ces tensions provoquées par le retrait, les changements de la température, à l'existence des joints et le chargement lourd, un craquement reflété se propagera dès que la tension excède la limite élastique à traction du pavé [Nader H. Amer, (2007)].

En fonction des conditions d'exposition, le béton est exposé à des attaques chimiques de différentes natures (humidité, sels marins, sulfures, eaux d'égout, CO₂, gel dégel...), le béton va se dégrader soit par carbonatation, soit par lessivage, soit par oxydation.

- **Durabilité**

Un béton est d'autant plus durable qu'il résiste à la pénétration des agents agressifs dans le réseau poreux. La porosité (ou le volume total des pores) de même que l'organisation géométrique de ces pores dans la matrice déterminent la durabilité du béton [Adam M. Neville. (1992)].

Par rapport au béton plastique, un mélange de BCR contient un plus faible volume de pâte de ciment. Cette faible teneur en pâte a deux conséquences majeures sur la structure interne de ce matériau. Premièrement, la distribution de la pâte est moins homogène que dans un béton plastique en raison de la difficulté à disperser l'eau de gâchage dans un mélange sec. Ensuite, le BCR contient un certain nombre de « vides de compactage » qui peuvent influencer la durabilité au gel du BCR. Ces vides d'air peuvent être facilement distingués des vides d'air sphériques usuels par leur forme irrégulière. Une optimisation du squelette granulaire permet de réduire la quantité de « vides de compactage ». D'ailleurs, un nombre élevé de « vides de compactage » peut éventuellement former un réseau interconnecté nuisant grandement à la durabilité. Par contre, ces « vides de compactage » peuvent jouer le rôle de bulles d'air s'ils sont suffisamment petits et bien distribués [Pigeon M., Marchand J., (1996)].

- **La porosité et la compacité**

Ces propriétés conditionnent les deux premières. Plus un béton est compact (ou moins, il est poreux), plus ses performances seront élevées et sa durabilité importante.

On améliore la compacité du béton en optimisant la dimension et l'empilement des granulats et en réduisant la quantité d'eau.

- **Résistance à la compression**

La caractéristique essentielle d'un béton à l'état durci est la résistance mécanique en compression à l'âge de 28 jours selon la norme selon la norme [NF EN 12390- 3/4]. Le béton est un matériau qui travaille bien en compression. La connaissance de ses propriétés mécaniques est donc

indispensable pour le dimensionnement et le calcul des ouvrages.

La résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'un échantillon de béton. Les classes de résistance à la compression sous la forme CX/Y correspondent donc à une caractéristique du béton lorsqu'il est sec. Cette valeur est utile car elle permet de dimensionner un ouvrage. La norme [NF EN 206-1] regroupe les différents bétons utilisés dans le génie civil ou dans le bâtiment en classes de résistance. Ces classes de résistance vont varier en fonction de la résistance des bétons à la compression à 28 jours.

- **Résistance à la traction et au cisaillement**

Le béton présente une faible résistance au cisaillement et en traction selon la norme [NF P18-408]. Sa résistance à la traction est de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression. Ainsi le béton sollicité en traction ou en cisaillement se fissure dès la sollicitation et tombe en ruine. Pour y remédier à cette faiblesse, les bétons sont donc armés d'acier d'où l'appellation Béton Armé.

II.6. Paramètres influençant les caractéristiques du béton

II.6.1. Influence du rapport eau/ciment (E/C)

A part son rôle majeur dans le phénomène de l'hydratation, l'eau est l'un des facteurs les plus importants au niveau de l'ouvrabilité du béton. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité du béton et entraîne la diminution de la concentration en solides. Au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent [Utsi S., Emborg M., Carsward J., (2003)].

Cependant, l'introduction excessive d'eau provoque la chute de la résistance mécanique du béton à l'état durci, ainsi que l'apparition des phénomènes de ségrégation à l'état frais. Le dosage du ciment est très souvent relié aux propriétés mécaniques du béton et à sa durabilité. On considère aussi que l'écoulement et l'ouvrabilité du béton sont reliés au rapport E/C. La formulation des bétons ordinaires doit impérativement passer par l'optimisation de ces paramètres.

La « figure (II.4) », montre que la relation entre la résistance à la compression et le rapport C/E d'après la formule de Bolomey est linéaire et croissante surtout dans l'intervalle de C/E entre 1,5 et 2,5 c'est-à-dire entre 0,4 et 0,66 pour E/C.

$$f_c = G \times CE (C / E - 0.5) \quad \text{Eq. (II.1)}$$

Avec :

G : coefficient de granularité égale à 0.5.

CE : classe vraie du ciment, égale à 50 MPa.

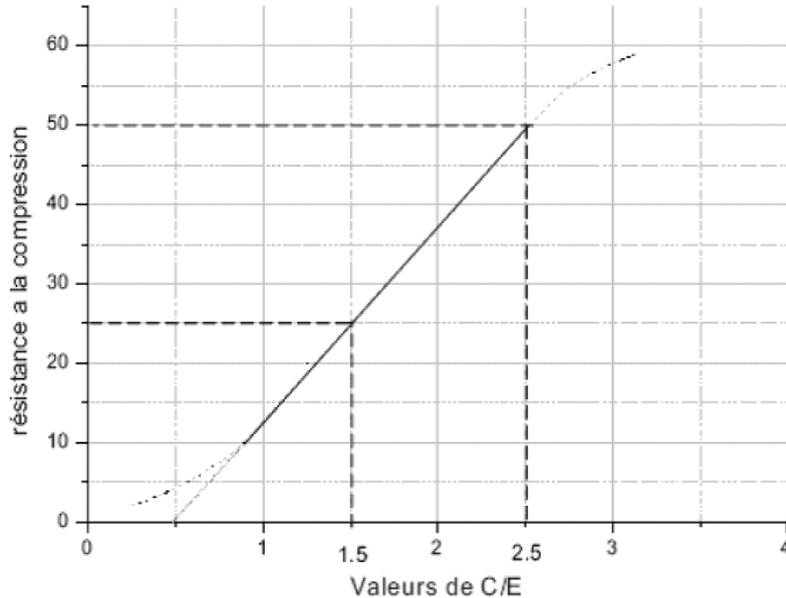


Figure (II.4). La relation entre C/E et la résistance à la compression (fc) d'après la formule de Bolomey [Dreux G. et Festa J., (1998)]

II.6.2. Influence du dosage en ciment

Pour un dosage en eau constant, l'augmentation du dosage en ciment du béton aura pour conséquence de diminuer le rapport E/C du béton, ce qui se traduira nécessairement par une augmentation de la résistance à court terme. La « figure (II.5) », montre l'influence du dosage en ciment sur les résistances à court terme et sur le rapport E/C du béton [Baron et Ollivier, (1996)].

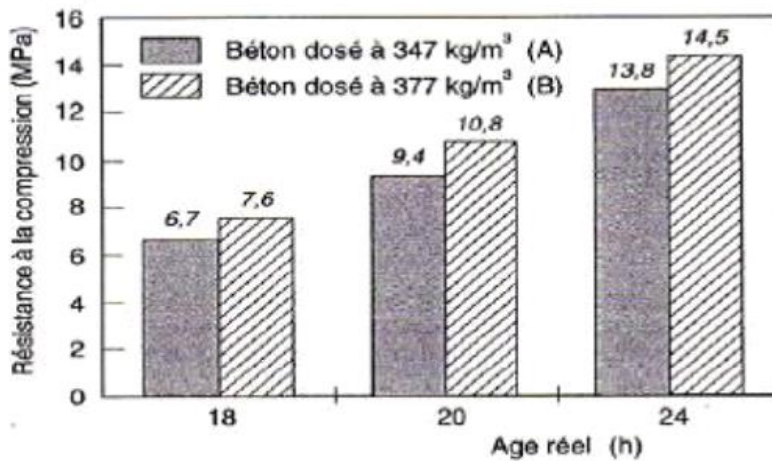


Figure (II.5). Influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression au jeune âge du béton [Baron et Ollivier, (1996)]

II.6.3. Influence du type de ciment

La démarche de formulation d'un béton passe par le choix du type de ciment. Plus la classe de résistance est élevée et plus la résistance à la compression est élevée, à toutes les échéances. L'influence de ce paramètre sur la résistance à court terme est présentée sur la « figure (II.6) ». Cette figure montre que le choix d'un ciment CPA-CEM I 52,5 R développera à dosage identique dans le béton des résistances à court terme considérablement supérieures à celles d'un ciment CPJ-CEM II 32,5 R. De même, un CPA-CEM I 52,5 R développe des résistances à court terme beaucoup plus rapidement qu'un CPA-CEM I 52,5N tout en présentant à 28 jours des résistances équivalentes [Baron, Ollivier, (1996)].

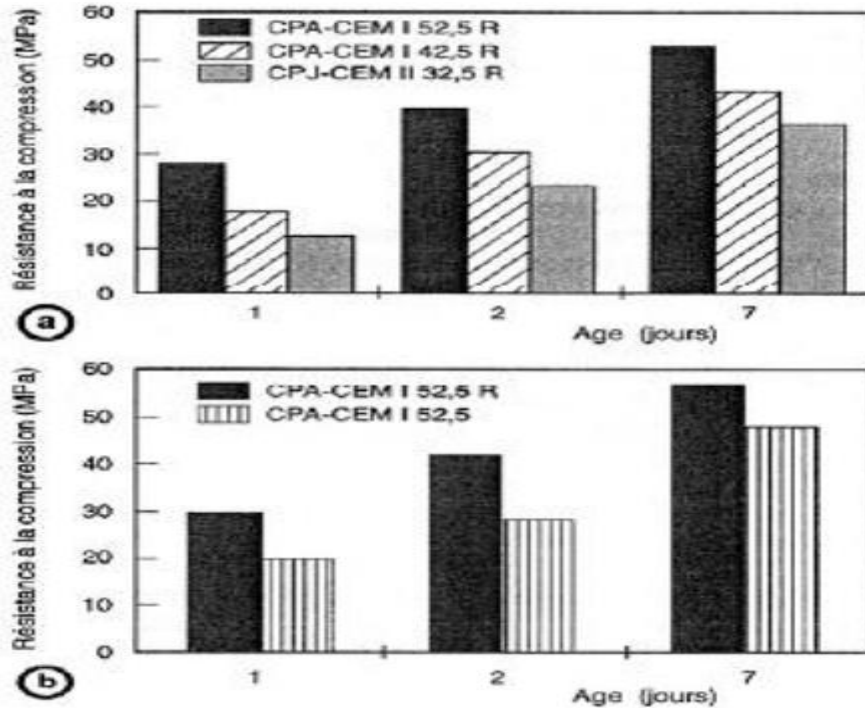


Figure (II.6). Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme [Baron et Ollivier, (1996)]

II.6.4. Influence du squelette granulaire

Moins influente que le dosage en ciment ou le dosage en eau, la composition granulométrique du mélange n'intervient que d'une manière relativement faible sur la plupart des propriétés du béton. Sauf pour la résistance à la compression où nous pouvons voir « figure (II.7) », que pour des valeurs de (G/S) supérieures à « 2.2 » la résistance à la compression augmente considérablement, une augmentation certainement positive mais prise sur le compte de l'ouvrabilité, parce qu'en pratique on ne dépasse pas les valeurs de 1.5 à 1.6 pour avoir un béton ouvrable [Dreux G. et Festa J., (1998)].

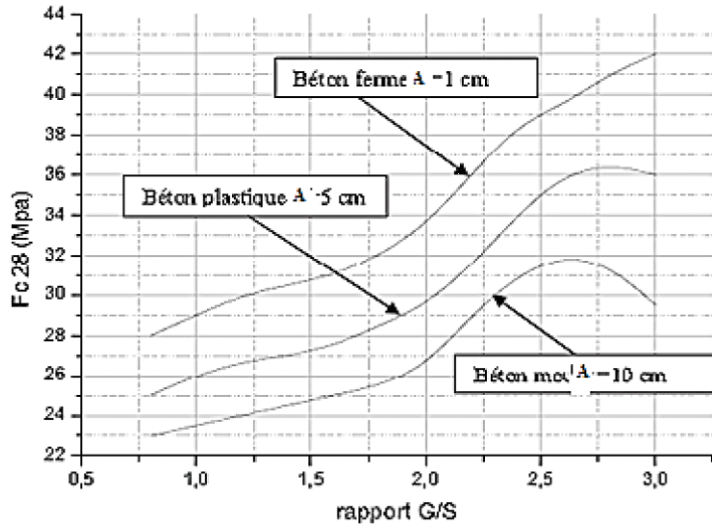


Figure (II.7). Variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport G/S [Dreux G. et Festa J., (1998)].

II.6.5. Influence du rapport granulat /ciment (G/C)

Le rapport granulat /ciment (G/C) est un facteur de deuxième importance quant à la résistance, mais pour un rapport E/C constant. Cités par [Neville (2000)], ont montré qu'un béton plus faiblement dosé en granulats était plus résistant « figure (II.8) ». Cependant un optimum de G/C a pu être distingué qui est de l'ordre de 3.

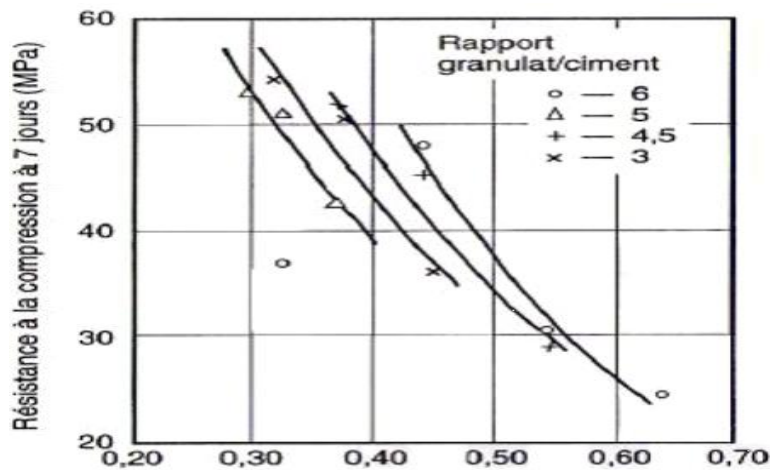


Figure (II.8). Influence du rapport G/C sur la résistance du béton [Neville, (2000)]

Autres études portant sur l'influence de la teneur en granulat sur la résistance des bétons, pour une

qualité de pâte de ciment donnée, indiquent que lorsque le volume des granulats (exprimé en pourcentage du volume total) augmente de 0 à 20%, il y a une diminution de la résistance à la compression alors qu'entre 40 et 80% on remarque une augmentation de la résistance [Stock A.F., Hannant D.J., Williams R.I.T., (1979)]. L'allure générale de ce comportement est représentée sur la « figure (II.9) ». Cette tendance se vérifie quel que soit le rapport eau/ciment.

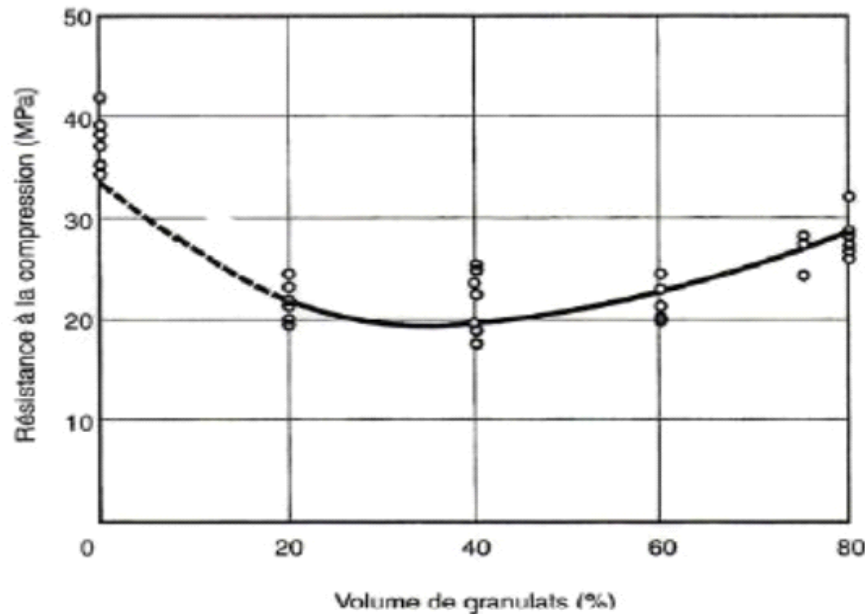


Figure (II.9). La relation entre la résistance à la compression de cylindres de béton (10x30) cm et le volume de granulats pour un rapport E/C constant de 0,5 [Stock A.F., Hannant D.J., Williams R.I.T., (1979)]

Stock A.F., Hannant D.J., Williams R.I.T., (1979), ont aussi publié quelques expériences originales dans lesquelles ils ont réalisé une série de bétons avec différents volumes de granulats de même granulométrie liés par la même matrice de ciment. Ils ont évité la ségrégation dans les mélanges fluides par une mise en rotation des moules après mise en place du matériau. Les essais de résistance à la compression sur les éprouvettes cubiques ont donné des résultats assez dispersés. Il est à noter que l'effet du granulat peut être modifié par une augmentation de l'air occlus quand l'ouvrabilité diminue [De Larrard F et Belloc A, (1999)].

II.6.6. Dimension maximale des granulats D_{max}

L'utilisation des granulats de dimension maximale contribue de façon très significative à l'augmentation de la résistance du béton. Mais cela reste dans les limites de la faisabilité, parce que le choix de D_{max} reste conditionné par le [BAEL 91] :

- L'ouvrabilité demandée
- Les dimensions de l'ouvrage et l'épaisseur des pièces
- L'espacement des armatures
- L'enrobage des armatures

L'effet négatif de l'augmentation de la dimension maximale du granulat dans le béton s'applique à l'échelle de toutes les grosseurs, mais l'effet de la dimension des grains sur la diminution de la demande en eau est particulièrement important en dessous de 38,1 mm « figure (II.10) ». Pour des dimensions supérieures, le bilan des deux effets dépend du dosage du béton [Neville A. M., 2000].

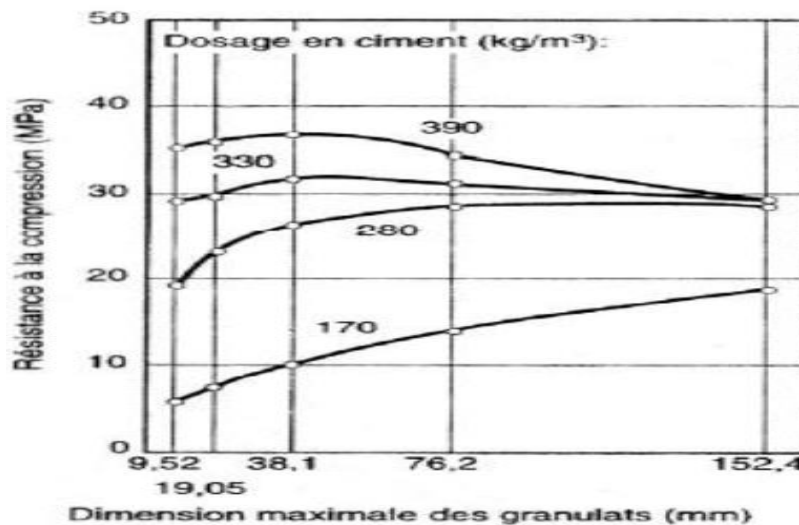


Figure (II.10). Influence de la dimension maximale du granulat sur la résistance à la compression à 28 jours pour des bétons ayant différents dosages en ciment [Neville A. M., (2000)].

II.6.7. Influence du squelette granulaire sur l'affaissement

Une étude réalisée sur des bétons autobloquants a fait ressortir que l'augmentation de la fraction volumique granulaire avait une influence négative sur les propriétés rhéologiques des bétons [Taleb O., Ghomari F., Boukli Hacene, S.M.A., (2012)]. Cependant l'optimisation du squelette granulaire

et par conséquent le paramètre G/S est essentielle pour améliorer la fluidité du mélange [Boukli Hacene, S.M.A., (2010)]. « Figure (II.11) ».

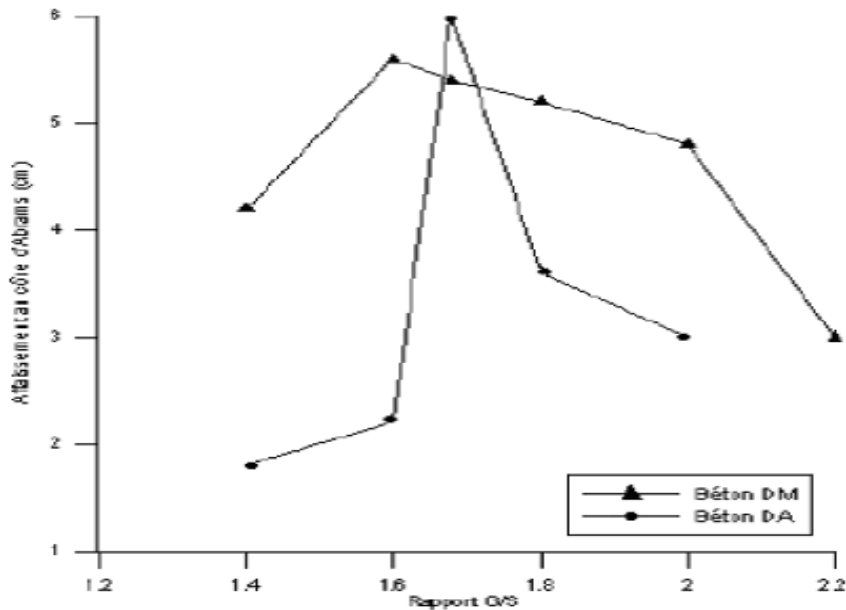


Figure (II.11). Optimisation du rapport G/S en fonction de l'affaissement [Boukli Hacene, S.M.A., (2010)]

II.6.8 Influence de l'air occlus sur l'affaissement et la résistance

L'analyse réalisée sur l'ensemble des mesures effectuées est représentée en tridimensionnel sur la « figure (II.12) », et montre l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus. Il est clair, que la teneur en air croît avec la diminution de l'affaissement, c'est-à-dire, lorsqu'on passe des bétons fluides aux bétons fermes. En retour, cet air affectera la résistance à la compression [Boukli Hacène, S.M.A., (2010)].

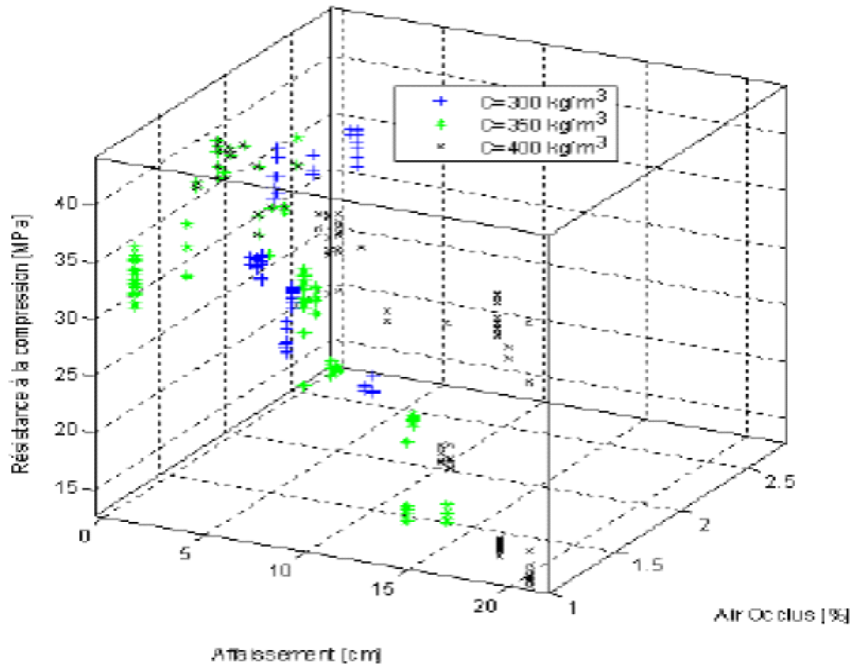


Figure (II.12). Evolution de la résistance à la compression à 28j de bétons conservés à l'eau en fonction de l'affaissement et du pourcentage d'air occlus [Boukli Hacene, S.M.A., (2010)]

II.7. Formulation des bétons

La formulation d'un béton doit intégrer avant tout les exigences de la norme [NF EN 206-1], laquelle, en fonction de l'environnement dans lequel sera mis en place le béton, sera plus ou moins contraignante vis-à-vis de la quantité minimale de ciment à insérer dans la formule ainsi que la quantité d'eau maximum tolérée dans la formule. Quant à la nature des granulats, souvent elle est imposée par les carrières qui fournissent la région où le béton doit être produit.

La formulation d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents composants (granulat, eau, ciment) afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées (résistance, consistance et durabilité).

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la formulation des bétons classiques et BCR

II.7.1. Formulation des bétons classiques (BC)

II.7.1.1. Méthode de Bolomy

En 1925, [Bolomey J.C., (1925)], propose une courbe granulométrique continue de référence incluant le ciment équation (II.2). Par cette formule appropriée, on trace une courbe

granulométrique de référence et on s'efforce de réaliser avec des granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment compris), dont la courbe soit aussi proche que possible de la courbe de référence théorique.

La formule de base est la suivante :

$$P = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}} \quad \text{Eq. (II.2)}$$

D'où :

- P : est le pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre d,
- D : est le diamètre du plus gros grain,
- A : varie de 8 à 16, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

Cette méthode aboutit théoriquement tout au moins à une granularité continue.

II.7.1.2. Méthode de Caquot

En 1937, [Caquot A., (1937)], généralise par sa recherche d'une compacité maximale à un nombre infini de classes granulaires à partir de la courbe de l'indice des vides d'un mélange de deux granulats de tailles différentes. Il définit expérimentalement une relation en prenant comme principe, que le volume des vides dépend essentiellement des diamètres d et D selon la formule d'équation (II.3). Il obtient donc une granulométrie optimale infinie. Mais, en réalité, les dimensions des grains sont bornées ce qui entraîne une correction sur la proportion des plus petits et des plus gros granulats.

De plus, il introduit l'effet de paroi engendré par les granulats de grosses dimensions.

$$V = V_0 \sqrt[5]{\frac{d}{D}} \quad \text{Eq. (II.3)}$$

II.7.1.3. Méthode de Faury

En 1944, [Faury J., (1944)], suite à une étude générale du béton, proposa une nouvelle loi de granularité de type « continu ». Il s'inspirait pour cela de la théorie de Caquot, relative à la compacité d'un granulat de dimension uniforme correspondant à un serrage moyen. La loi de

granulation qui en découle est une loi fonction $\sqrt[3]{d}$, c'est pourquoi FAURY adopta une échelle des abscisses graduées en $\sqrt[3]{d}$.

La courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale est alors théoriquement une droite ; cependant FAURY a distingué les grains fins et moyens ($<D/2$) des gros grains ($>D/2$) et la pente de la droite de référence n'est pas là même pour chacune de ces deux catégories. On trace donc pour l'ensemble du mélange, ciment compris, une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites si l'on opère sur un graphique gradué, en abscisse $\sqrt[3]{d}$.

L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixée à $D/2$ et son ordonnée Y est donnée par une formule tenant compte de la grosseur D du granulat et comportant certains paramètres dont la valeur est à choisir dans des tableaux en fonction de la qualité des granulats (roulés ou concassés) et de la puissance de serrage (simple piquage ou vibration plus ou moins intense). Cette valeur se calcule par la formule d'équation (II.4).

$$Y = A + 17.5\sqrt{D} + \frac{B}{\left(\frac{R}{D}\right)^{-0.75}} \quad \text{Eq. (II.4)}$$

- A : coefficient de nature des granulats (roulé ou concassé), il dépend de niveau de consistance de béton.
- B : 1 à 2 selon que le béton ferme ou mou.
- R : rayon moyen du moule.

A partir de cette formule, on trace une courbe de référence.

Donc cette méthode est basée sur :

- Nature de l'ouvrage
- Consistance désirée
- Dosage des granulats
- Dans le but de déterminer la quantité de chaque composant de béton.

II.7.1.4. Méthode de Baron et Lesage

En 1976, [Baron J. et Lesage R., (1976)], Cette méthode n'est pas en soi une méthode de formulation, mais plus une technique pour optimiser le squelette granulaire d'un béton. L'essai utilise pour caractériser la maniabilité est le maniabilimètre LCL (ou essai d'écoulement). 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. Nous supposons, dans cette méthode, que les proportions optimales de granulats ne dépendent pas de la quantité de ciment.

Enfin, nous pouvons dire que, la variation des nombreux paramètres liés à la géométrie des grains, leurs natures, leurs granulométries etc. a toujours été prise en compte par l'introduction dans les formules d'un coefficient d'une manière empirique. Toutefois, La méthode Baron-Lesage, comparée aux autres méthodes, suppose des manipulations relativement nombreuses (de quelques gâchées jusqu'à une trentaine, lorsqu'on a quatre classes de granulats). Son emploi est cependant justifié pour les chantiers importants (gros volumes de béton à mettre en place), et/ou lorsqu'on exige un béton de grande qualité.

II.7.1.5. Méthode de Dreux et Gorisse

En 1970, [Dreux et Gorisse, (1995)] mettent en œuvre une méthode basée sur l'optimum granulaire encore couramment utilisée pour des bétons ordinaires. C'est une approche empirique basée sur une courbe granulaire de référence (2 segments de droite dans un diagramme semi logarithmique), « figure (II.13) ».

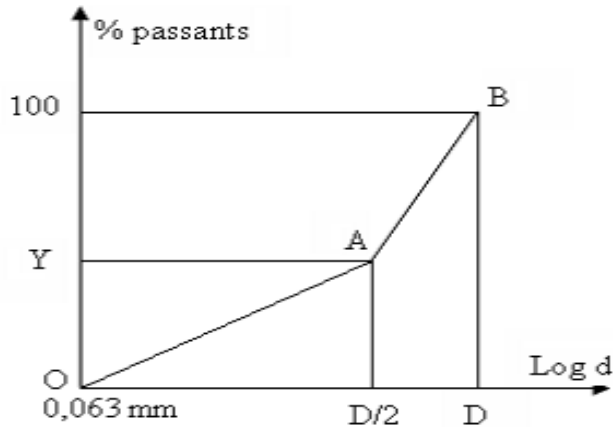


Figure (II.13). Courbe optimale type selon la méthode de [Dreux et Gorisse, (1995)]

Les deux segments [OA] et [AB] appelés le tracé de la "courbe granulométrique de référence " et les trois points sont déterminés comme suit :

O : est l'origine de la courbe avec ses coordonnées (0 ; 0).

- En abscisse : $A = D/2$ si $D \leq 20$ mm ; et au milieu de l'intervalle $[5; D]$ si $D > 20$ mm
- En ordonné : $B = 50 - \sqrt{D} + K$.

Contrairement à Faury, le ciment ne fait pas partie de la courbe de référence du mélange, sa quantité massique C étant déterminée séparément.

Il s'agit d'une méthode complète dans le sens où elle prend en compte un grand nombre de paramètres équation (II.5) : la géométrie de la pièce à couler, le type et le dosage du ciment, la finesse, la forme, la qualité et les dimensions de granulats, la consistance et la résistance du béton, etc.

$$f_c = G \times \sigma_{c28} \times \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right) \quad \text{Eq. (II.5)}$$

II.7.1.6. Méthode numérique de Sedranet Larrard

Des méthodes de formulation novatrices de [Sedran, (1999)] ; [De Larrard (2000)]. Utilisant des modèles numériques émergents : René LCPC, Béton Lab et Béton Lab Pro2, etc.

Les premières théories traitant d'une compacité maximale des mélanges granulaires [FER, (1892), [CAQ, 1937] ne prennent pas en compte explicitement les interactions des grains entre eux et de

leurs tailles. [De Larrard (2000)] au travers du Modèle d'Empilement Compressible (MEC) fait intervenir des notions nouvelles comme le serrage, l'effet de paroi et l'effet de desserrement.

Historiquement, le MEC est le résultat de plusieurs années de recherche au LCPC. Il s'agit de l'évolution du Modèle de Suspension Solide (MSS) lui-même dérivé du Modèle linéaire de Compacité (MLC). Le MLC [Stovall, (1986)] décrit des surfaces d'iso compacité ; mais, l'existence de limites de performance dans les zones de mélange optimum, apparaissent lors de la validation expérimentale. Le MSS est un modèle lié à la notion de viscosité d'un mélange sec et il n'est pas validé par des séries expérimentales de vérification. Finalement, le MEC est développé avec les équations revues du MSS. La notion d'indice de serrage remplace celle de viscosité. La dépendance entre la compacité et l'énergie de serrage fournie au système est introduite.

Le logiciel Béton Lab Pro2 est basé sur le MEC. Son intérêt réside dans sa configuration entrée/sortie. En effet, les paramètres d'entrée sont des caractéristiques qualifiant les constituants de base (ciments, granulats, adjuvants...) qui peuvent être soit mesurées en laboratoire, soit obtenues auprès des fournisseurs ou dans la littérature. Par ailleurs, le logiciel se des modèles analytiques relativement sophistiqués sur une interface de type tableur pour présenter les résultats. En aval, les valeurs de sortie sont associées à certaines caractéristiques du béton.

II.7.2. Formulation des bétons compactés aux rouleaux (BCR)

La formulation de béton est une science qui définit les différents constituants d'un béton en se basant sur des propriétés souhaitées. La méthode de formulation d'un béton diffère quand ces propriétés se changent. Dans notre étude, on va confectionner un BCR à partir des matériaux locaux avec une formulation qui diffère de celle de béton ordinaire. Des méthodes de formulation de mélanges de BCR sont présentées dans le document American Concrete Institute (ACI) Committee 325.10R-95, (ACI) [ACI-325.10R-95 (1995)]. Elles ont été développées en utilisant différentes approches et ont été employées avec succès. Elles sont, pour la plupart, basées sur des approches empiriques ou semi-empiriques qui requièrent la réalisation d'un grand nombre de gâchées d'essais afin d'obtenir le mélange aux proportions optimales. Par ailleurs, ces dernières années, une méthode de formulation a été développée au Laboratoire Central des Ponts et chaussées en France (LCPC) pour être par la suite adaptée par le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) de l'Université Laval à la formulation de mélanges de BCR. Cette méthode repose sur une

meilleure compréhension des paramètres affectant les propriétés à l'état frais et durci du BCR. Dans la grande majorité des cas, une seule gâchée d'essai est requise pour déterminer les caractéristiques du mélange optimum.

II.7.2.1. Méthode de formulation empirique respectant les limites de maniabilité

De son nom, cette méthode de formulation a pour principe d'atteindre une limite de maniabilité en effectuant plusieurs mélanges de BCR. Elle est basée sur trois étapes où les proportions du BCR sont déterminées [Marchand J., (1997)].

La première étape comporte la réalisation de plusieurs gâchées d'essais de mélanges de mortier avec différent rapport eau/ciment et différents rapport sable/ciment pour déterminer le volume de pâte minimum. La masse volumique est mesurée pour chaque mélange. La « figure (II.14) », montre le rapport eau/ciment donné correspondant au rapport sable/ciment qui mène à une masse volumique optimale. La seconde étape consiste à choisir un rapport eau/liant adéquat aux exigences des propriétés mécaniques voulues. Finalement, une phase d'ajustement des proportions de granulats fins et grossiers est effectuée pour obtenir la maniabilité désirée une fois les rapports eau/liant et sable/liant fixé [Marchand J., (1997)].

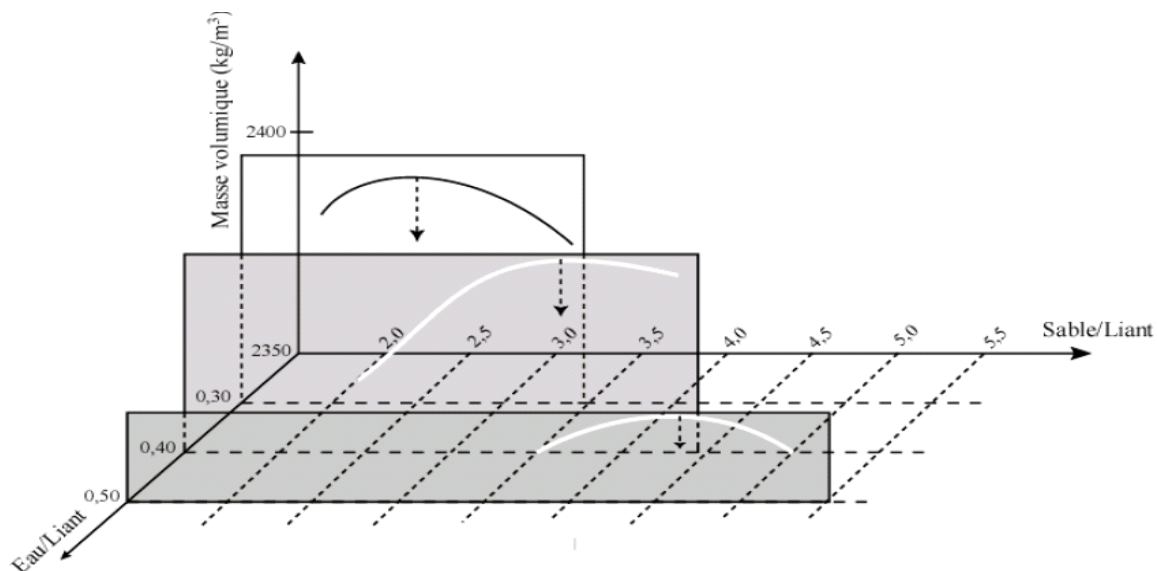


Figure (II.14). Paramètres optimaux d'un mortier pour BCR [Marchand J., (1997)].

II.7.2.2. Méthode de formulation empirique selon les principes de la géotechnique

Le Comité 325.10R-95 de l'American Concrete Institute (ACI) a aussi proposé cette méthode de formulation qui se base sur les principes de la géotechnique (compactage des sols). Cette méthode suit la relation entre la masse volumique sèche et la teneur en eau du BCR. L'utilisation de cette méthode est plus adéquate dans les cas des granulats de petites dimensions et d'une grande quantité de liant [Marchand J., (1997)].

La première étape consiste à déterminer la proportion de granulat fin par rapport au granulat grossier à l'aide d'un fuseau granulaire présenté dans la « figure (II.15) ». En deuxième lieu, plusieurs gâchés de béton avec différents teneurs en liant sont réalisés. La teneur en liant pour ces gâchés varie entre 12 et 14 % de la masse totale des matériaux secs. L'étape suivante consiste à réaliser, pour chaque teneur en liant, des mélanges avec différentes teneurs en eau. Par la suite et à l'aide de la méthode citée par la norme ASTM C1557 – Method D. [ASTM-D1557-07 (2007)], on peut déterminer la teneur en eau optimale.

Les éprouvettes de BCR sont mises puis compactées dans des moules cylindriques avec une énergie de compactage spécifique. Après la fin du compactage, l'éprouvette est rasée, nettoyée puis mesurée et la masse volumique sèche est calculée. Ainsi, un graphe comportant la masse volumique sèche d'un côté et la teneur en eau de l'autre peut être dressé.

D'après la « figure (II.16) », on peut voir la valeur maximale qui représente la teneur en eau qui permet d'obtenir la masse volumique sèche optimale. La masse volumique sèche varie considérablement dans l'intervalle de la teneur en eau optimale. Par contre, la masse volumique humide reste insensible dans cette partie de la courbe. La phase finale de cette méthode consiste à déterminer la quantité de liant nécessaire pour avoir un béton avec des performances données. Cela s'effectue en réalisant différents mélanges avec différentes teneurs en liant et avec une teneur en eau fixée (teneur en eau optimale). Le mélange disposant de la teneur en liant la plus faible et les performances mécaniques requises est choisi [Marchand J., (1997)].

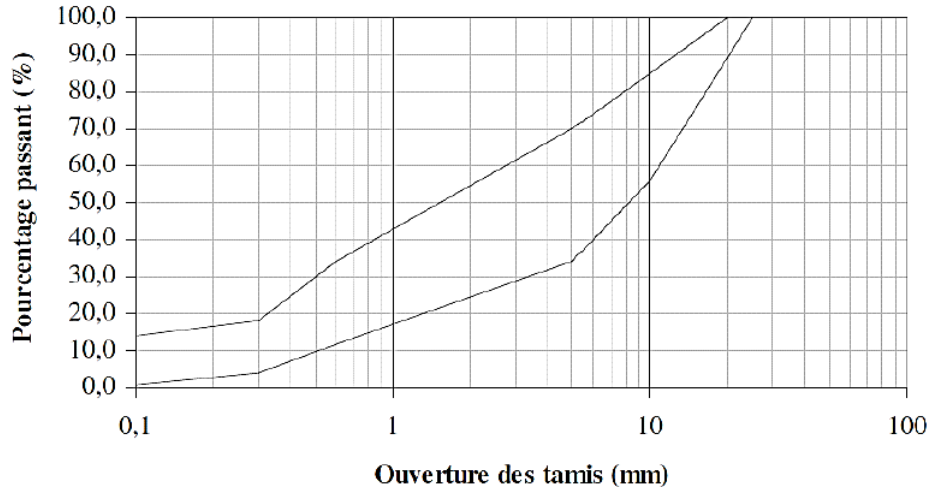


Figure (II.15). Fuseaux granulométriques pour un BCR [Marchand J., (1997)].

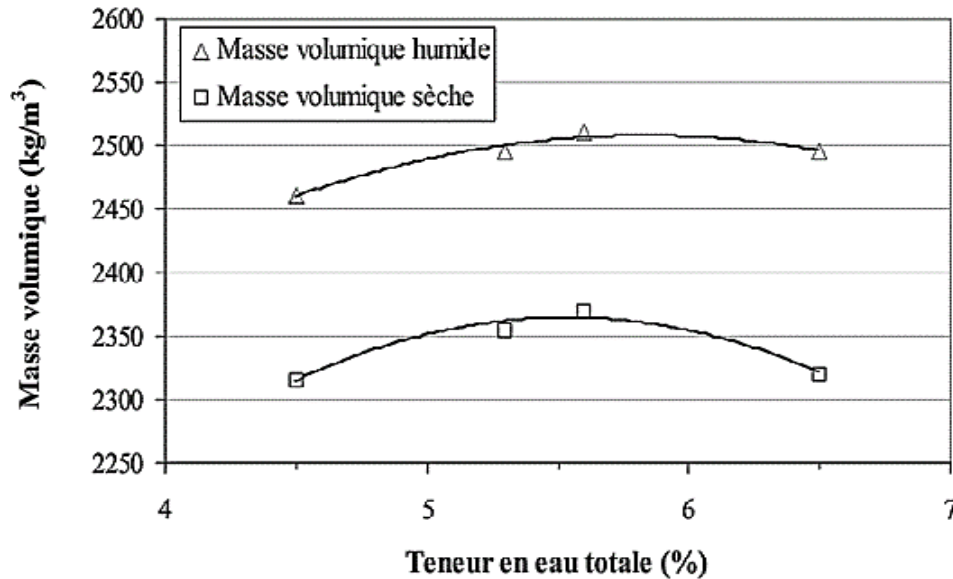


Figure (II.16). Relations typiques entre la masse volumique et la teneur en eau de mélanges de BCR [Marchand J., (1997)].

II.7.2.3. Méthode de formulation semi empirique

Cette méthode de formulation exige une approche expérimentale d'une part, et quelques formules empiriques d'autre part. La formulation par volume de pâte optimal est l'une des méthodes semi-empiriques utilisées pour la confection du BCR. Le principe de cette méthode consiste à calculer le volume de pâte par rapport à un volume de vides. Comme il a été mentionné en haut, cette

méthode nécessite des mélanges d'essais en laboratoires [Marchand J., (1997)].

La principale hypothèse sur laquelle se base cette méthode est que le BCR nécessiterait d'avoir un volume de pâte pour combler les espaces intergranulaires restant après que le squelette granulaire a atteint la densité maximale.

Cette méthode de formulation est également basée selon une approche volumétrique. Si moins de pâte est utilisée, les vides laissés après le compactage vont réduire les propriétés mécaniques et augmenter la perméabilité du béton. Par contre, une teneur en pâte excessive augmentera la chaleur d'hydratation de même que les coûts de fabrication sans une augmentation significative des performances mécaniques.

Suivant cette hypothèse, une faible dépense de pâte causera la présence de vides intergranulaires qui vont par la suite réduire les performances mécaniques et augmenter sensiblement la perméabilité. D'autre part, une dépense excessive de pâte amplifiera la chaleur d'hydratation et le coût, sans accroître significativement les propriétés physiques ou la diminution de la perméabilité [Gagné R., (2000)].

La formulation du BCR par cette méthode exige de suivre trois étapes. Premièrement, les proportions des granulats sont déterminées d'une façon à obtenir un mélange granulaire le plus compacte possible. Après le compactage, le volume de vides des granulats est calculé en mètre cube. Deuxièmement, le dosage de la pâte doit être ajusté de manière à avoir une maniabilité donnée. Finalement, le rapport entre l'eau et le liant doit être fixé afin d'obtenir une pâte qui puisse satisfaire les exigences mécaniques. Cette méthode de formulation permet d'obtenir des mélanges de BCR sans une énorme débauche d'énergie par rapport aux méthodes empiriques. Cependant, l'utilisation de cette méthode est impossible dans le cas d'utilisation d'un entraîneur d'air. En effet, la présence de cet adjuvant rend très complexe la prédiction des vides dans le béton [Gagné R., (2000)].

II.7.2.4. Formulation selon le modèle théorique

La méthode théorique est très différente des précédentes méthodes de formulation. En effet, elle se distingue par l'absence de gâchés d'essais en laboratoires (expérimentale). Le principe de cette méthode est de minimiser la porosité intergranulaire du béton en optimisant les proportions des différentes classes granulaires. Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France (LCPC) a développé une méthode théorique appelée le modèle d'empilement compressible pour la confection

de différents mélanges tels que le béton ordinaire et le béton à haute performance. Par la suite, le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) de l'Université Laval a développé cette méthode de façon à confectionner le BCR.

II.8. Conclusion

Pour atteindre l'objectif de ce travail, il est nécessaire de faire une bonne reconnaissance sur les généralités des bétons portant tant sur ses propriétés que sur ses formulations.

Les qualités d'un béton dépendent des caractéristiques de leurs constituants, en particulier, les granulats qui occupent une marge importante du volume total du béton, ainsi que l'influence du dosage de ciment et la quantité de l'eau sur les propriétés des bétons.

Les recherches sur la qualité du béton ont abouti à des méthodes des formulations diverses, elles utilisent des successions d'étapes simples basées sur l'expérience individuelle, sur des calculs préliminaires, suivi par plusieurs gâchées d'essais en laboratoire avant d'obtenir le mélange ayant les caractéristiques voulues. Chaque formulation est spécifique aux conditions du milieu de ses inventeurs, qui se valent du point de vue technologique et économique, mais qui ne s'appliquent pas et n'aboutissent pas aux mêmes résultats. Malgré qu'elles sont nombreuses et diverses, elles suivent les mêmes grandes lignes résumées comme suit :

- Choix du squelette granulaire (gravillons et sable) et du diamètre maximal des granulats ; le squelette doit être validé par un fuseau granulaire de béton correspondant au type de béton espéré. Un fuseau granulaire est obtenu par rassemblement des courbes granulaires des bétons de qualité, qui ont fait preuves dans des projets antérieurs.
- Choix de la nature du ciment et du rapport (eau / ciment) ;
- Choix de la quantité de ciment et donc du volume des granulats ;
- Choix des matériaux fin (ciment, sable et addition...etc.). Pour réduire les risques de ressuage et de ségrégation.

La résistance mécanique et la compacité sont des propriétés importantes des bétons, car elles jouent un grand rôle prépondérant sur la performance, la stabilité et la durabilité des ouvrages.

Chapitre III

Etude de la compacité des bétons

III .1. Introduction

La compacité est une opération consistant à tasser mécaniquement un béton, avec des procédés différents (force, compactage, vibration et choc, etc....). L'objectif est souvent de combiner les grains de façon à minimiser la porosité, afin d'utiliser le moins possible de liant. Cependant réduire le problème de formulation à une question de compacité maximale du squelette granulaire. En effet, une compacité autre que maximale permet dans certains cas d'améliorer certaines propriétés recherchées.

La compacité d'un mélange granulaire est un paramètre important pour le béton mais aussi pour de nombreuses applications dans le Génie Civil, en effet beaucoup de matériaux composites sont fabriqués par des inclusions granulaires noyées dans une matrice liante. Cette dernière il y a une grande influence sur le béton telle qu'il y a une relation directe avec les caractéristiques de béton soit à l'état frais ou à l'état durci.

III .2. Définition de la compacité

La compacité c'est un volume occupé par un matériau granulaire dépend en grande partie de l'arrangement des grains. [Bauchy, (2007)] Ces derniers se mettent en contact les uns avec les autres tout en laissant un espace inoccupé qui constitue les pores entre les grains. Le volume total est donc la somme de deux volumes :

- Le volume occupé par les grains,
- Le volume des pores.

Le matériau est d'autant plus compact que le volume des pores est réduit. La fraction du volume occupée par les grains par rapport au volume total s'appelle compacité.

- **La compacité**

La compacité (ou taux de remplissage) est le taux d'occupation réel de l'espace. Elle est le rapport entre le volume des grains et le volume total qui contient ces grains. Elle est donc définie par l'équation (III.1) :

$$C = \frac{V_s}{V_t} \quad \text{Eq. (III.1)}$$

- **La porosité**

La porosité est le rapport entre le volume des vides et le volume total qui contient les grains. Elle est donc définie par l'équation (III.2) :

$$P = \frac{Vv}{Vt} \quad \text{Eq. (III.2)}$$

La « figure (III.1) » montre respectivement la proportion du volume solide par rapport au volume total (compacité), la proportion du volume des vides/volume total (porosité) ainsi que la relation entre ces deux propriétés.

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats et l'exploitation des trois parties étudiées.

Tout d'abord, nous avons donné les résultats de la rhéologie : évolution de la plasticité (étalement & affaissement) des mortiers en fonction du dosage en FMD, cela en utilisant le mini-cône d'Abrams (Echelle ½).

Par la suite, nous avons donné l'exploitation des d'évolution de la masse volumique et de la résistance à la compression, à la flexion obtenue à 28 jours des mortiers étudiés en fonction du pourcentage de substitution du ciment par les FMD.

En dernier, nous avons présenté les résultats obtenus à l'ultrason sur les éprouvettes des différents mortiers à l'âge de 28 jours. Nous avons également essayé d'établir une corrélation entre les deux variables résistance à 28 jours et vitesse à l'ultrason.

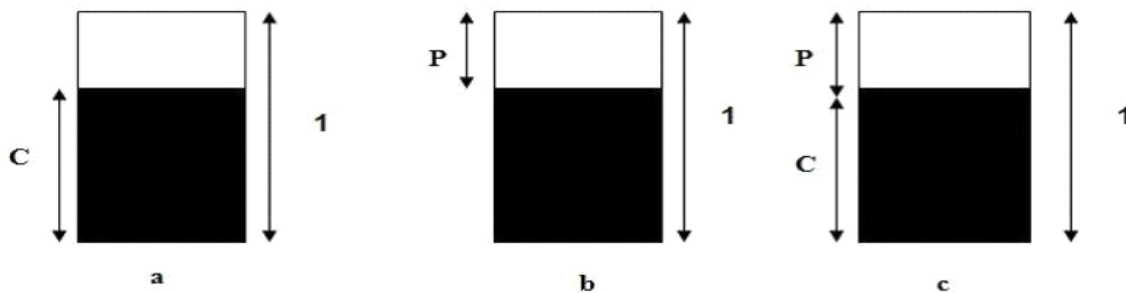


Figure (III.1). Notions de compacité et de porosité [De Larrard, (2004)].

Lorsque le volume d'une certaine quantité d'un matériau granulaire augmente, c'est principalement la porosité qui augmente. Le volume propre de chaque grain peut également changer sous l'action des forces qui agissent sur un matériau granulaire, mais, ces variations sont souvent très faibles

devant les variations du volume des pores.

III.3. Méthode de la mesure de la compacité du béton

III.3.1. Méthode de versement simple

C'est une méthode qui consiste, à remplir un récipient de volume V connu, en laissant s'écouler le matériau sous l'effet de la gravité, sans aucune autre sollicitation, puis en pesant la masse M du récipient après arasement. M_0 étant la masse du récipient à vide, et ρ la masse volumique réelle de l'échantillon alors, la compacité C_{exp} s'écrit selon l'expression Equation (III.3) :

$$C_{exp} = \frac{M - M_0}{\rho \cdot V} \quad \text{Eq. (III.3)}$$

Dans cette méthode décrite dans la norme [NF EN 1097-3] (Août 1998), on a vu deux cylindres :

- Pour les gravillons le cylindre utilisé est d'une hauteur de 200 mm et d'un volume égal à 3,98 l
- Pour les sables le cylindre utilisé est d'une hauteur de 80 mm et son volume est égal à 0,56 l

III.3.2. Méthode de Piquage

Pour cet essai, les cylindres utilisés sont identiques à ceux du précédent mode opératoire. Pour améliorer le compactage du matériau dans le cylindre, nous utilisons une tige, que nous enfonçons plusieurs fois dans l'échantillon (méthode inspirée de la méthode ASTM C29-78).

- Pour les gravillons, la tige utilisée est en acier elle est à tête hémisphérique et à 600 mm de long avec un diamètre de 16 mm
- Pour les sables, la longueur utile est de 130 mm avec un diamètre de 6 mm

Les cylindres cette fois ci sont remplis en trois couches successives, chacune piquée vingt-cinq fois. L'échantillon fait l'objet d'une première mesure après simple versement, puis nous vidons le cylindre et nous partageons l'échantillon en trois parties égales, et nous appliquons le présent mode opératoire [Kanta et Krishnamoorthy, (1993)].

III.3.3. Méthode de vibration avec compression

Dans cette méthode, la masse de l'échantillon M_s prise pour les graviers est de 7.5 kg et pour les sables 3 kg. Le cylindre utilisé (16x31) cm à un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm.

Le cylindre est équipé d'un disque interne de même diamètre et qui permet d'appliquer une charge uniformément répartie sur toute la surface des granulats. L'ensemble est solidarisé à une table vibrante. Un poids (P) est solidarisé avec le cylindre interne, appliquant une pression totale de 10 KPa sur l'échantillon compacté. Une masse M_s de granulats est malaxée à sec de manière à homogénéiser l'ensemble, puis versée dans le cylindre voire « figure (III.2) ».

La vibration est lancée après l'application de la pression (10 KPa) [El Barrak, (2005)]. L'échantillon est soumis à une vibration de 150 Hz pendant une minute et la compacité est donnée par la moyenne (sur un minimum de deux échantillons) selon l'expression, [De Larrard, (2000)].

La compacité C_{exp} s'écrit selon l'expression donnée par l'équation (III.4) :

$$C_{exp} = \frac{M_s}{\rho} \quad \text{Eq. (III.4)}$$

Avec :

ρ : Masse volumique réelle en kg/m^3

M_s : masse de l'échantillon en kg

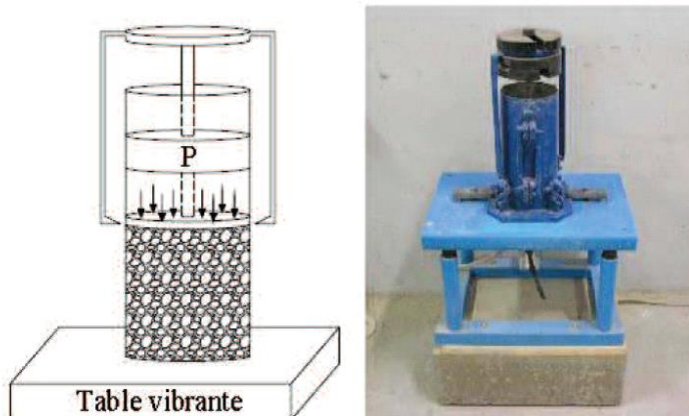


Figure (III.2). Dispositif de mesure de la compacité selon la méthode de vibration avec compression [El Barrak, (2005)].

III.3.4. Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses

C'est un nouveau mode opératoire apparu en juillet 2004 développé par François de Larrad et sont équipés [MM. Lédée Vincent, De Larrard François, Sedran Thierry, Brochu Frederick (2004)], dans le but de mesurer la compacité des fractions granulaires. La seule différence entre cet essai et l'essai précédent, est le mode de vibration qui est modifié par des secousses sans alimentation électrique.

La table comprend une partie fixe constituée d'un châssis en acier solidaire d'un socle massif formant un lest (environ 100 kg), et sur lequel sont montées deux parties mobiles qui sont, d'une part, une table plane en acier, articulée au châssis sur l'un de ses cotés par l'intermédiaire d'une charnière et, d'autre part, un arbre à came entraîné en rotation par une manivelle. La came est en acier dur. Sa forme permet une chute libre de la table sur une hauteur de $1 \pm 0,05$ cm. Du côté opposé à la charnière, la table prend appui sur le châssis par l'intermédiaire de deux épaulements métalliques supportant l'arbre à came. Une pièce d'usure en laiton, fixée sous la table, assure le contact de cette dernière avec la came « figure (III.3) ».

Afin de garder l'intégrité de la came, et ainsi garantir la hauteur de chute de la table, la pièce d'usure sera changée régulièrement, avant que la came n'entre en contact direct avec la table.

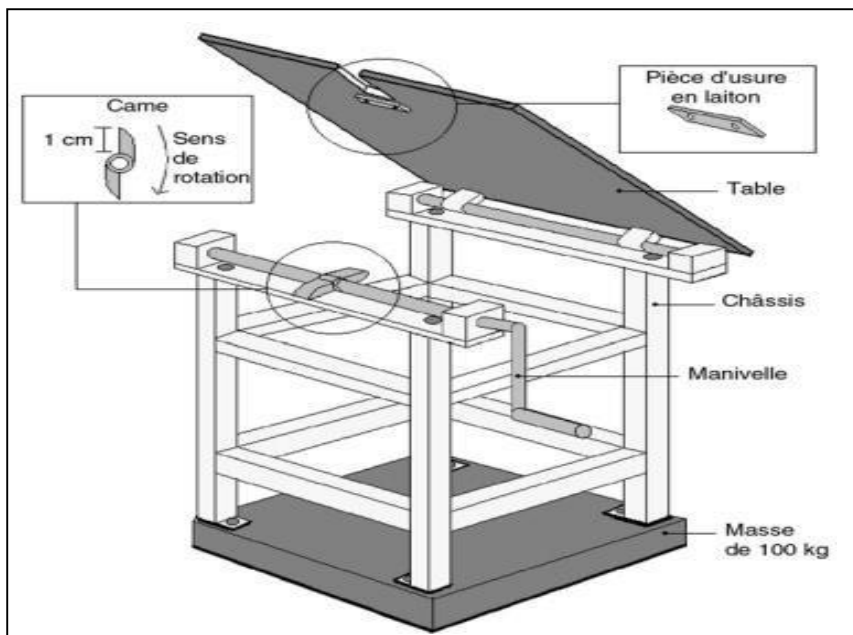


Figure (III.3). Schéma de la table à secousses [Méthode d'essai des LPC n°61, (2004)].

Ce matériel est simple, peu coûteux, et ayant des probabilités de présenter une reproductibilité acceptable. Il devait également fournir un résultat utilisable dans les nouvelles approches d'optimisation de la granularité des matériaux de génie civil.

III.3.5. Méthode de compactage des sols (Proctor modifié)

Dans cette méthode, le principe de la détermination des différentes proportions est basé sur le concept de compactage des sols en laboratoire (compactage dynamique par impact). Elle consiste à utiliser l'essai Proctor modifié, suivant le mode opératoire de la norme ASTM D1557, afin d'obtenir la relation de la variation de la densité en fonction de la teneur en eau. L'opération de compactage est illustrée dans la « figure (III.4) ».

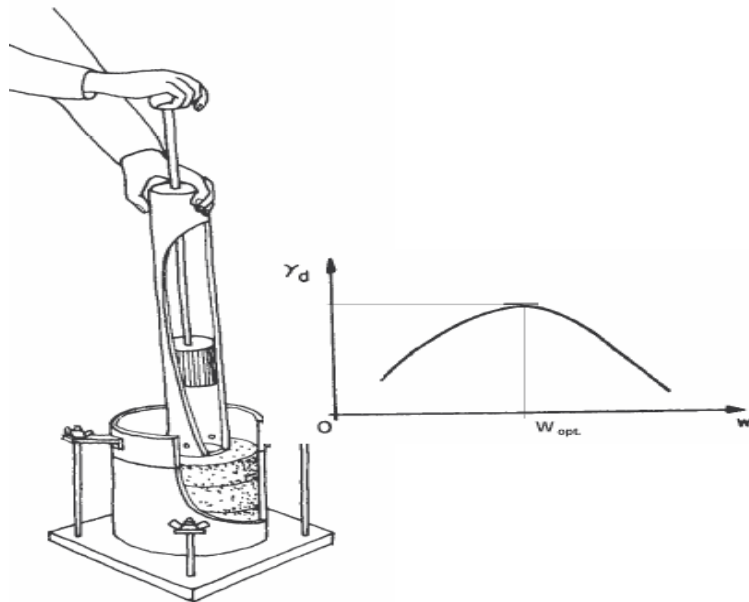


Figure (III.4). Opération de compactage avec l'essai Proctor modifié [Norme ASTM D1557]

La teneur en ciment est déterminée selon les caractéristiques mécaniques exigées, généralement entre 200 et 350 kg/m³. Tandis que, la teneur en eau optimale est estimée sur la base des essais de compactage du béton frais.

Cette méthode est plus appropriée lorsque des granulats de petites dimensions sont utilisés et lorsqu'une forte teneur en matériaux cimentaires est utilisée, ce que l'on trouve généralement avec les mélanges de BCR destinés aux projets routiers, Marchand et al. [Marchand J. (1997)].

Les proportions en granulats fins et grossiers sont déterminées par rapport à un fuseau

granulométrique. Puis une série de mélanges du béton est préparée variant chaque fois la teneur en matériaux cimentaires, entre 12 et 14 % de la masse totale des matériaux secs.

Pour chacune des teneurs en liant, des éprouvettes sont préparées à différentes teneurs en eau puis compactées dans le moule Proctor modifié à une énergie spécifique. Les éprouvettes sont fabriquées en cinq couches d'égale épaisseur et compactées de la même manière (56 coups par couche). La masse volumique du moule compacté est ensuite mesurée et la densité sèche est calculée à l'aide de la formule équation (III.5) suivante :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1 + w\%)} \quad \text{Eq. (III.5)}$$

Avec :

γ_d : Poids volumique sec.

γ_h : Poids volumique humide max Poids volumique mesurée.

W : Teneur en eau réelle.

La variation de la densité sèche maximale en fonction de la teneur en eau du mélange est tracée dans un graphique. La teneur en eau correspondant à la densité sèche maximale (sommet de la courbe) représente la teneur en eau optimale.

Des essais de résistance en compression sont réalisés sur des éprouvettes préparées à différentes teneurs en eau optimales. Le mélange ayant la teneur en liant minimale et possédant les propriétés mécaniques requises (compacité optimale et meilleure résistance à la compression) est alors choisi.

III.4. Facteurs influençant la compacité du béton

III.4.1. Effet de la taille et la forme des grains

La distribution des tailles et la forme des grains sont les deux principales propriétés qui affectent l'empilement. Pour des particules sphériques uni modales supérieures à 100 microns, la compacité est indépendante du diamètre moyen et ne dépend que de l'énergie de serrage.

En revanche, pour des particules inférieures à 100 microns, la compacité diminue avec la diminution du diamètre moyen. Ceci est causé par la prépondérance des forces cohésives par

rapport aux forces gravitationnelles.

En ce qui concerne les mélanges constitués de particules de formes irrégulières et présentant des distributions granulométriques larges, la compacité diminue si la forme des particules s'éloigne de la sphéricité « figure (III.5) ». D'autre part, la compacité augmente avec l'étalement de la distribution granulométrique car les petites particules peuvent se loger dans les interstices créés entre les plus grosses [Cumberland, (1987)] et [German, (1989)].

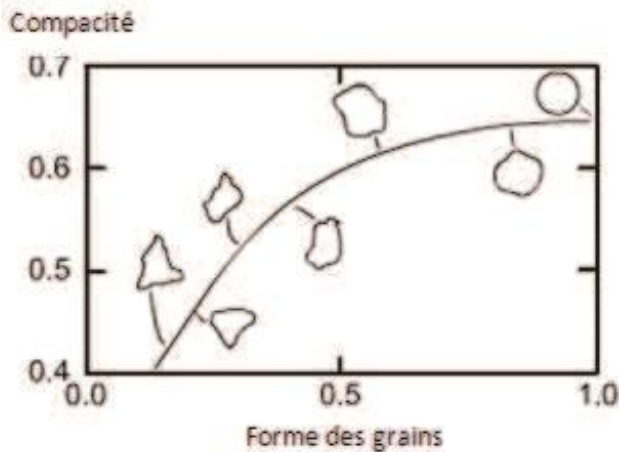


Figure (III.5). Variation de compacité en fonction de la forme des particules [Cumberland, (1987)] ; [German, (1989)].

Pour un mélange de grain de même taille, les granulats roulés avec leurs formes sont plus compacts que les grains concassés [De Larrard, (2000)]. La « figure (III.6) », montre bien que pour les grains roulés, la compacité réelle est comprise entre 0,6 et 0,64, tandis qu'elle est plus faible pour les grains concassés et elle est de l'ordre de 0,53 à 0,58 selon l'intensité de serrage.

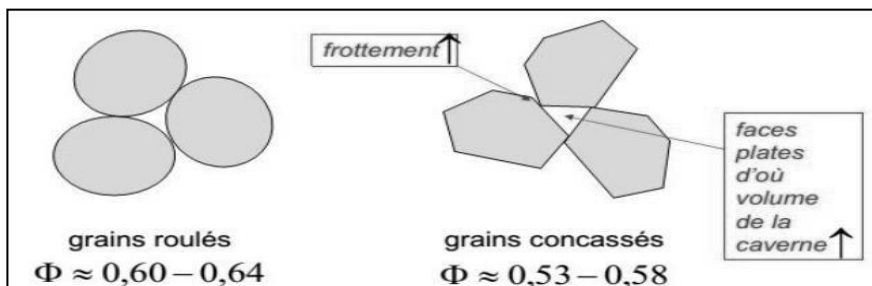


Figure (III.6). Valeur des compacités pour des grains roulés et concassés [DE Larrard F., (2000)].

[De Larrard ; 2000] montre sur la « figure (III.7) », qu'à taille égale, les grains arrondis sont plus compacts que les grains concassés. En outre, il ne semble pas qu'une loi générale gouverne les relations entre la taille et la compacité des granulats.

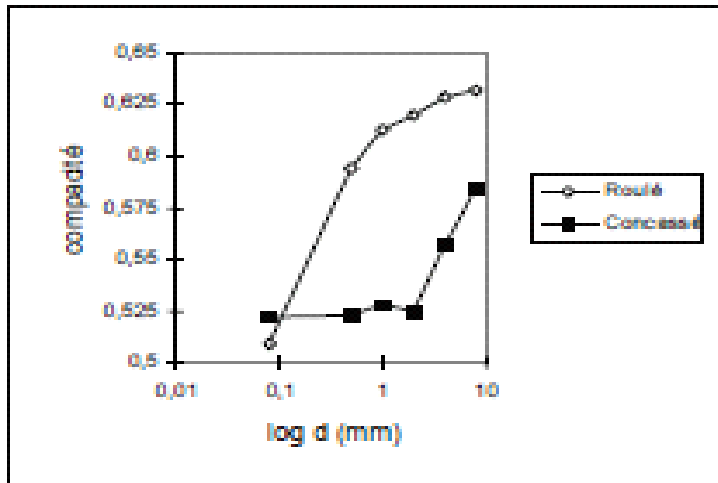


Figure (III.7). Compacités expérimentales des classes élémentaires en fonction de la taille des grains [De Larrard ; (2000)].

La « figure (III.7) », montre aussi que pour les deux familles, les compacités augmentent avec la grosseur des grains. Ce comportement peut s'expliquer par des différences de forme selon la taille. Mais c'est surtout la vibration qui est en cause car, malgré nos efforts, elle a été probablement plus efficace pour les gros grains que pour les petits grains. En effet, ces derniers présentent un plus grand nombre de points de contacts dans le volume unité, ce qui pénalise l'efficacité de la vibration.

III.4.2. Effet de la paroi du récipient et des gros granulats

- **Effet de la paroi du récipient**

La présence de paroi diminue le volume réellement occupé par les grains. Celle-ci est comme un obstacle contre lequel la structure, plutôt régulière, des granulats est modifiée, ces derniers ne pouvant faire autrement que de venir se ranger contre la surface de la moule rencontrée. Contre et près de la paroi du récipient, le positionnement des particules n'est pas libre et des irrégularités dans l'empilement apparaissent « figure (III.8) ».

La compacité y est donc plus faible qu'au milieu du récipient. Cet effet, plus prononcé au niveau

des coins du récipient ou pour des particules irrégulières, disparaît pour un rapport « Diamètre du récipient d_R / diamètre des particules d » > 10 .

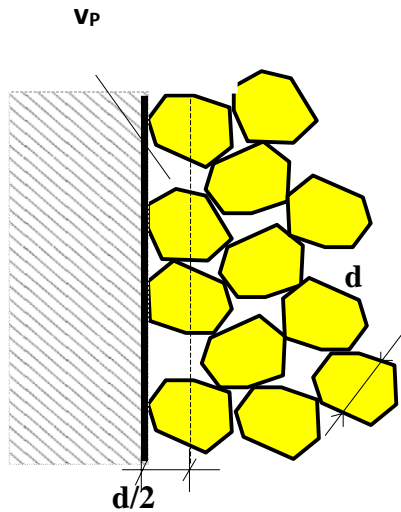


Figure (III.8). Effet de la paroi du récipient [De Larrard, (2000)].

- **Effet de la paroi des gros granulats**

Lorsqu' un grain grossier est introduit dans un empilement de grains fins, sa surface va venir perturber l'arrangement granulaire des grains fins et augmenter localement la porosité intergranulaire (Larrard et col. Partie I -1994), « figure (III.9) ».

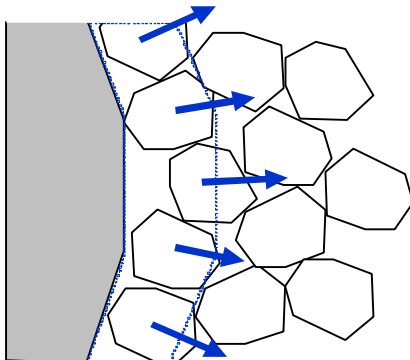


Figure (III.9). Effet de paroi entre granulats [De Larrard, (1988)].

III.4.3. Effet de desserrement

Traduit le fait que lorsqu'un grain de taille inférieure n'est pas suffisamment fin pour s'introduire dans la porosité de l'empilement des grains de taille supérieure, il déstructure ce dernier « figure (III.10) ». En effet, en venant s'intercaler entre les gros, il induit un relâchement de la structure et créer localement une augmentation de la porosité (De Larrard et Coll, Partie I -1994).

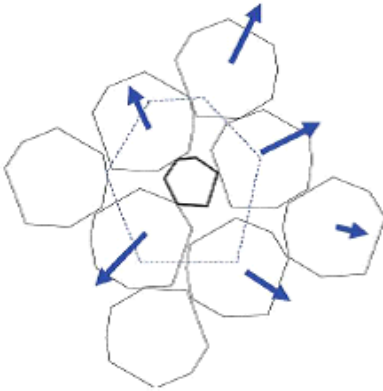


Figure (III.10). Effet de desserrement [de Larrard, (1988)].

III.4.4. Effet du mode de mise en place (l'énergie de serrage)

Le fait d'appliquer une énergie de serrage sur l'empilement, par exemple à l'aide de vibrations ou de chocs appliqués sur le récipient, permet d'augmenter la compacité. Ceci favorise la migration des fines particules dans les interstices formés entre les grosses [German, (1989)]. Dans la « figure (III.11) », nous remarquons que la compacité varie d'une façon croissante avec l'augmentation de l'énergie de serrage.

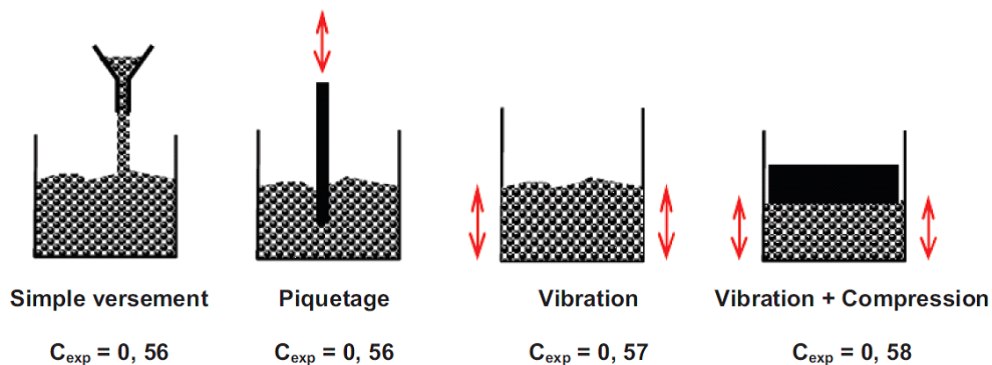


Figure (III.11). Compacité pour différents modes de mise en place des grains concassés [De Larrard, (2004)].

Boutefas a réalisé en 2012, des essais de compacité sur des granulats concassés où il a utilisé plusieurs méthodes : méthode de versement simple, méthode de la tige et la méthode vibration+compression voir Tableau (III.1). Les granulats utilisés proviennent de la carrière de l’ENG de Sidi Abdelli (wilaya de Tlemcen) : sable 0/4, et graviers de carrière 4/8, 8/16, 16/25. Les résultats trouvés montrent que les valeurs des compacités les plus grandes sont obtenues grâce à la table à secousses dont l’énergie des chocs répétés offre à l’échantillon le meilleur arrangement des grains.

Tableau (III.1). Compacités des granulats concassés par différents modes de mise en place [Boutefas, (2012)].

Calibre granulats	Sable (0/4) d>0,063 mm	G1 (4/8)	G2 (8/16)	G3 (16/25)
ρ (g/cm ³)	2,55	2,52	2,53	2,54
C _{exp} (versement)	0,588	0,524	0,518	0,520
C _{exp} (Tige)	0,600	0,536	0,530	0,535
C _{exp} (table à choc)	0,655	0,591	0,577	0,579

III.4.5. Effet de la ségrégation

La ségrégation est principalement causée par des différences de tailles (à partir d’un rapport de tailles supérieur à 6) et de masses volumiques réelles entre particules. Ceci se traduit par une séparation entre les grosses qui migrent à la surface de l’empilement, et les plus fines qui se retrouvent au fond du récipient en passant à travers le squelette granulaire formé par les grosses. Ce phénomène est cependant moins marqué pour des particules cohésives (d< 100µm) et de formes irrégulières [German, (1989)].

La compacité maximale ne conduit pas à la ségrégabilité minimale. La ségrégabilité est minimisée par l’augmentation des classes intermédiaires au détriment de la plus grossière. Chaque classe granulaire doit occuper l’espace inter granulaire lui conférant sa compacité maximale. La granularité est plus « régulière ».

III.4.6. Effet de l'étendue granulaire

[Kechkar et Cherait, (2008)] ont effectué une étude systématique sur des mélanges binaires obtenus par une combinaison de deux classes uni-modales, préalablement séparées. Pour la réalisation des mélanges, ils ont procédé à une homogénéisation manuelle. Sept classes ont été préparées (a–b–c–d–e–f–g) du granulat, les tailles des grains au sens des tamis étaient les suivantes : $0,3 < a < 0,425 < b < 0,6 < c < 1,18 < d < 2 < e < 3,35 < f < 5 < g < 6,63$ mm.

Neuf mélanges, d'étendue variable, ont été préparés de 0,13 à 0,74. Pour la réalisation des mélanges, les auteurs ont choisi des proportions de petits grains y_2 par incrément successif de 10%. Les résultats obtenus sont présentés dans la « figure (III.12) ».

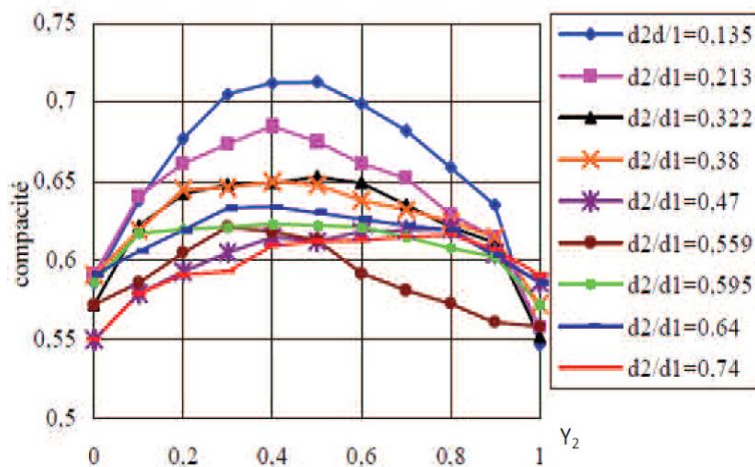


Figure (III.12). Rôle du rapport d_2 / d_1 sur la compacité [Kechkar et Cherait, 2008].

La Figure (II.9) montre bien que la compacité diminue lorsque le rapport d_2/d_1 augmente. Ce fait expérimental confirme les travaux de Caquot sur les mélanges granulaires. Nous remarquons aussi que la variation de la compacité est plus rapide du côté des gros dominants (petits pourcentages de grains fins $y_2 \leq 0,4$) que du côté des petits.

III.4.7. Effet du mode de mise en place (l'énergie de compactage)

Le compactage avec l'essai Proctor modifié suivant le mode opératoire de la norme ASTM D1557, en laboratoire Marchand et al. [Marchand J., (1997)], pour la formulation de BCR pour la construction des chaussées routières et barrages. Est une technique consiste à assurer la compacité, utilisée en génie civil visant à améliorer la qualité et les propriétés de béton tel que la densité, la

compacité, la résistance à la compression sont tenues d'être convenables pour la durabilité des ouvrages, elle consiste à réduire le volume des interstices dans ce matériau par l'application d'un procédé mécanique (énergie de compactage). Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le matériau à son état initial, et de rapprocher les particules du granulats pour permettre à la pâte de ciment de combler les vides granulaires, « figure (III.13) ».

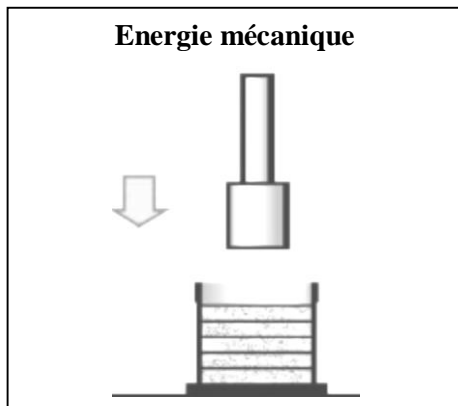


Figure (III.13). Compacité avec la mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié) [Marchand J., (1997)]

Le compactage du Béton Compacté au Rouleau (BCR) est identique au compactage d'un sol ou d'une couche de graves en corps de chaussée ou de roulement des chaussées, car ce matériau se comporte, lorsqu'il sort du malaxeur, comme un sol légèrement humide et sa consistance relativement "sèche" nécessite obligatoirement l'application d'un effort de compactage qui modifie fortement les caractéristiques mécaniques de ce matériau.

Un certain nombre de facteurs peuvent avoir une influence considérable sur la qualité du compactage.

III.4.7.1. Influence de la teneur en eau et du poids volumique

C'est en 1933 que l'Ingénieur américain [Proctor. (1933)], mit en évidence l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol grâce à l'essai qui porte son nom : Essai Proctor

Nous savons que l'eau joue un rôle important dans les opérations de compactage. En effet, pour que le compactage soit efficace, la teneur en eau du sol doit se situer le plus près possibles de la teneur en eau optimale (w_{opt}) déterminée par l'essai Proctor à $\pm 2\%$.

- $w_{chantier} < w_{opt}$ Plus d'énergie
- $w_{chantier} > w_{opt}$ Energie absorbée (milieu incompressible)

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement « figure (III.14) », la variation du poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau w , on obtient une courbe en cloche présentant un optimum appelé OPTIMUM PROCTOR.

Ce phénomène s'explique aisément ; lorsque la teneur en eau est élevée (partie droite de la courbe), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Par contre pour des teneurs en eau raisonnable, l'eau joue un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau (partie gauche de la courbe).

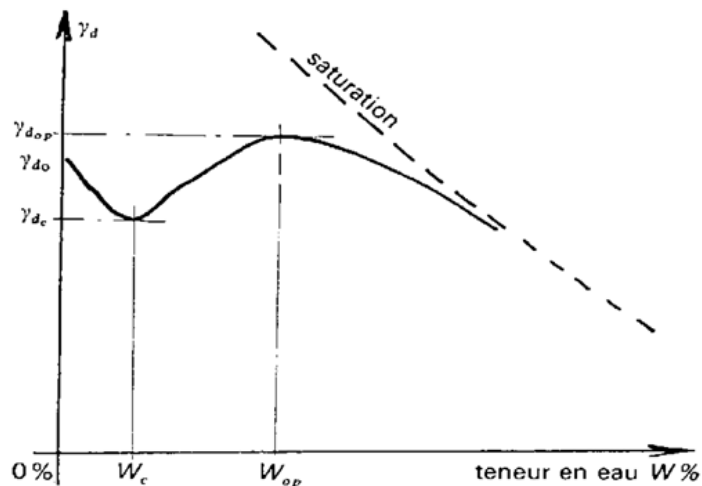


Figure (III.14). Courbe Proctor complète (ISTED-LCPC, (1987)).

Drnevich.V, E. (2007) a indiqué que :

- Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;

- Lorsque la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, provoquant un ramollissement du sol qui devient plus déformable, ce qui aboutit par la suite à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu ;
- Lorsque la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées, et à empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air. Les vides totaux, cependant, continuent à augmenter avec la teneur en eau et donc la densité sèche du sol diminue

On note aussi que, pour les sables secs ($\omega < 1\%$), il est possible d'atteindre des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus à l'optimum par séchage du sol : ce qui permet de compacter à sec « figure (III.15) », Ce type de compactage est très utile dans les régions arides. Dans le cas des sols argileux, ce phénomène est toujours beaucoup plus complexe.

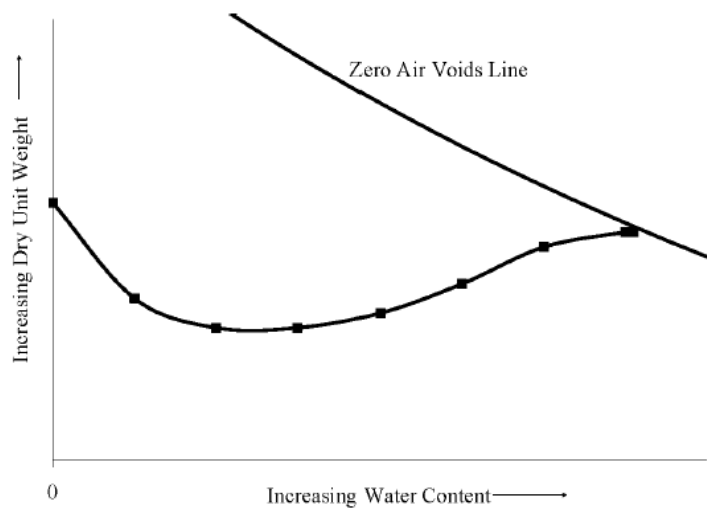


Figure (III.15). Courbe typique du compactage d'un sol grenu [Drnevich, V, E. (2007)].

III.4.7.2. Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage a une influence très nette sur les courbes Proctor. Sur la « figure (III.16) », Pour un sol donné, la densité sèche optimum croît avec l'énergie de compactage, tandis que la teneur en eau à l'optimum diminue. La ligne rejoignant les optimums s'appelle la ligne de l'optimum. Le déplacement suit une ligne que l'on appelle ligne des optimums Proctor, sensiblement parallèle à la courbe de saturation $S = 100\%$.

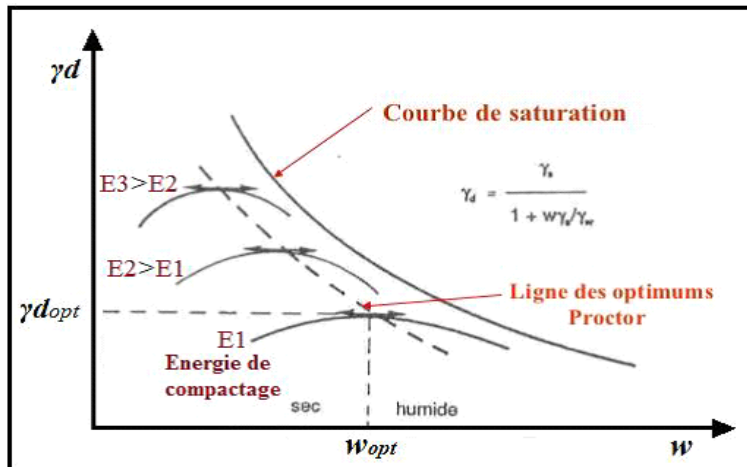


Figure (III.16). Influence de l'énergie de compactage.

Carter et Bentley (1991), ont effectué plusieurs essais de compactage sur un même échantillon, avec des énergies de compactage croissantes au laboratoire par des essais (Proctor Normal et Modifié), suivant la norme britannique (B.S.I), qui est équivalente à la norme (A.A.S.H.T.O). Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la « figure (III.17) ». Les résultats montrent clairement que, pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre un accroissement de la densité sèche maximale du sol et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

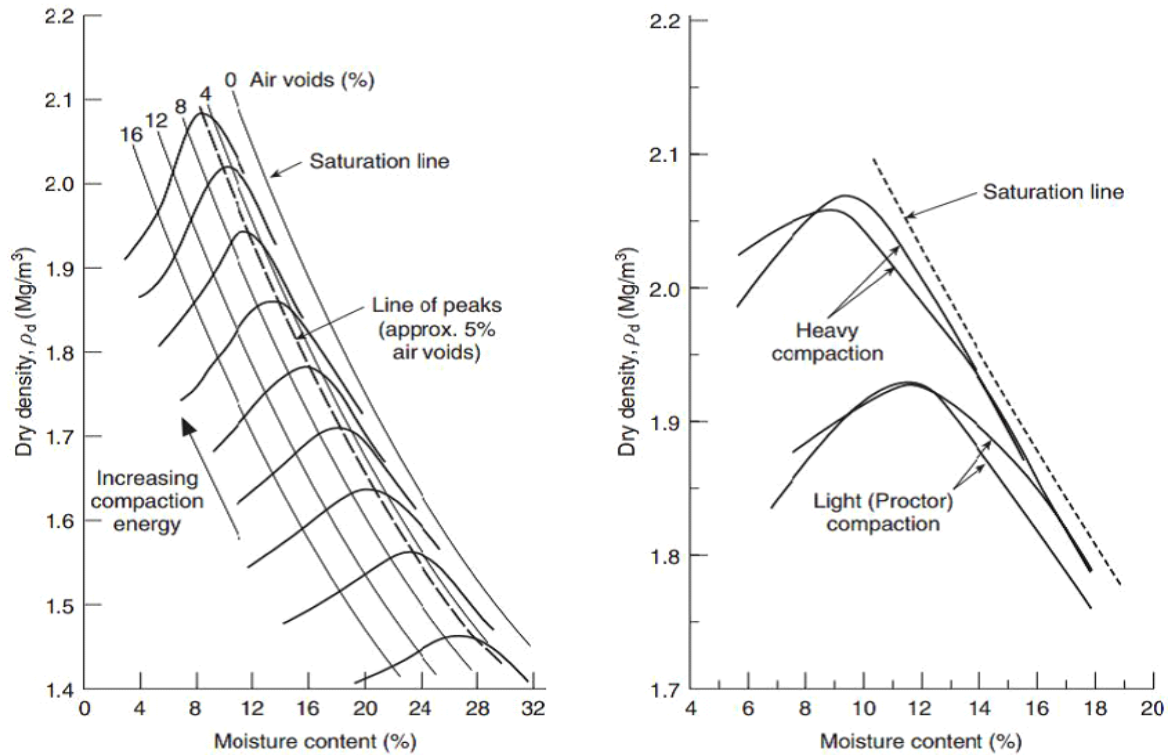


Figure (III.17). L'influence de l'énergie de compactage (Carter et Bentley., 1991 ; cité par [Sarsby, (2013)]).

Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27 coups par couche ;

CBR (Heavy) : Dame de 4.5 kg, 27 coups par couche.

III.4.7.3. Influence de la granulométrie

De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques, Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la « figure (III.18) ». Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Ces matériaux (courbe Proctor aplatie) constituent donc à priori les meilleurs remblais d'un point de vue tolérance à l'exécution, car peu sensibles à la teneur en eau réellement ou non apportée par des camions citernes ou les pluies. Mais, par contre, il est plus difficile d'améliorer les caractéristiques de ces sols (Energie de compactage à fournir plus importante).

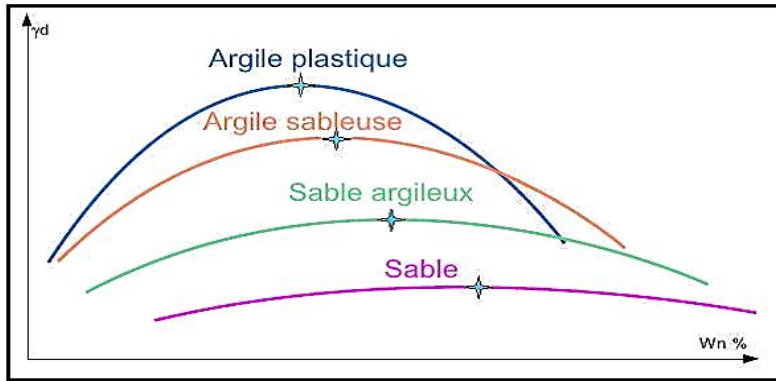


Figure (III.18). Influence de la nature du sol sur l'optimum Proctor

Parsons et al. (1992), cité par (Sarsby, 2013) ont étudié systématiquement le compactage des cinq sols suivant l'essai Proctor Normal. Les allures « figure (III.19) », des courbes de compactage varient avec la composition granulométrique des sols. Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée.

Donc il est observé expérimentalement (Parsons et al.1992) qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliore le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses. Les argiles plastiques sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées.

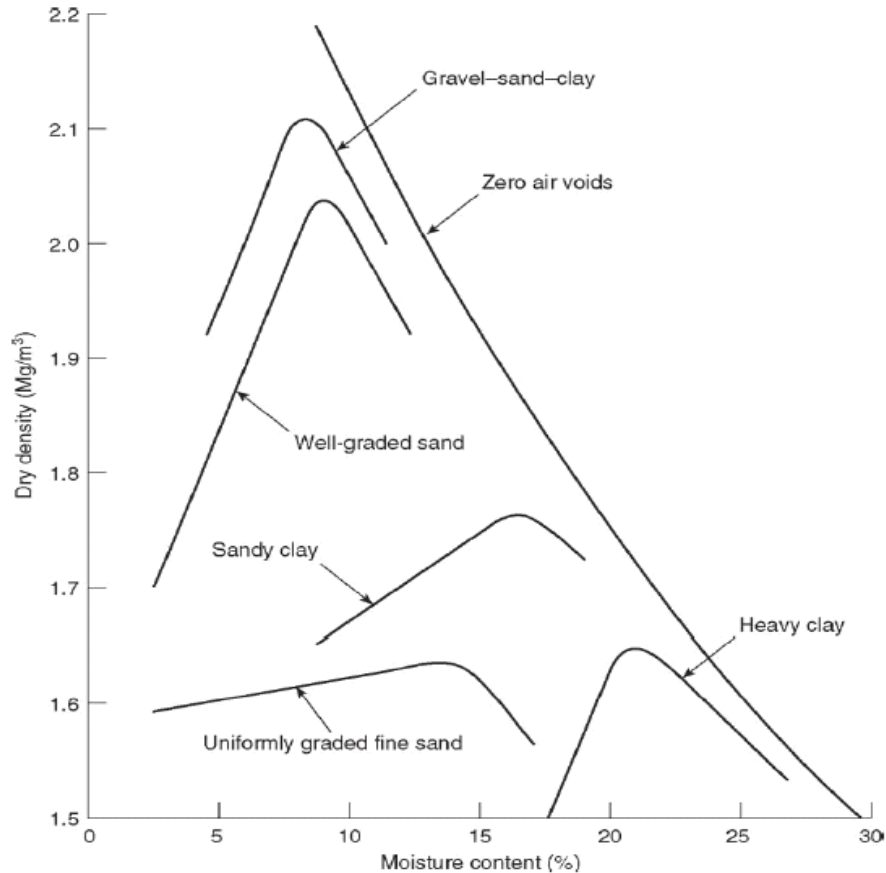


Figure (III.19). Influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al. 1992) cité par [Sarsby, (2013)].

III.5. Conclusion

La compacité d'un milieu granulaire est un problème particulièrement complexe car il dépend d'un grand nombre de variables. Elle est influencée directement par l'espace et le nombre de contacts entre les particules. Elle dépend de certaines propriétés comme la distribution de forme et la taille des particules, les dosages des constituants, la paroi du récipient et du gros granulat, le desserrement entre particules, le mode de mise en place, ségrégation, l'étendue granulaire, ainsi que le mode de l'énergie de compactage ou le volume de confinement sont tous des paramètres qui influencent la compacité granulaire. Seule la réalisation d'expériences va permettre d'appréhender et de modéliser de tels phénomènes complexes avec une recherche de variations simultanées pour toutes les variables contrôlées afin, d'extraire un maximum d'informations.

Chapitre IV

Etude expérimentale

IV.1. Introduction

Les méthodes expérimentales scientifiques consistent à tester la validité d'une hypothèse, en reproduisant un phénomène et en faisant varier un paramètre. Ce dernier que l'on fait varier est impliqué dans l'hypothèse. Le résultat de l'expérience peut être valide ou non avec l'hypothèse.

Toutes les études de formulation de béton sont basées sur la recherche en leur sein d'un arrangement maximal des composantes en vue d'offrir au mélange les meilleures performances.

La compacité maximale du squelette granulaire joue donc un rôle « clé » sur les propriétés du béton, à l'état frais notamment sur l'ouvrabilité comme à l'état durci particulièrement sur les résistances mécaniques.

Dans ce travail expérimental, nous faisons une étude de la compacité du béton à l'essai Proctor en fonction des différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires). Cette compacité est optimisée par voie expérimentale avec la méthode de la formulation empirique selon les principes de la géotechnique basée sur des essais de compactage mécanique (Proctor modifié). Ce procédé est basé sur l'énergie de compactage, en se basant sur l'optimum Proctor et sur les empilements granulaires, en vue d'offrir au mélange les meilleures propriétés de béton (durabilité, performance et une excellente résistance à la compression).

IV.2. Programme expérimental

Le programme expérimental prévu est conforme aux besoins de l'étude. Il consiste essentiellement à caractériser l'essentiel des matériaux disponibles et issus de la mission d'échantillonnage effectuée.

- **Les matériaux utilisés**

- Le liant utilisé est un ciment hydraulique du type Portland dont il représente l'élément permanent pour la fabrication du BCR. Ce liant est de type ciment Portland au Calcaire de classe (NA442 CEM II/A-L 42,5 N), de la cimenterie Lafarge Algérie. Ciment Matine est certifié, conforme à la norme Algérienne [NA442-2013] et Européenne [EN 197-1].

- Le choix des matériaux est simple, les granulats utilisés sont acquis aux laboratoires l'universitaires fourni par l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, il s'agit des granulats naturels.

- L'eau de gâchage utilisée est l'eau potable de robinet.

- **Préparation des classes granulaires**

Dix classes granulaires de combinaisons différentes (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) ont été utilisées. Les résultats des constituants des 10 classes granulaires sont les suivants.

- **Classes élémentaires**

Quatre classes élémentaires ont été préparées au laboratoire, elles sont désignées en termes de dimension inférieure (d) et supérieure (D) de tamis exprimée en d/D, elles sont définies comme suit :

Classe E1 : (0, 5/3, 15) mm.

Classe E2 : (3, 15/8) mm.

Classe E3 : (8/16) mm.

Classe E4 : (16/25) mm.

- **Classes binaires**

Classes binaires obtenues par combinaison des deux classes élémentaires différentes et elles sont définies comme suit :

Classe B1 : (0,5/3,15) et (3,15/8) mm.

Classe B2 : (3,15/8) et (8/16) mm.

Classe B3 : (8/16) et (16/25) mm.

- **Classes ternaires**

Classes ternaires obtenues par combinaison des trois classes élémentaires différentes et elles sont définies comme suit :

Classe T1 : (0,5/3,15) et (3,15/8) et (8/16) mm.

Classe T2 : (3,15/8) et (8/16) et (16/25) mm.

- **Classe quaternaire**

Une classe quaternaire obtenue par combinaison des quatre classes élémentaires différentes et elle est définie comme suit :

Classe Q1 : (0,5/3,15) et (3,15/8) et (8/16) et (16/25) mm.

- **Préparation des mélanges du béton**

Le mélange du béton avec l'essai Proctor est constitué en masse d'une partie faible en ciment et en

eau et d'une forte proportion granulaire.

Le détail du programme expérimental dans l'approche méthodologique est consigné sur la « figure (IV.1) ».

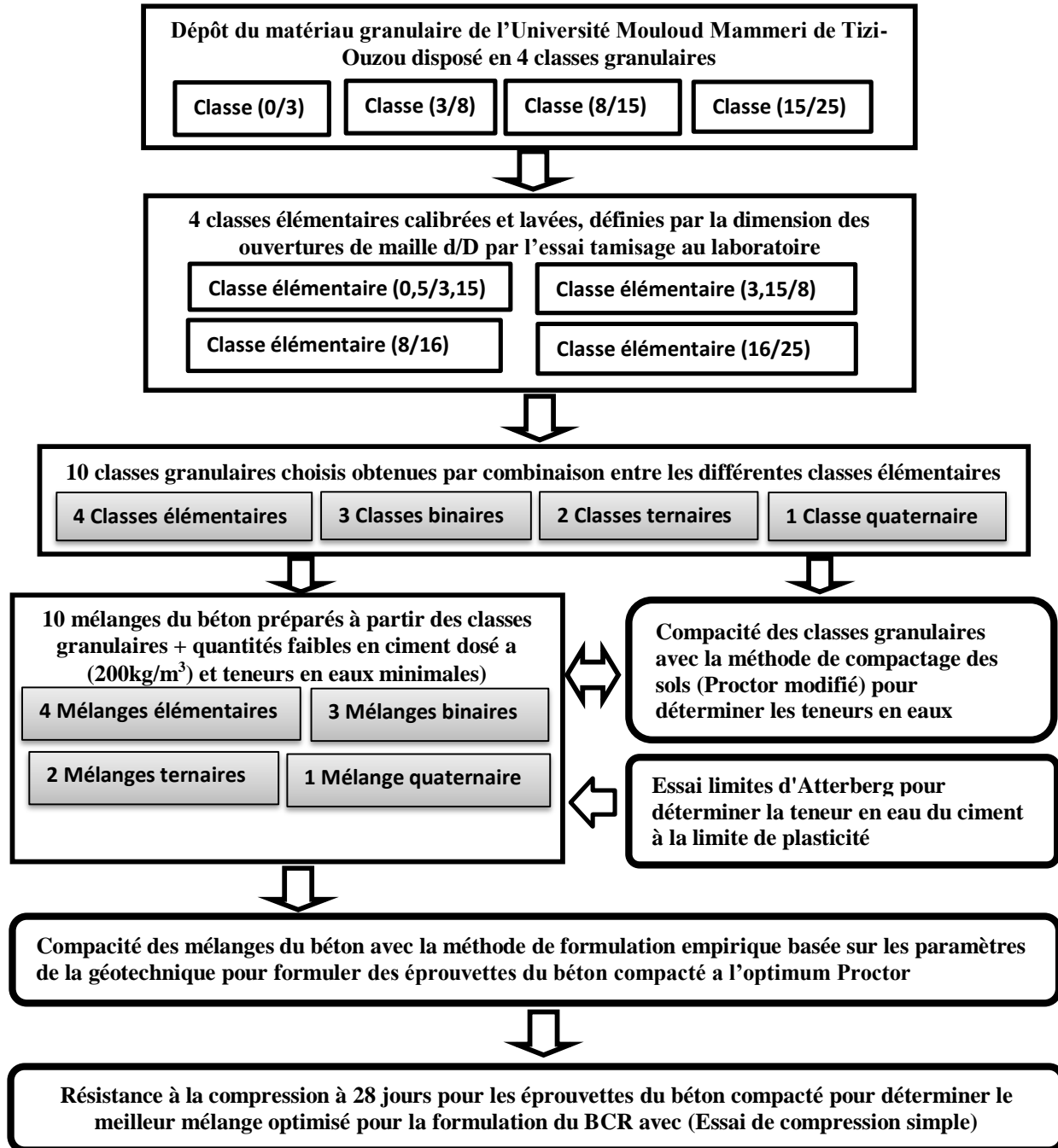


Figure (IV.1). Organigramme de la réalisation expérimentale

IV.3. Caractéristiques des matériaux utilisés au laboratoire

IV.3.1. Les granulats

Les granulats constituent le squelette du béton obtenu avec le Proctor et représentent un constituant essentiel qui conditionne à la fois ces caractéristiques et son coût. Les études de formulation du béton Proctor doivent être adaptées à la nature des matériaux disponibles. Le transport des granulats influe largement sur le prix de matériaux. En conséquence, on a intérêt à choisir les granulats locaux et à adapter leur emploi en fonction de l'importance de l'ouvrage. Leur forme, leur granulométrie et leur état de surface influent sur les propriétés du béton Proctor telles que la compacité, l'homogénéité, la maniabilité, les propriétés mécaniques et les coûts de production.

- **L'origine des granulats**

Les granulats exploités au laboratoire sont issus d'un matériau local dont les grains ont leurs dimensions comprises entre 0 et 25 mm. La nature des granulats est généralement concassée de grès, calcaire, quartzite, ou alluvionnaires, etc.) avec des techniques industrielles de concassage et de criblage.

Les matériaux granulaires sont exploités en classes : sable (0/3) mm, gravillons de classe (3/8) mm, (8/15) mm, (15/25) mm, acquis par l'université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (bastos). Les « figures (IV.2) et (IV.3) » montrent la source et la nature des granulats exploités au laboratoire.



Figure (IV.2). Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (bastos)



Figures (IV.3). Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.

IV.3.1.1. Propriétés dimensionnelles des granulats au laboratoire

IV.3.1.1.1. Calibre et choix des classes granulaires

Ces échantillons des classes granulaires ont été bien lavés et séchés avec un étuvage de température 50 C° et puis analysés avec une série de tamis au laboratoire LGEA.

- **Classe granulaire d/D [FP 18-101]**

La désignation des granulats en termes de dimension inférieure (d) et supérieure (D) de tamis exprimée en d/D, est faite conventionnellement suivant la norme FP 18-101. Cette désignation admet la présence d'un refus à D et d'un passant à d.

La dimension inférieure de tamis peut être nulle, le rapport de la plus grande dimension D à la plus petite dimension des classes granulaires ne doit pas être inférieur à 1,4.

- Les quatre classes granulaires définies par la dimension des ouvertures de maille d/D obtenues sont dénommées (**classes élémentaires**) elles sont :

Classe élémentaire E1 : (0, 5/3, 15) mm

Classe élémentaire E2 : (3, 15/8) mm

Classe élémentaire E3 : (8/16) mm

Classe élémentaire E4 : (16/25) mm

La « figure (IV.4) », présente les classes granulaires calibrées et lavées au laboratoire et elles sont nommées (classes élémentaires).



Figure (IV.4). Classes élémentaires choisies au laboratoire

IV.3.1.1.2. Analyse granulométrique

Elle consiste à séparer les grains composant un granulat en classes selon leurs dimensions à l'aide d'une série de tamis. Puis on détermine les pourcentages massiques des différentes classes dans le granulat. La « figure (IV.5) », présente l'appareillage de l'essai granulométrique par voie tamisage.

Le choix des tamis à utiliser dépend des dimensions du granulat.

- Série principale européenne selon la norme [NF EN 933-2] :

0.063 -0.125 -0.25 -0.5 -1 -2 -4 -8-16-31.5.

- Série française principale selon la norme [P 18 -560] :

0.08 -0.16 -0.315 -0.63 -1.25 -2 -5 -10 -20...



Figure (IV.5). Appareillage de l'essai granulométrique par voie tamisage.

- **Analyse granulométrique par voie sèche**

On considère un échantillon de masse sec M_s d'un granulat. L'échantillon est mis dans le tamis supérieur d'une série de tamis classés par ordre décroissant selon la dimension des mailles (du plus grand en haut au plus petit en bas). Après vibration de la série de tamis, les grains de l'échantillon se trouvent séparer selon leurs dimensions et chaque tamis retient une partie dite refus partiel du tamis. Le refus cumulé (total) d'un tamis est la somme de tous les refus partiels des tamis qui se trouvent au-dessus.

La proportion (en %) du refus cumulé d'un tamis rapporté au masse totale s'exprime :

$$\% \text{Refus} = (\text{Masse refus cumulés} / \text{Masse échantillon}) \times 100$$

Le complément à 100% du refus cumulé est le tamisât du tamis en considération.

$$\% \text{Tamisât} = \% 100 - \% \text{Refus}$$

La courbe granulométrique est la représentation graphique du %Tamisât en fonction de la dimension de la maille du tamis. Afin de prendre en compte la grande variation des dimensions des grains, la dimension de la maille du tamis est représentée sur une échelle logarithmique. Ainsi la courbe granulométrique est donnée par l'expression :

$$\% \text{Tamisât} = f(\log d). \quad \text{Eq. (IV.1)}$$

Avec :

d : dimension de la maille du tamis.

Le but de l'analyse granulométrique est de permettre de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. La quantité à utiliser doit répondre à différents impératifs qui sont contradictoires :

Il faut une quantité assez grande pour que l'échantillon soit représentatif, il faut une quantité assez faible pour que la durée de l'essai soit acceptable et les tamis ne soient pas saturés et donc inopérants.

Dans la pratique, la masse utilisée sera telle que : $M > 0,2D_{\max}$

D_{\max} : diamètre maximal du gros granulat en mm.

M : la masse de l'échantillon en (kg).

- Cas des granulats utilisés non propres et non calibrés de Bastos

Les tableaux ci-dessous regroupent les résultats obtenus.

Tableau (IV.1). Analyse granulométrique du sable classe (0/3) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
1000	6,3	0	0	0	100
	5	2,796	2,796	0,2796	99,7204
	4	17,073	19,869	1,9869	98,0131
	3,15	55,411	75,28	7,528	92,472
	2,5	105,931	181,211	18,1211	72,125
	1,6	203,974	385,185	38,5185	61,4815
	1,25	178,514	563,699	56,3699	43,6301
	0,630	138,379	702,078	70,2078	29,7922
	0,315	169,030	871,108	87,1108	12,8892
	0,16	88,458	959,566	95,9566	4,0434
	0,08	40,036	999,602	99,9602	0,0398

Tableau (IV.2). Analyse granulométrique du gravier classe (3/8) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
2000	12,5	0	0	0	100
	10	3,594	3,594	0,1797	99,8203
	8	4,493	8,087	0,40435	99,59565
	6,3	169,828	177,915	8,89575	91,10425
	5	402,157	580,072	29,0036	70,9964
	4	409,545	989,617	49,48085	50,51915
	3,15	294,429	1284,046	64,2023	35,7977
	2,5	187,600	1471,646	73,5823	26,4177
	2	122,304	1593,95	79,6975	20,3025
	1,6	89,557	1683,507	84,17535	15,82465
	1,25	127,596	1811,103	90,55515	9,44485
	0,630	67,792	1878,895	93,94475	6,05525

	0,315	62,400	1941,295	97,06475	2,93525
	0,160	34,345	1975,64	98,782	1,218
	0,08	22,165	1997,805	99,89025	0,10975

Tableau (IV.3). Analyse granulométrique du gravier classe (8/15) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
3000	25	0	0	0	100
	20	147,764	147,764	4,925	95,074
	16	774,361	922,125	30,737	69,262
	12,5	1249,301	2171,426	72,380	55,97
	10	604,034	2775,46	92,515	7,484
	8	202,776	2978,236	99,274	0,725
	6,3	21,665	2999,901	99,996	0,003

Tableau (IV.4). Analyse granulométrique du gravier classe (15/25) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle (g)	Masse refus Cumulés (g)	Masse refus Cumulés %	Tamisât %
5000	31,5	0	0	0	100
	25	45,028	45,028	0,900	99,099
	20	1634,784	1679,812	33,596	66,403
	16	2704,872	4384,684	87,693	12,306
	12,5	539,936	4924,62	98,492	1,507
	10	60,603	4985,223	99,704	0,295
	8	11,182	4996,405	99,928	0,072

La « figure (IV.6) », présente les squelettes granulaires des granulats non propres et non calibrés.

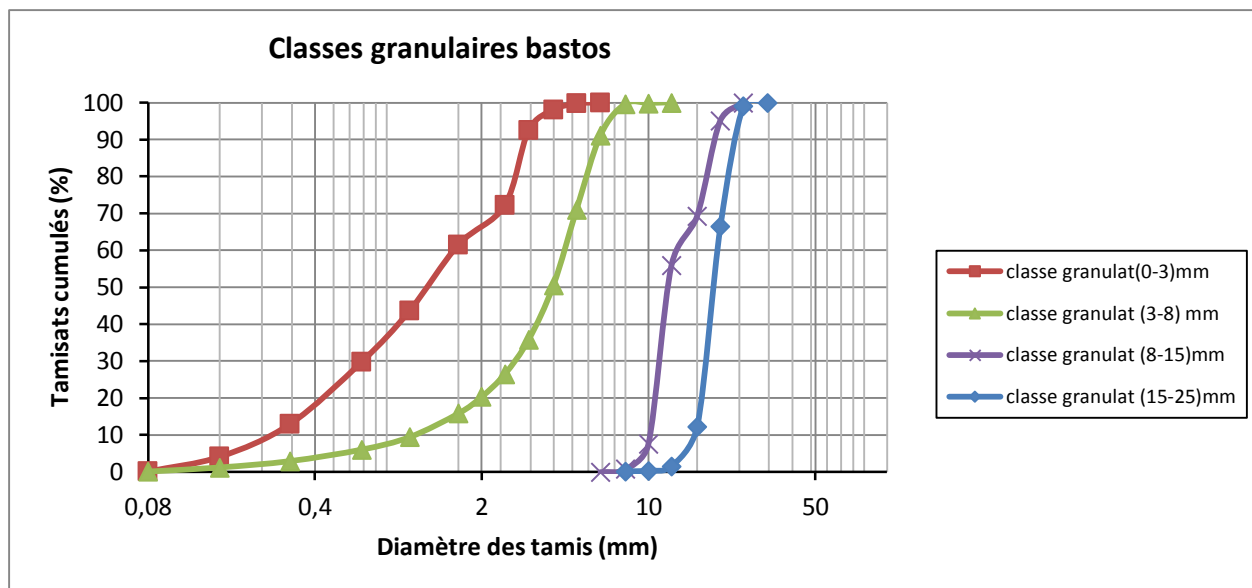


Figure (IV.6). Courbes granulométriques des granulats (Bastos) non propres et non calibrés.

- **Interprétation des résultats**

D’après la Figure (IV.6), on remarque que les courbes granulométriques pour les classes granulaires de bastos non lavées et non calibrées, montrent des discontinuités des granularités et un excès de grains dans quelque zone des tamis

- **Cas des granulats choisis au laboratoire (propres et calibrés)**

Les tableaux ci-dessous regroupent les résultats obtenus.

Tableau (IV.5). Analyse granulométrique du sable classe élémentaire (0,5/3,15) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
1000	3,15	0	0	0	100
	2,50	155,152	155,152	15,5152	84,484
	2,00	179,613	334,765	33,476	66,524
	1,6	187,01	521,775	52,177	47,823
	1,25	239,716	761,491	76,149	23,851
	0,80	71,885	833,376	83,337	16,663
	0,63	80,272	913,648	91,364	8,636
	0,5	85,663	999,311	99,931	0,069

Tableau (IV.6). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (3,15/8) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
2000	8	0	0	0	100
	6,3	394,269	394,269	19,71	80,28
	5	561,102	955,371	47,76	52,24
	4	566,094	1521,465	76,07	23,93
	3,15	473,842	1995,307	99,76	0,24

Tableau (IV.7). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (8/16) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
4000	16	0	0	0	100
	12,5	1468,650	1468,650	72,380	36,71
	10	1539,137	3007,787	75,19	24,80
	8	989,018	3996,805	99,92	0,079

Tableau (IV.8). Analyse granulométrique de la classe élémentaire (16/25) mm.

Masse M (g)	Tamis	Masse refus Partielle(g)	Masse refus Cumulés(g)	Masse refus Cumulés%	Tamisât%
5000	25	0	0	0	100
	20	1633,586	1633,586	32,67	67,32
	16	3356,33	4989,916	99,79	0,21

La « figure (IV.7) », présente les squelettes granulaires (classes élémentaires) des granulats propres et calibrés au laboratoire.

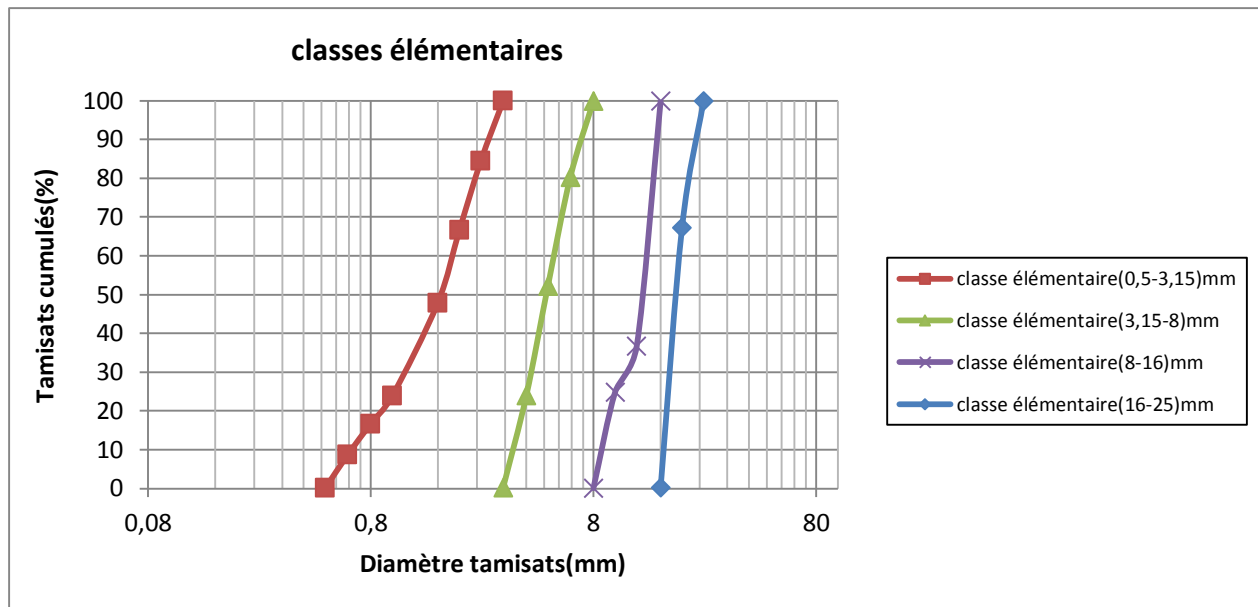


Figure (IV.7). Courbes granulométriques des granules utilisés propres et calibrés (classes élémentaires).

- **Interprétation des résultats**

D’après la Figure (IV.7), on remarque que les courbes granulométriques des classes élémentaires propres et calibrées de bastos, montrent des granularités bien continues

IV.3.1.1.3. Module de finesse du sable

Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (MF). Ce paramètre est important pour déterminer les caractéristiques des sables utilisée dans le béton.

- Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion.
- Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (MF).
- Le module de finesse est d'autant plus petit que le granulat est riche en éléments fins.

D’après :

- **La norme Française [NF P 18-540]**

Le module de finesse d’un granulat est égal au 1/100^{ème} de la somme des refus cumulés, exprimés en % sur les différents tamis de la série suivante : 0,16 -0,315 -0,63 -1,25 -2,5 -5 mm.

$$MF = \frac{1}{100} \sum \text{Refus cumulés en \% des tamis } \{ 0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.50 - 5 \} \quad \text{Eq. (IV.2)}$$

Avec :

- $1,8 < MF < 2,2$: sable un peu trop fin : est à utiliser si l'on recherche particulièrement la facilité de mise en œuvre au détriment probable de la résistance.
- $2,2 < MF < 2,8$: sable préférentiel : convient bien pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limités
- $2,8 < MF < 3,2$: sable est un peu grossier : correspond à des sables à utiliser pour la recherche de résistance élevées, mais on aura en général une moins bonne ouvrabilité (moins maniable) et des risques de ségrégation.
- pour $MF > 3,2$ le sable est à rejeter.

- **Cas des granulats utilisés non propres et non calibrés**

À partir des résultats de l'analyse granulométrique du sable non propre et non calibré, nous obtiendrons le module de finesse par la norme [NF P 18-540], comme suit :

$$Mf = \frac{\Sigma \text{refus cumulée } 0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5}{100}$$

$$Mf = 8,11$$

- **Interprétation des résultats**

Ce sable à un module de finesse qui dépasse 3,2 ; donc les granulats non propres et non calibrés sont rejetés.

- **Cas des granulats choisis au laboratoire (propres et calibrés)**

À partir des résultats de l'analyse granulométrique du sable bastos propre et calibré au niveau de laboratoire, nous obtiendrons le module de finesse par la norme [NF P 18-540], comme suit :

$$Mf = \frac{\Sigma \text{refus cumulée } 0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5}{100}$$

$$Mf = 2,30$$

- **Interprétation des résultats**

Ce sable à un module de finesse compris entre 2,2 et 2,8 donc les granulats propres et calibrés au laboratoire contiennent du sable préférentiel il convient bien pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limités

- **Conclusion**

A partir de ces résultats obtenus des modules de finesses sur les deux cas de granulats, on peut conclure que la correction d'un granulat est nécessaire lorsque sa courbe granulométrique présente une discontinuité ou lorsqu'il y a un manque ou un excès de grain dans une zone de tamis. Donc la correction consiste à compenser ces écarts par un apport d'un autre granulat jusqu'à l'obtention d'un mélange de sable présentant les qualités recherchées.

IV.3.1.1.4. Optimisation du squelette granulaire

Pour choisir les pourcentages des différentes fractions d'agrégats, il faut que la courbe combinée soit à l'intérieur du fuseau proposé par [Marchand J. (1997)], les résultats sont représentés dans le tableau (IV.9) et la « figure (IV.8) ».

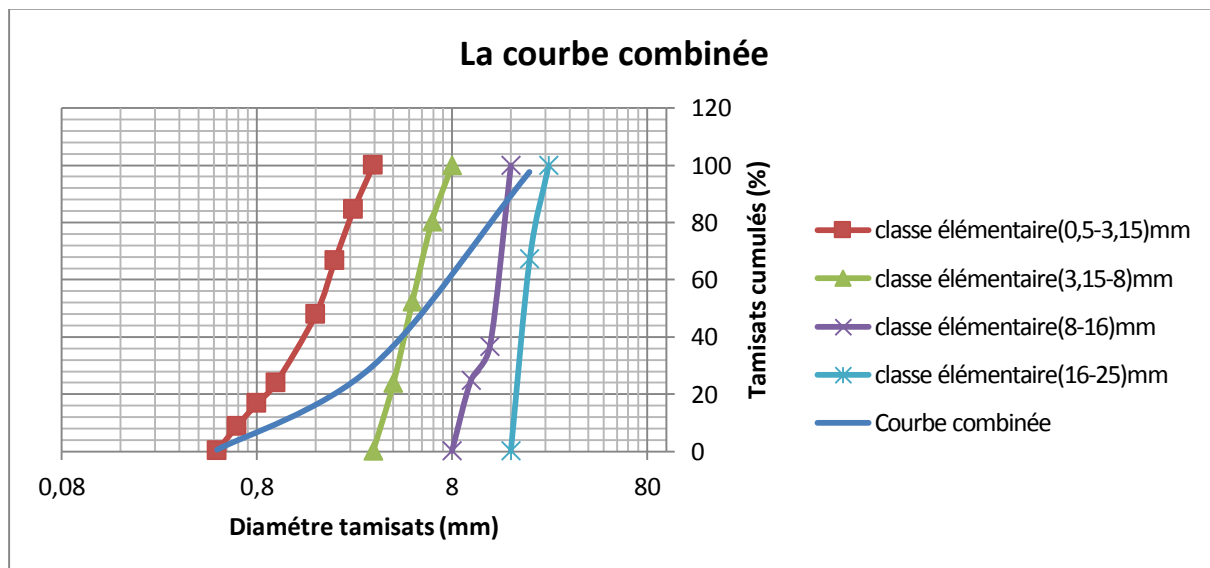


Figure (IV.8). Courbe combinée des agrégats utilisés par rapport au fuseau proposé par Piggot d'après [Marchand J. (1997)].

Tableau (IV.9). Tamisât des différentes fractions d'agrégats (classe élémentaires).

Tamis (mm)	sable 0,5/3,5	Gravier 3,15/8	Gravier 8/16	Gravier 16/25	Combinée
20	100	100	100	67,32	96,61
16	100	100	100	0,21	85,23
12,5	100	100	36,71		64,80
10	100	100	24,80		63,32
8	100	100	0,079		53,84
6,3	100	80,28			45,22
5	100	52,24			40,16
4	100	23,93			36,17
3,15	100	0,24			29,96
2,5	84,484				26,32
2	66,524				22,54
1,6	47,823				18,68
1,25	23,851				12,7
0,8	16,663				9,80
0,63	8,636				5,65
0,5	0,069				0,72
Fond	0				0

- **Pourcentage des granulats**

D'après le fuseau granulaire dans la « figure (IV.8) ». Les pourcentages des différentes fractions des granulats sont portés dans le tableau (IV.10).

Tableau (IV.10). Pourcentage des granulats

Granulat	Pourcentage
Sable 0,5/3,15	25% et 35%
Gravier 3,5/8	20% et 30%
Gravier 8/16	10 % et 20%
Gravier 16/25	5% et 15%

IV.3.1.2. Propriétés physiques des granulats au laboratoire

IV.3.1.2.1. Propreté des granulats [NF P 18-591]

Les granulats utilisés doivent être propres car la présence des impuretés peut perturber l'hydratation du ciment ou entraîner des défauts d'adhérence granulats-pâte, ce qui provoque une incidence sur la résistance du béton. La propreté traduit l'absence d'éléments fins indésirables dans les granulats. Elle désigne essentiellement la teneur en fines argileuses, dont la valeur doit être limitée.

Selon les spécifications exigées par la norme la norme [NF P 18-591], la conformité et les spécifications fixent les seuils de la propreté superficielle des gravillons pour bétons hydrauliques, aux valeurs du passant à 0,5 mm suivantes :

- 1,5 % pour les gravillons peu ou pas concassés ;
- 3 % pour les gravillons de roches massives concassées.

- **Lavage au laboratoire**

Pour éviter ses impuretés indésirables et le pourcentage important des fines, nous avons opté pour un lavage général des échantillons et nous avons supprimé la fraction inférieure à 0,5 mm « figure (IV.9) ».



Figure (IV.9). Essai de propreté des granulats (lavage).

IV.3.1.2.2. Absorption d'eau des granulats [NF P 18-554, NF P 18-555]

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque

l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures. Le coefficient d'absorption est défini comme le rapport de l'augmentation de la masse de l'échantillon après immersion dans l'eau pendant 24 heures à 22 °C à la masse sèche de l'échantillon, il est noté A_{bG} , a pour expression :

$$A_{bG} = \frac{M_a - M_s}{M_s} \quad \text{Eq. (IV.3)}$$

Avec :

M_a : masse de l'échantillon après immersion

M_s : masse sèche de l'échantillon

- **Absorption d'eau d'un gravillon [NF P 18-554]**
- **Principe de la méthode**

Il s'agit de quantifier la quantité d'eau qui s'infiltre dans les pores des gravillons, cette eau ne pouvant participer à la réaction d'hydratation du ciment. Le gravillon est plongé dans l'eau pendant un certain temps, épongé, pesé puis séché. Le coefficient d'absorption est en fait une teneur en eau particulière « figure (IV.10) ».

- **Mode opératoire**

- Prendre un échantillon de gravillon d'environ 1000 g, le laver au tamis de 4mm, puis le sécher à l'étuve jusqu'à une masse constante. Soit M_s sa masse
- Immerger l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures.
- Eponger soigneusement l'échantillon avec un chiffon absorbant, les gros éléments étant essuyés individuellement.
- Peser l'échantillon ainsi épongé, soit M_a sa masse.



Figure (IV.10). Absorption d'eau d'un gravillon

Les résultats obtenus de cet essai sont donnés dans le tableau (IV.11) suivant :

Tableau (IV.11). Absorption d'eau d'un gravillon

Échantillons de gravillon	Masse sèche Ms (g)	Masse après immersion M_a (g)	Coefficient d'absorption du gravillon A_{bG} (%)
1	1000	1008.48	0,85
2	1000	1009.97	0,99
Coefficient d'absorption du gravillon A_{bG} moyenne (%)			0,92

- **Interprétation des résultats**

Pour la norme [NF P 18-554]. $A_{bG} \leq 1\%$

Les gravillons utilisés présentent un coefficient d'absorption A_{bG} inférieur à 1%. A partir de ces résultats, on peut conclure que :

Le gravillon qu'on a utilisé est de bonne qualité, il représente une meilleure résistance au gel des bétons, ce qui explique que l'absorption des gravillons en eau est acceptable pour la formulation de béton Proctor.

- **Absorption d'eau du sable [NF P 18-555]**
- **Principe de la méthode**

Il s'agit de quantifier la quantité d'eau qui s'infiltre dans les pores des grains de sable, cette eau ne pouvant participer à la réaction d'hydratation du ciment.

Le sable est plongé dans l'eau pendant un certain temps, puis séché progressivement jusqu'à l'état dit d'écoulement libre (mesure au cône)

Le coefficient d'absorption est en fait une teneur en eau particulière « figure (IV.11) ».

- **Mode opératoire**

- Prendre un échantillon de sable d'environ 600 g, le sécher à l'étuve jusqu'à masse constante. Soit M_s sa masse
- Immerger l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures.
- Etaler l'échantillon sur une surface non absorbante.
- Exposer le sable à un flux d'air chaud en le remuant pour assurer un séchage uniforme en veillant à ne perdre aucun élément du sable.

- Continuer l'opération jusqu'à ce que le sable approche l'état d'écoulement libre (grains libres de toute force capillaire)
- Remplir alors le moule sans tasser et damer légèrement 25 coups. Retirer le moule.
- Si l'humidité demeure, l'échantillon garde la forme du moule, il faut alors le sécher un peu plus et recommencer l'essai.
- Si l'état d'écoulement libre est atteint, l'échantillon damé s'affaisse au démoulage, l'essai est terminé.
- Peser la totalité de l'échantillon soit M_a la masse.

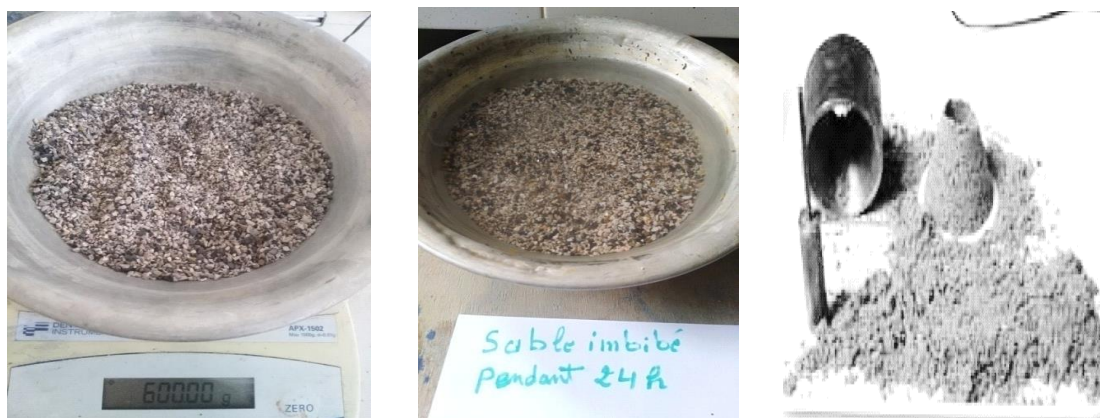


Figure (IV.11). Absorption d'eau par le sable.

Les résultats obtenus de cet essai sont donnés dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau (IV.12). Absorption d'eau du sable

Échantillons de sable	Masse sèche M_s (g)	Masse imbibée dans l'air M_a (g)	Coefficient d'absorption du sable A_{bG} (%)
1	600	604.65	0,77
2	600	605.38	0,89
Coefficient d'absorption du sable A_{bG} moyenne (%)			0,83

• **Interprétation des résultats**

Pour la norme [NF P 18-555]. $A_{bG} \leq 1\%$

Le sable utilisé présente un coefficient d'absorption A_{bG} inférieur à 1%. A partir de ces résultats, on peut conclure que :

Le sable utilisé est de bonne qualité, il représente une meilleure résistance au gel des bétons, ce qui

explique que l'absorption des sables en eau est acceptable pour la formulation de béton Proctor.

- **Conclusion**

Les essais de d'Absorption d'eau des granulats ont donné des résultats acceptables pour la formulation des bétons Proctor.

IV.3.1.2.3. Equivalent de sable [NF P 18-598]

La détermination de la caractéristique « équivalent de sable » faite sur la fraction de granulat passant au tamis à mailles carrées de 5 mm, permet d'avoir une idée globale de la quantité et de la qualité des éléments fins contenus dans cette fraction en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments fins (argile, impuretés...). L'équivalent de sable (E_s) est le rapport multiplié par 100, de la hauteur de la partie sédimentée à la hauteur totale du floculat et de la partie sédimentée.

La présente norme [NF P 18-598], a pour objet de définir une caractéristique de certains sols ou granulats, intitulée « équivalent de sable » et de fixer la méthode permettant d'apprécier la propreté des sables d'un sol. La « figure (IV.12) », présente l'ensemble équivalent de sable.



Figure (IV.12). Matériel nécessaire pour essai équivalent de sable.

Le tableau (IV.13) montre la propreté du sable en fonction de la valeur de E_s .

Tableau (IV.13). Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable

E_s piston	Nature et qualité
$E_s < 60$	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de qualité.
$60 \leq E_s < 70$	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour des bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.
$70 \leq E_s < 80$	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour des bétons de qualité.
$E_s \geq 80$	Sable très propre : l'absence de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton.

Actuellement, 3 textes réglementaires décrivent cet essai.

- Equivalent de sable selon la norme [NFP 18-598].
- Equivalent de sable à 10% de fines selon la norme [NFP 18-597].
- Évaluation des fines - équivalent de sable selon la norme [EN 933-8].



Figure (IV.13). Essai équivalent de sable pour les granulats au laboratoire.

Tableau (IV.14). Résultat d'équivalent du sable pour les granulats au laboratoire.

Echantillon	Eprouvette1	Eprouvette 2
Masse d'échantillon	120	120
Hauteur totale (sable+floculat) H1 (cm)	9,4	9,35
Hauteur de sable sédiment H2 (cm)	9,25	9,3
ES= (H2/H1)*100	98,40	99,46
E _s moyen (%)	98,93	

- **Interprétation des résultats**

L'équivalent des sables des granulats de bastos propres et lavés au laboratoire dépasse 80% donc le matériau est très propre.

- **Conclusion**

D'après le résultat obtenu avec l'essai d'équivalent de sable sur les granulats de bastos propres et lavés au laboratoire ; nous avons constaté que la qualité de sable est très propre ; ce qui veut dire qu'il y a absence presque totale de fines argileuses qui risquent d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

IV.3.1.2.4. La teneur en eau [NF P 18-650-5]

La teneur en eau d'un granulat est le rapport du poids d'eau contenu au poids des grains composant le granulat Détermination par séchage en étuve ventilée. Selon la norme [NF P 18-650-5].

La teneur en eau w d'un granulat est définie par le rapport :

$$W = \frac{\text{Masse.d'eau.contenue,dans.le.granulat}}{\text{Masse.de.granulat.sec}}$$

Ou

$$W = \frac{\text{Masse.humide}-\text{Masse.sèche}}{\text{Masse.sèche}}$$

Elle peut être exprimée en pourcentage :

$$w = 100 \cdot \frac{Mh - Ms}{Ms} \quad \text{Eq. (IV.4)}$$

Avec :

M_s : Masse du matériau sec

M_h : Masse du matériau humide

W : Teneur en eau exprimée en %

Prélever un échantillon représentatif du matériau

- 50 g à 100 g pour des sols fins,
- 100 à 500 g pour des sables,
- 100 à 1 kg pour des graviers.

On utilise pour cet essai les granulats de bastos, on prend 1500g une quantité représentative de chaque classe et après étuvage avec une température à 105°C pour une durée de 24 h, on a alors pesé les masses de chaque classe.

Les résultats sont enregistrés dans le tableau (IV.15), suivant :

Tableau (IV.15). Teneurs en eaux des granulats

Classe granulaires (mm)	Masse humide M_h (g)	Masse sec M_s (g)	Teneur en eau W (%)	Teneur en eau moyenne W (%)
Sable (0/3)	1500	1497,204	0,186	0,17
	1500	1497,504	0,166	
Gravier (3/8)	1500	1498,303	0,113	0,12
	1500	1498,103	0,126	
Gravier (8/16)	1500	1498,303	0,113	0,12
	1500	1498,103	0,126	
Gravier (16/25)	1500	1498,202	0,120	0,12
	1500	1498,003	0,133	

IV.3.1.2.5. Les masses volumiques

C'est la masse du granulat sec occupant l'unité de volume. Elle dépend du tassement des grains.

Elle se mesure conformément à un mode opératoire précis normes

[NF P 18-554, NF P 18-555].

- La masse volumique apparente est comprise entre 1300 kg/m³ et 1600 kg/m³.

- La masse volumique absolue est comprise entre 2500 kg/m³ et 2700 kg/m³.

Sur chantier, les granulats contiennent un certain pourcentage d'humidité, d'autant plus important que le granulat est fin. La conséquence en est, pour les sables, une expansion en volume désignée sous le nom de « Foisonnement ». Il peut atteindre 20 à 25 % pour des teneurs en eau de 4 à 5 %, ce qui modifie les dosages lorsqu'on raisonne en volume. Il est donc important de connaître la teneur en eau des granulats ; on peut l'obtenir de façon rapide sur chantier, par séchage et pesée.

Nous avons déterminé les masses volumiques absolues et apparentes des graviers conformément à la norme [EN 18-554] et [NF P 18 555].

- **Masse volumique absolue (ρ_{abs})**

La masse volumique des grains du sol c'est le rapport de la masse du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un sol pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105° et une balance de précision « figure (IV.14) ».

La formule utilisée :

$$\rho_{abs} = \rho_{eau} (M_1 - M_0) / (M_3 + M_1 - M_0 - M_2) \quad \text{Eq. (IV.5)}$$

Avec :

ρ_{eau} = 1000 kg/m³ (masse volumique de l'eau)

M_0 : Masse de pycnomètre.

M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides).

M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).

M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).



Figure (IV.14). Appareillage de la mesure de la masse volumique absolue (pycnomètre)

- **Mode opératoire**

- Préparer un échantillon de sable, sèche a l'étuve et refroidi.
- Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M_0 .
- Peser une masse de 25 g des matériaux de sable et remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle. Laisser reposer un bon moment.

- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_2 .
- Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_3 .
- Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

- Résultats des essais

Tableau (IV.16). Masse volumique absolue par le pycnomètre.

Matériaux M (g)	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	ρ_{abs} (g/cm ³)	Masse volumique absolue moyenne ρ_{abs} (g/cm ³)
25	432,47	457,47	1120,68	1105,45	2,558	2,62
25	432,47	457,47	1120,68	1105	2,68	

- La masse volumique apparente (ρ_{app})

Prendre le moule cylindrique (152 x116,5) mm de volume connu V₀. Peser ce moule vide M₀. Verser le matériau dans le moule jusqu'au refus avec les mains formant entonnoir et situées à 10 cm au-dessus du récipient, en prenant de grandes précautions pour éviter les phénomènes parasites provoqués par le tassement.

Araser le granulat avec une règle à araser, de telle sorte à remplir parfaitement le moule, « figure (IV.15) », peser le moule ainsi rempli. Soit M₁. La masse volumique apparente est donnée par la formule :

$$\rho_{app} = (M_1 - M_0) / (V_0) \quad \text{Eq. (IV.6)}$$

Avec :

(M₁ – M₀) : Masse de l'échantillon (g).

V₀ : Volume du moule mesuré (moule Proctor modifié) (cm³).

ρ_{app} : Masse volumique apparente exprimées en (g/cm³).



Figure (IV.15). Essai de la masse volumique apparent sur le moule cylindrique (152 x116,5) mm

Les résultats des masses volumiques apparentes obtenues pour les granulats utilisés, sont récapitulés sur le tableau (IV.17).

Tableau (IV.17). Masse volumique apparente des différentes classes granulaires.

Classes granulaires		Masse de l'échantillon (g)	Volume de récipient V_0 (cm ³)	Masse volumique apparente ρ_{app} (g/cm ³)
Classes élémentaires	Classe E1 : sable (0,5/3,15)	3106,629	2113	1,47
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	2931,609	2113	1,39
	Classe E3 : Gravier (8/16)	3072,584	2113	1,45
	Classe E4 : Gravier (16/25)	2934,605	2113	1,39
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	3314,696	2113	1,56
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	3219,948	2113	1,52
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	3096,546	2113	1,46
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	3573,083	2113	1,69
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	3321,785	2113	1,57
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	3567,891	2113	1,68

IV.3.1.2.6. Compacité, porosité et indice des vides

- **Compacité**

La compacité d'un matériau est la proportion de son volume réellement occupé par la matière solide qui le constitue. Considérons un échantillon à l'état naturel, il occupe un volume V , à l'état de compacité absolue il occupe un volume V_s . Le rapport V_s/V est la compacité du matériau.

$$c = \frac{V_s}{V} \quad \text{Eq. (IV.7)}$$

Elle est exprimée aussi en pourcentage (%) et donnée par la relation suivante :

$$C = (\rho_{app}/\rho_{abs}) = 100 - P \quad \text{Eq. (IV.8)}$$

Avec :

ρ_{app} : Masse volumique apparente du matériau (g/cm^3).

ρ_{abs} : Masse volumique absolue du matériau (g/cm^3).

P : Porosité du matériau

- **Porosité**

C'est le rapport du volume des vides d'un matériau et son volume total, elle représente donc le degré de remplissage de son volume occupé par les vides. La porosité est exprimée en pourcentage (%) et définie par la relation :

$$P(\%) = \frac{1 - \rho_{app}}{\rho_{abs}} \times 100 \quad \text{Eq. (IV.9)}$$

Avec :

ρ_{app} : Masse volumique apparente du matériau (g/cm^3).

ρ_{abs} : Masse volumique absolue du matériau (g/cm^3).

• **Indice des vides**

C'est le rapport entre le volume occupé par les vides et le volume de la partie solide des grains, V étant le volume total occupé par les granulats.

$$e = \frac{P}{100 - P} \quad \text{Eq. (IV.10)}$$

P : Porosité du matériau

Les grandeurs de la porosité, la compacité et l'indice des vides des granulats sont rapportées sur le tableau (IV.18), suivant :

Tableau (IV.18). Résultat de porosité, compacité et l'indice de vide pour les différentes classes granulaires

Classes granulaires		Porosité (%)	Compacité C (%)	Indice des vides
Classes élémentaires	Classe E1 : sable (0,5/3,15)	43,89	56,10	0,78
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	46,95	53,05	0,88
	Classe E3 : Gravier (8/16)	44,66	55,34	0,81
	Classe E4 : Gravier (16/25)	46,94	53,05	0,88
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	40,45	59,54	0,68
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	41,98	58,01	0,72
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	44,27	55,72	0,79
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	35,49	64,50	0,55
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	40,07	59,92	0,66
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	35,87	64,12	0,55

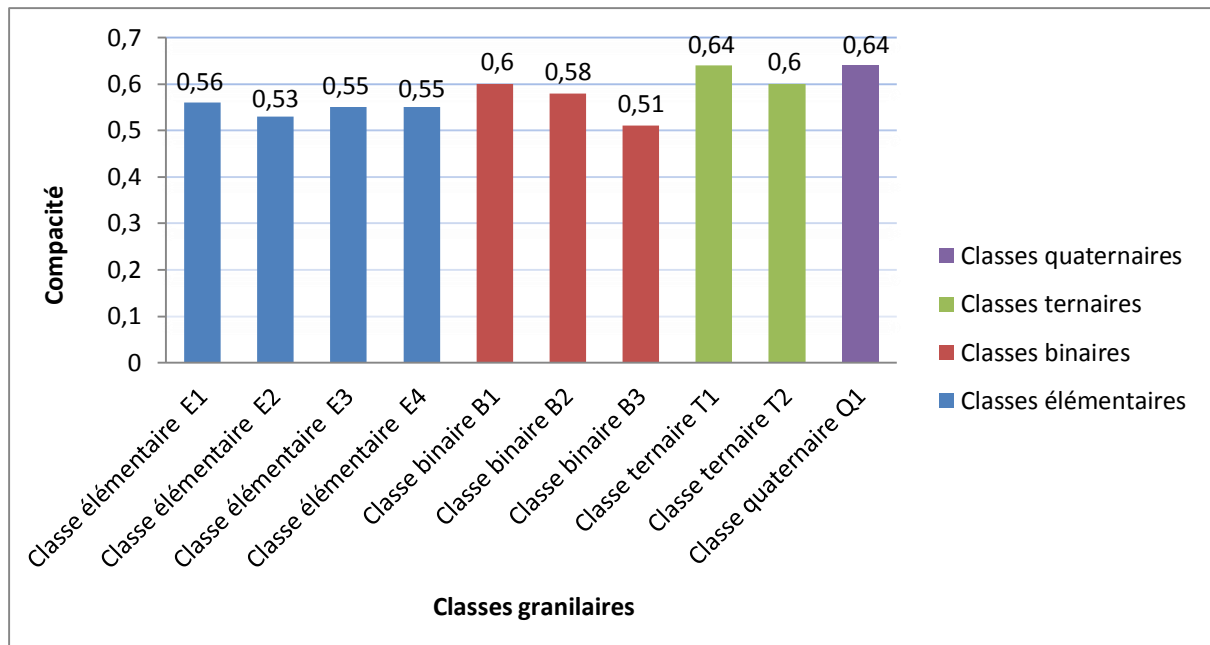


Figure (IV.16). Compacité des différentes classes granulaires.

IV.3.1.3. Propriétés mécaniques (Résistance à l'usure et aux chocs)

Ce sont des essais importants pour les granulats routiers. En effet, le passage répété de véhicules conduit à émousser, à polir progressivement les granulats et ainsi à diminuer l'adhérence des pneumatiques sur la chaussée.

Ces caractéristiques permettent également d'estimer la qualité des granulats utilisés dans la confection des bétons.

IV.3.1.3.1. Essai Micro-Deval [NF P 18-572]

La résistance à l'usure des granulats est déterminée par le coefficient Micro-Deval en présence de l'eau (M_{DE}) selon la norme [NF P 18-572], est donnée par :

$$M_{DE} = \frac{\text{Masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai} \times 100}{\text{Masse du matériau soumis à l'essai}} \quad \text{Eq. (IV.11)}$$

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produit en soumettant le matériau aux chocs des billes sphériques en acier inox et aux frottements réciproques dans la machine Micro-Deval « figure (IV.17) », à une vitesse de 100tr/min pendant 2 heures ou 12000 t.

La granularité du matériau soumise à l'essai est choisie parmi les classes granulaires (4/6,3) mm, (6,3/10) mm et (10/14) mm.

Laver le matériau tamisé et le sécher à l'étuve à 105°C, jusqu'à une masse constante de l'échantillon de 500g, et ajouter une quantité de 2,5 L d'eau pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm.

Tableau (IV.19). Charge abrasive en fonction de la classe granulaire (Micro-Deval)

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive (grammes)
4 – 6.3	2000 ± 5
6.3 – 10	4000 ± 5
10 – 14	5000 ± 5



Figure (IV.17). Appareil de l'essai Micro-Deval

• Avant l'essai



• Après l'essai



Figure (IV.18). Matériau avant et après essai Micro-Deval

• Tableau (IV.20). Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval)

Coefficient M_{DE} (%) Micro-Deval en présence de l'eau	Appréciation
<10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
≥ 35	Médiocre
Plus M_{DE} est élevé, moins le matériau est dur	

Les résultats des essais Micro-Deval, sur les classes granulaires sont récapitulés dans le tableau (IV.21).

Tableau (IV.21). Résultats de l'essai Micro-Deval pour les trois classes de gravier

Classes élémentaires (mm)	Tamis Intermédiaire (mm)	Coefficient Micro Deval $M_{DE}(\%)$	Appréciation
(3,15/8) mm	(4/6,3) mm	12,74	Bon à moyen
(8/16) mm	(6,3/10) mm	21,00	Moyen à faible
(16/25) mm	(10/14) mm	21,92	Moyen a faible

• **Interprétation des résultats**

D'après les résultats obtenus le Coefficient Micro Deval $M_{DE}(\%)$ de la classe élémentaire gravier (3,15/8) varie entre de 10% et 20% (bon à moyen), ce sont donc des matériaux acceptables pour tous les corps de chaussée.

Pour les classes élémentaires graviers (8/16) et (16/25) le M_{DE} varie entre de 20% et 35% (moyen à faible), ce sont donc des matériaux acceptables pour couche chaussée et de forme.

IV.3.1.3.2. Essai Los Angeles [NF P 18-573]

La résistance à la fragmentation est déterminée par le coefficient Los Angeles (L_A)selon la norme [NF P 18-573], donnée par le rapport :

$$L_A = \frac{\text{Masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai} \times 100}{\text{Masse du matériau soumis à l'essai}} \quad \text{Eq. (IV.12)}$$

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produits en soumettant le matériau aux chocs de boulets métalliques normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles « figure (IV.19) », à une vitesse de rotation régulière à raison de 30 à 33 tr/mn, Soit 500 rotations.

La granularité du matériau soumise à l'essai est choisie parmi les classes granulaires (4/6,3) mm, (6,3/10) mm et (10/14) mm.

Laver le matériau tamisé et le sécher à l'étuve à 105°C, jusqu'à une masse constante de l'échantillon de 5000g.

Tableau (IV.22). Charge de boulets en fonction de la classe granulaire (Los Angeles)

Classes granulaires (mm)	Nombre boulets	Poids total de la charge (grammes)
4 – 6.3	7	3080 (à +20 à -150)
6.3 – 10	9	3960 (à +20 à -150)
10 – 14	11	4840 (à +20 à -150)
10 – 25	11	4840 (à +20 à -150)
16 – 31.5	12	5280 (à +20 à -150)
25 - 50	12	5280 (à +20 à -150)

*Figure (IV.19). Appareil de l'essai Los Angeles.*

• Avant l'essai



• Après l'essai



Figure (IV.20). Matériau avant et après essai Los Angeles.

Tableau (IV.23). Tableau des valeurs de référence (Los Angeles)

Coefficient L_A (%)	Appréciation
< 15	Très bon à Bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
> 40	Médiocre
Plus L_A est élevé, moins le matériau est dur	

Les résultats des essais Los Angeles, sur les classes granulaires sont récapitulés sur le tableau (IV.24).

Tableau (IV.24). Résultats de l'essai Los Angeles pour les trois classes de gravier

Classes élémentaires (mm)	Tamis Intermédiaire (mm)	Coefficient		Appréciation
		Los Angeles	L _A (%)	
(3,15/8) mm	(4/6,3) mm	23,01		Bon à moyen
(8/16) mm	(6,3/10) mm	22,53		Bon à moyen
(16/25) mm	(10/14) mm	23		Bon à moyen

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats obtenus, le coefficient de Los-Angeles (L_A) des classes élémentaires du gravier (3,15/8), (8/16) et (16/25) varient entre de 15% et 25% (bon à moyen), donc les matériaux utilisés sont acceptables pour tous les corps de chaussées.

IV.3.2. Le ciment (liant hydraulique)

Les mélanges de BCR formulés pour la construction des chaussées emploient des teneurs en ciment variant de 12 à 16% de la masse totale des constituants secs [Gauthier P. et Marchand J., (2004)]. Par contre, nous avons utilisé spécifiquement et pour des raisons économiques un faible dosage en liant (ciment hydraulique) qui varie entre 8 et 11% de la masse totale des constituants secs.

Le liant que nous avons utilisé est un ciment hydraulique du type Portland « figure (IV.21) », dont il représente l'élément permanent pour la fabrication de ce type de béton Proctor. Ce ciment présente les caractéristiques suivantes :

Ciment hydraulique du type portland au calcaire de classe (NA442 CEM II/A-L 42,5 N) conforme à la norme Algérienne [NA442-2013] et européenne [EN0197-1]. Ciment Matine (produit local) : Cimenterie Lafarge Algérie.



Figure (IV.21). Sac de ciment MATINE.

IV.3.2.1. Analyse chimique et minéralogique du clinker

Tableau (IV.25). Analyse chimique et minéralogique de ciment MATINE [Site web cimenterie Lafarge Algérie, [<http://www.lafargealgerie.com>]

Analyse chimique	Valeur (%)
Perte au feu (NA5042)	0 ± 2
Teneur en sulfate (SO ₃)	$2,5 \pm 0,5$
Teneur en oxyde de magnésium MgO	$1,7 \pm 0,5$
Teneur en chlorures (NA5042)	$0,02 - 0,05$
Analyse minéralogique du Clinker	
C3S	60 ± 3
C3A	$7,5 \pm 1$

IV.3.2.2. Propriétés physiques de ciment

Tableau (IV.26). Caractéristiques physiques de ciment MATINE [Site web cimenterie Lafarge Algérie, [<http://www.lafargealgerie.com>]

Essai	Valeur
Consistance normale (%)	$26,5 \pm 2,0$
Finesse suivant la méthode de Blaine (NA231) (cm ² /g)	3700 - 5200
Retrait à 28 jours (μm/m)	< 1000
Expansion (mm)	$\leq 3,0$

Tableau (IV.27). Résistance à la compression du ciment (NA 234)

[Site web cimenterie Lafarge Algérie, [<http://www.lafargealgerie.com>]

âge	2 jours	28 jours
Résistance à la compression	Différent ≥ 10 MPa	≥ 42.5 MPa

IV.3.2.3. Plasticité de ciment [NF 94-051]

La limite de plasticité est l'une des deux limites d'Atterberg. Il consiste à déterminer la limite de plasticité de ciment W_p . Elle caractérise la transition entre un état solide et un état plastique. Cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage, optimale pour travailler un matériau et favoriser le compactage. La limite de plasticité est déterminée par le modelage d'un petit fil avec la partie fine d'un matériau sur une surface plane, non poreuse. La procédure est définie dans la Norme ASTM D 4318. Si le matériau est plastique, ce petit fil conserve sa forme jusqu'à un diamètre très étroit. L'échantillon peut alors être reformulé et l'essai est répété. Comme la teneur en humidité diminue à cause de l'évaporation, le fil commence à se briser à grands diamètres. La limite de plasticité est définie comme étant la teneur en eau, où le fil se casse à un diamètre de 3 mm (environ 1/8 ").

- **Essai des petits rouleaux**

Dans cette expérience, on détermine la plasticité de ciment. On forme une boulette à partir de la pâte de ciment avec de l'eau et puis la rouler sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm plus au moins 0.5 mm de diamètre et 10 cm de longueur et ne doit pas être creux. Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau. Effectuer plusieurs essais sur des nouvelles boulettes, « figure (IV.22) ».



Figure (IV.22). Limite de plasticité de ciment MATINE.

Le résultat de la limite de plasticité de ciment est récapitulé sur le tableau (IV.28) suivant :

Tableau (IV.28). Résultat de la limite de plasticité de ciment.

Echantillons	Echant 1	Echant 2	Echant 3	Echant 4
Masse humide m_s (g)	3,03	2,94	1,36	3,46
Masse sèche M_d (g)	2,53	2,43	1,14	2,93
Teneur en eau de ciment $W(\%)$	19,76	20,98	19,29	18,08
Teneur en eau de ciment moyenne $w(\%)$	19,53			

- **Interprétation des résultats**

Donc on obtient la limite de plasticité de ciment d'une valeur 19,53%. Elle représente la teneur en eau de ciment pour laquelle le matériau passe conventionnellement d'un état plastique à un état solide.

IV.3.2.4. Quantité et dosage de ciment utilisé

Le dosage en ciment est fixé à 200 kg/m³, On a choisi ce faible dosage en ciment pour des raisons économiques qui s'appliquent bien à des régions en voie de développement, cette faible quantité de pâte ciment est juste nécessaire pour lier les granulats dans le domaine routier.

La quantité de ciment utilisé, dans la composition de béton dépend du volume de moule

cylindrique.

Sachant que le moule Proctor modifié est représenté en « figure (IV.23) ».

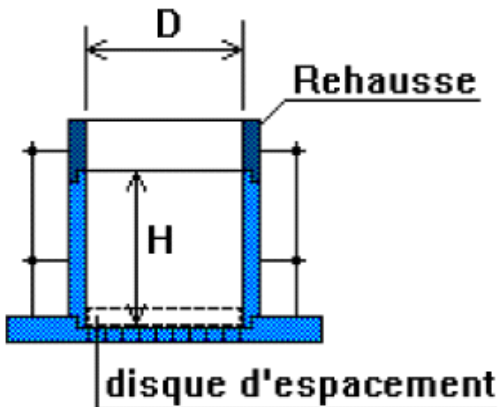


Figure (IV.23). Schéma du moule (Proctor modifié), $H = 116.5 \text{ mm}$ $D = 152 \text{ mm}$

Le volume du moule cylindrique est donc (V (moule)) est donné par l'équation :

$$V_{\text{(moule)}} = (\pi/4) \cdot D^2 \cdot H \quad \text{Eq. (IV.13)}$$

D : diamètre du moule cylindrique

H : hauteur du moule cylindrique

Les mélanges de béton formulés dans notre laboratoire avec un dosage de ciment fixé à $200 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ dans les moules cylindriques (152×116.5) mm emploient des teneurs en ciment variant de 8 à 11% de la masse totale des constituants secs, elles sont résumées dans les tableaux (IV.29) et (IV.30) et la « figure (IV.24) ». Ci-dessous :

Tableau (IV.29). Quantité du ciment dans le moule avec un dosage 200 kg/m^3

Type du moule	Diamètre D (mm)	Hauteur H (mm)	Dosage en ciment (kg/m^3)	Volume du moule V (moule) (m^3)	Quantité de ciment dans le moule Q (kg)
Proctor modifié	152	116.5	200	$211 \cdot 10^{-3}$	422

Tableau (IV.30). Teneurs en ciments dosé à 200 (kg/m³) des mélanges de béton dans le moule cylindriques (152 x 116.5) mm

Classes granulaires		Masse totale des constituants secs (granulat+ciment) (g)	Teneur en ciment dosé à 200 (kg/m ³) (%)
Classes élémentaires	Classe E1 : sable (0,5/3,15)	4050	10,42
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	3924	10,75
	Classe E3 : Gravier (8/16)	4116	10,25
	Classe E4 : Gravier (16/25)	4203	10,04
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	4279	9,86
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	4158	10,15
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	4213	10,02
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	4536	9,30
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	4336	9,73
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	4697	8,98

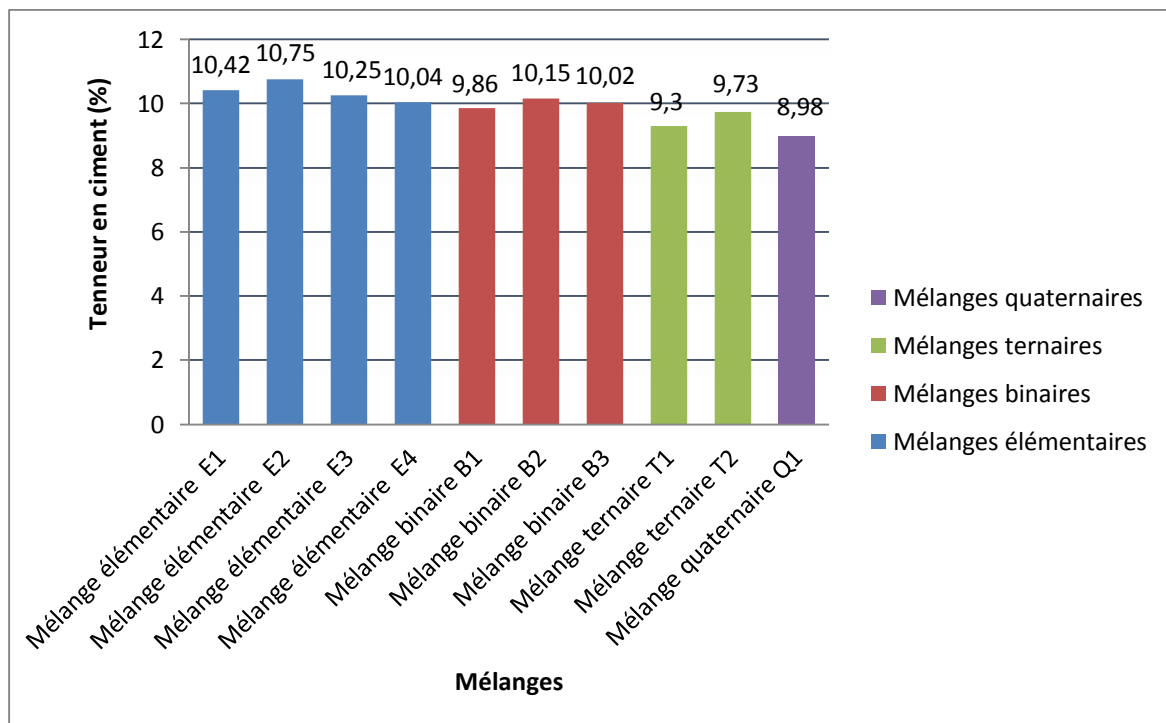


Figure (IV.24). Variation du pourcentage de la teneur en ciment sur les différents mélanges de béton compacté avec leurs composants (dosage de ciment : 200 kg/m³).

IV.3.3. L'eau de gâchage

Le BCR étant un béton sec à affaissement nul. Sa teneur en eau doit donc être faible. Elle est de l'ordre de 4 à 6%, fixé par le laboratoire lors de l'essai Proctor modifié. Quant à la teneur en eau au chantier, on doit tenir compte des conditions atmosphériques et de transport.

Le dosage en eau a une importance cruciale dans le béton Proctor. La détermination de cette valeur est basée sur le principe de la géotechnique, en effet, la relation entre la densité sèche et la teneur en eau suivant le mode opératoire de l'essai Proctor modifier est nécessaire pour connaître la quantité d'eau adéquate pour avoir un béton qui présente des propriétés voulues ; c'est-à-dire une densité maximale avec une quantité d'eau minimale et une maniabilité convenable pour un béton routier.

L'eau utilisée pour l'ensemble des essais est celle du robinet (potable), qui répond aux prescriptions de la norme [EN 1008]. Avec une teneur en sels dissous inférieurs à 1 g/l et une teneur en matière de suspension inférieure à 0.5 %.

Dans notre cas, la quantité d'eau utilisée dans la composition de béton compacté est calculée à la limite minimale, elle dépend de la teneur en eau optimale (optimum Proctor) obtenue lors des essais Proctor modifié sur les granulats et la teneur en eau de ciment (l'état limite de plasticité) obtenue dans l'essai limites d'Atterberg sur la poudre de ciment, tableau (IV.28). Elle est exprimée :

$$W_{(\min)} (\%) = W_{(\text{opt})} + W_P \quad \text{Eq. (IV.14)}$$

$W_{(\text{opt})} (\%)$: Teneur en eau optimale des granulats

$W_P (\%)$: Teneur en eau de ciment (plasticité de ciment).

Comme le dosage en ciment est constant, le dosage en eau nécessaire pour la mise en œuvre d'un béton dépend essentiellement de la nature des granulats (sable ou gravier) qui le constitue. Les résultats obtenus pour chaque type de béton sont regroupés dans le tableau (IV.31) et présentés sur les « figures (IV.25) et (IV.26) », ci-dessous :

Tableau (IV.31). Teneur en eau minimal des mélanges du béton compacté dans le moule cylindriques (152,116.5 mm)

Classes granulaires		Masse du mélange du béton à l'optimum Proctor (g)	Volume total d'eau dans le moule (L/m ³)	Teneur en eau minimal de mélange du béton W (min) (%)
Classes élémentaires	Classe E1 : sable (0,5/3,15)	4277	233	5,44
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	4111	191	4,64
	Classe E3 : Gravier (8/16)	4272	158	3,69
	Classe E4 : Gravier (16/25)	4361	159	3,64
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	4504	230	5,10
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	4322	166	3,84
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	4367	156	3,60
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	4774	245	5,13
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	4500	166	3,68
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	4861	165	3,39

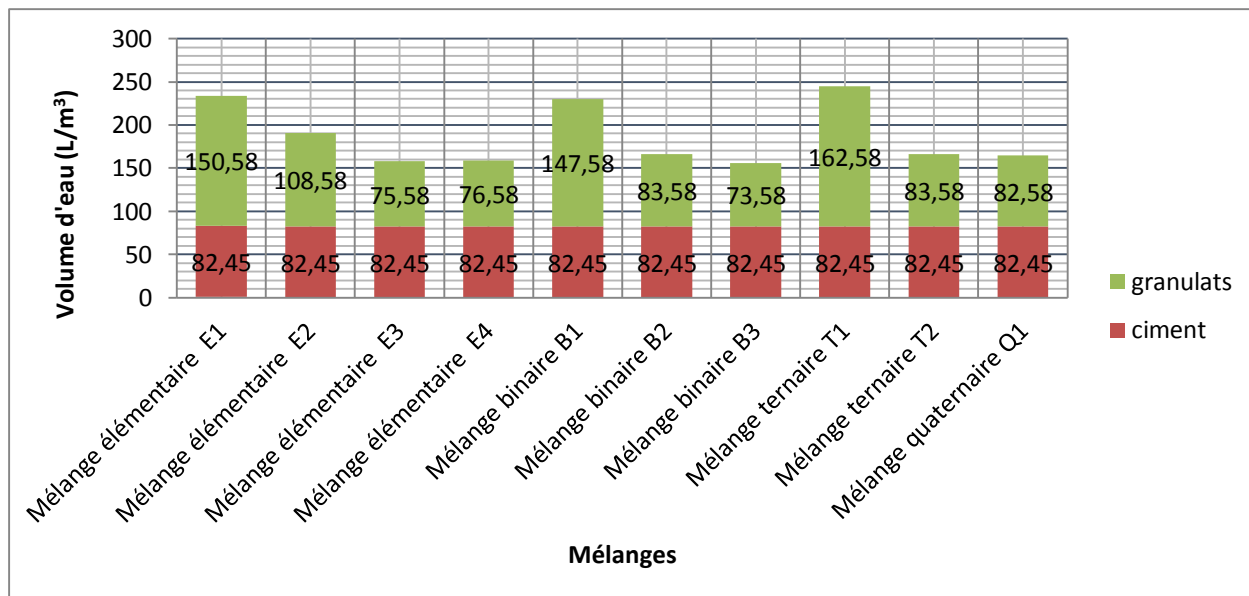


Figure (IV.25). Dosage en eau pour chaque type de mélange de béton compacté.

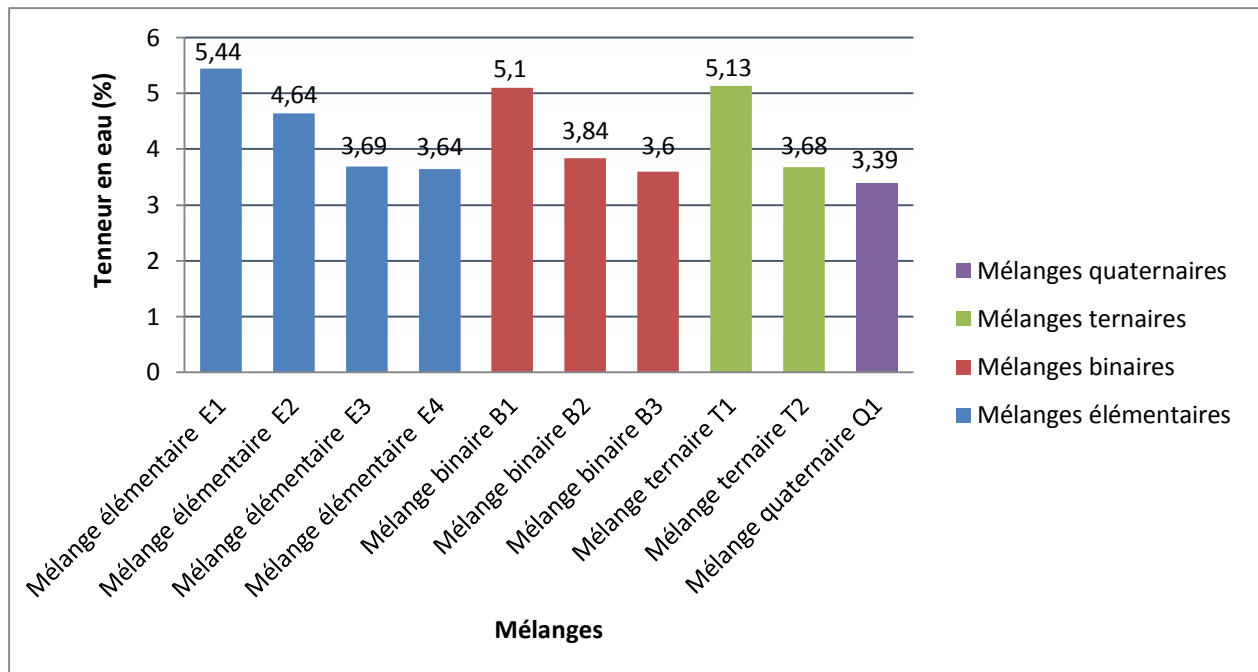


Figure (IV.26). Variation du pourcentage de la teneur en eau sur les différents mélanges de béton compacté.

IV.4. Compacité des classes granulaires avec la méthode de compactage des sols (Proctor modifié)

Ce que l'on appelle "compactage" au sens strict correspond à la communication d'un certain procédé mécanique (charge, force, vibration, combinaison des deux, chocs,). Cette définition étant très limitative, il serait préférable de qualifier le compactage comme un ensemble d'opérations permettant d'obtenir, à partir d'un matériau donné, des caractéristiques appropriées aux fonctions à remplir.

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du matériau. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides). Cette densification n'est pas un but en soi. Elle est recherchée parce qu'elle entraîne d'autres conséquences :

- Liée à la notion de compacité, est la suppression ou du moins la limitation des tassements. Cet objectif, qu'il soit spécialement recherché ou non, est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage.
- Diminution de la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de l'eau.
- Améliorer les caractéristiques mécaniques du matériau traité qui en résultent généralement (portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance

au cisaillement).

Leur but est la détermination expérimentale des optima de compactage. L'essai le plus courant est l'essai Proctor défini dans la norme française sous la référence [NF P 94-093].

IV.4.1. Essais Proctor

L'essai Proctor selon la norme [NF P 94-093], consiste à simuler le compactage en laboratoire pour déterminer les conditions optimales de mise en œuvre du matériau sur le chantier. L'énergie de compactage dépend de la destination de l'ouvrage.

- Energie de compactage modérée avec des essais Proctor normal pour remblais en terre (barrages en terre, digues,)
- Energie de compactage intense avec des essais Proctor modifié pour (fondation de chaussées, pistes d'aérodromes, ...). Il correspond au compactage maximum que l'on peut obtenir sur les chantiers avec des engins de compactages puissants.

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale présente dans chaque classe granulaire (élémentaire, binaire, ternaire et quaternaire), ainsi que la densité sèche maximale, et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore la capacité portante maximale.

Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette, on distingue l'essai Proctor modifié qui conduit à des couples de valeurs différentes. Lorsque la proportion des éléments > 20 mm dépasse 30 %, l'essai peut être réalisé sur la fraction 0/20, mais son interprétation est alors limitée à l'évaluation de son état hydrique.

- **Principe de l'essai Proctor modifié**

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor modifié voir « figure (IV.27) ».



Figure (IV.27). *Appareillage de l'essai Proctor modifié selon la norme ASTM D 1557*

Le principe de l'essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor modifié

On présente sur la « figure (IV.28) », l'évolution du poids volumique sec γ_d (qui représente la quantité de matière solide par unité de volume) en fonction de la teneur en eau W pour différents essais de compactage menés de manière strictement identique (en particulier à énergie de compactage constante), on obtient une courbe présentant un poids volumique sec maximum pour une teneur eau optimale.

Il existe donc une teneur en eau particulière optimum, notée $w_{(opt)}$ pour laquelle le compactage conduit à un poids volumique γ_d maximum. L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

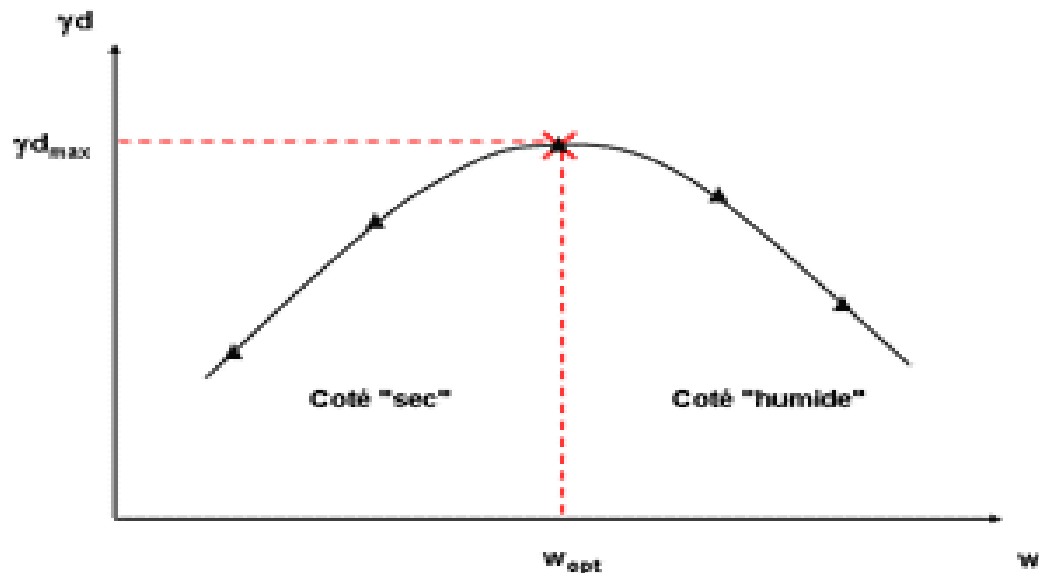


Figure (IV.28). Courbe expérimentale d'essai Proctor modifié.


- **Préparation des éprouvettes**

La totalité du matériau prélevé est, si nécessaire, séché à l'air ou dans une étuve réglée à 50 °C maximum jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. Après séchage, le matériau est tamisé à 20 mm et seul le tamisât est conservé pour l'exécution de l'essai. Le matériau est homogénéisé et divisé par appréciation visuelle en au moins cinq parts égales. Après humidification, chaque part est conservée en boîtes ou sacs hermétiques durant un temps en fonction de l'angulosité du matériau pour parfaire la diffusion de l'eau. C'est à partir de chacune de ces parts que seront confectionnées les éprouvettes destinées à la détermination des points de la courbe Proctor.

Dans notre cas les matériaux sableux et graveleux, donc le malaxage peut se faire manuellement ou à l'aide de n'importe quel type de malaxeur. Après introduction de l'eau et constatation visuelle d'une stabilisation du comportement du matériau sous l'action du malaxage, il est introduit dans des boîtes ou sacs hermétiques et conservé entre 24 h et 48 h selon l'angulosité.

Le tableau (IV.32), ci-dessous résume les conditions de cet essai en accord avec la norme [NF P 94-093].

Tableau (IV.32). Modalités d'exécution des essais Proctor modifié selon la norme ASTM D 1557

Type de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Schéma récapitulatif
Proctor Modifié ASTM D 1557	Masse de la dame	4 535 g	
	Diamètre du mouton	51 mm	
	Diamètre du moule	152 mm	
	Hauteur de moule	116.5 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	
	Nombre de couches	5	
	Nombre de coups par couche	56	
	Energie de compactage	2683Kj/m3	

• Exécution de l'essai

Les choix du type de moule dépendent de la grosseur de diamètre des grains du sol D.

Si $D \leq 5$ mm (et seulement dans ce cas), le moule Proctor normal est autorisé, mais le moule Proctor modifié est conseillé.

Si $D > 20$ mm, tamiser à 20 mm, et peser les refus :

Cas 1 : si refus est inférieur ou égal 25%, l'essai se fait dans le moule modifié, mais sans y intégrer les refus de 20 mm.

Cas 2 : si refus supérieur à 25%, l'essai Proctor ne peut être fait.

Avant introduction du matériau dans le moule il y a lieu de :

- Solidariser : moule, embase et rehausse ;
- Lubrifier le cas échéant les parois du moule ;
- Placer éventuellement un papier-filtre ou un film plastique au fond du moule.

Introduire alors la quantité de matériau pour que la hauteur de la première couche après compactage soit légèrement supérieure au tiers ou au cinquième de la hauteur du moule respectivement pour l'essai Proctor modifié.

Compacter cette couche avec la dame correspondante en appliquant respectivement 56 coups par couche suivant le schéma « figure (IV.29) », et répéter l'opération autant de fois que l'exige le nombre de couches à réaliser

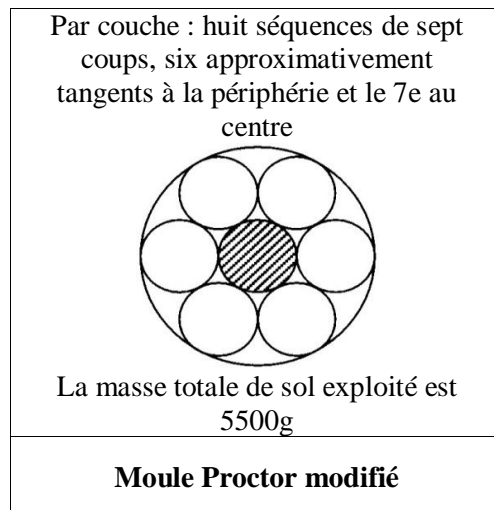


Figure (IV.29). Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.

Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radialement du centre vers la périphérie du moule.

Si des éléments > 10 mm sont entraînés dans cette opération, en laissant des vides à la surface de l'éprouvette, combler ceux-ci avec des éléments fins qui sont lissés avec la règle à araser. Puis on pèse l'ensemble du moule avec le matériau. On procède au démoulage de l'éprouvette. En extraire, ensuite, un échantillon représentatif pour en déterminer sa teneur en eau.

En utilisant cette loi :

$$\gamma_d = \frac{(P_h - P_m)}{(1+w) \cdot V} \quad \text{Eq. (IV.15)}$$

Avec :

P_h : Poids du moule plein de sol à la teneur en eau w

P_m : Poids du moule et son embase

V : Volume échantillon

W : Teneur en eau du sol compacté dans le moule exprimé en valeur unitaire

IV.4.2. Compacité des classes élémentaires à l'optimum Proctor

Nous avons déterminé la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de chaque classe élémentaire pour les quatre fractions granulaires et les résultats obtenus sont présentés dans les « figures (IV.30), (IV.31) et (IV.32) » et le tableau (IV.33), ci-dessous.



Figure (IV.30). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes élémentaires.

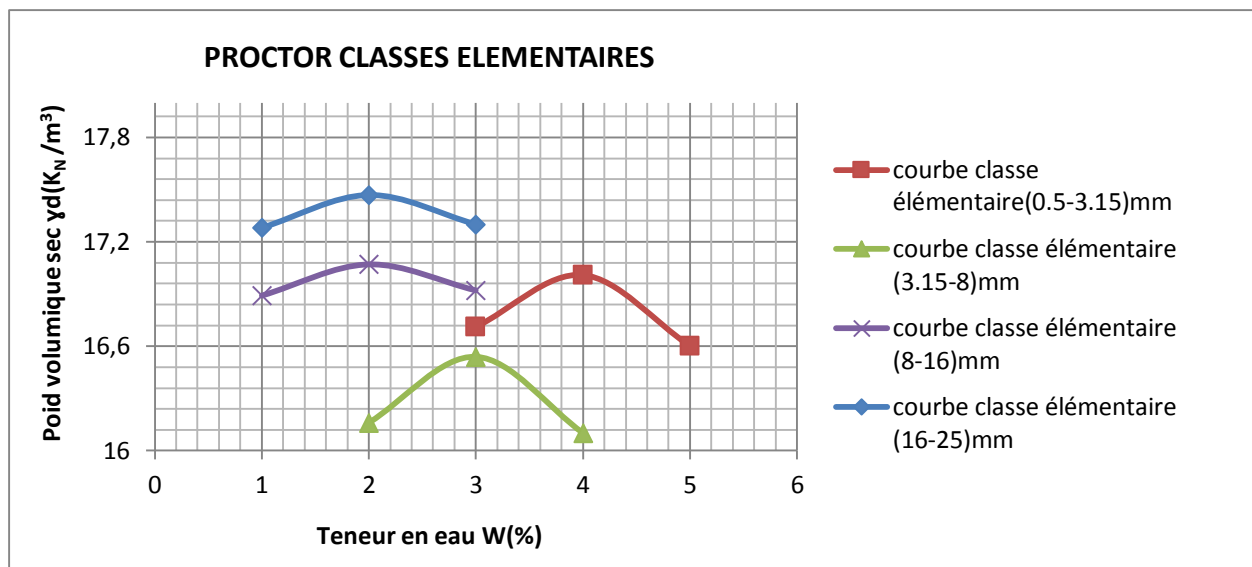


Figure (IV 31). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes élémentaires.

Tableau (IV.33). Teneurs en eau optimales et les poids volumiques secs maximaux des classes élémentaires.

Type de classe	Classes élémentaires (mm)	Teneur en eau optimale $W_{(opt)}$ (%)	Masse du matériau à l'optimum Proctor (g)	Poids volumique sec max $\gamma_d \text{ max}$ (KN/m ³)
Classe E1	sable (0,5/3,15)	4	3773	17,01
Classe E2	Gravier (3,15/8)	3	3607	16,54
Classe E3	Gravier (8/16)	2	3768	17,07
Classe E4	Gravier (16/25)	2	3857	17,47

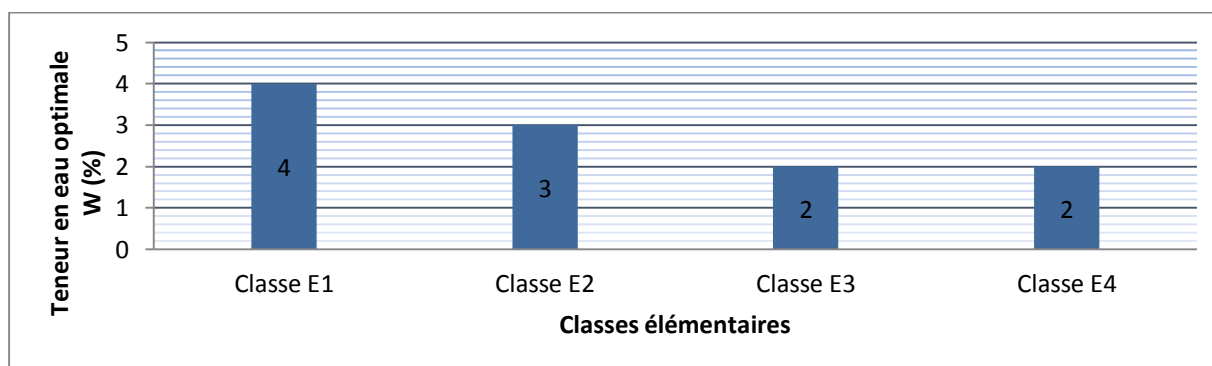


Figure (IV.32). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour les 4 classes élémentaires.

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats obtenus avec l'essai de compactage pour les différentes classes élémentaires

nous avons constaté ce qui suit :

La classe élémentaire qui nous a donné la teneur en eau optimale la plus élevée est (Classe E1) : sable (0,5/3,15) mm, avec l'ordre de 4 (%), comparée aux autres classes élémentaires à base des graviers E2, E3 et E4 qui est décroissante en fonction de la grosseur des grains, cela s'explique que le sable contient des grains fins sous l'effet d'énergie de compactage l'air sera chassé dans le matériau et la perméabilité diminue ce qui augmente la teneur en eau.

A partir de ces résultats, on peut conclure que :

Si la teneur en eau est trop élevée, l'eau est la source de diminution de l'énergie de compactage, et si la teneur en eau est trop faible, l'eau ne peut pas lubrifier les grains de sol.

Si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique optimal augmente et la teneur en eau optimale diminue.

IV.4.3. Compacité des classes binaires à l'optimum Proctor

Nous avons déterminé la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de chaque classe binaire par l'essai de Proctor modifié et les résultats obtenus sont présentés dans les « figures (IV.33), (IV.34) et (IV.35) » et le tableau (IV.34), ci-dessous.



Figure (IV.33). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes binaires.

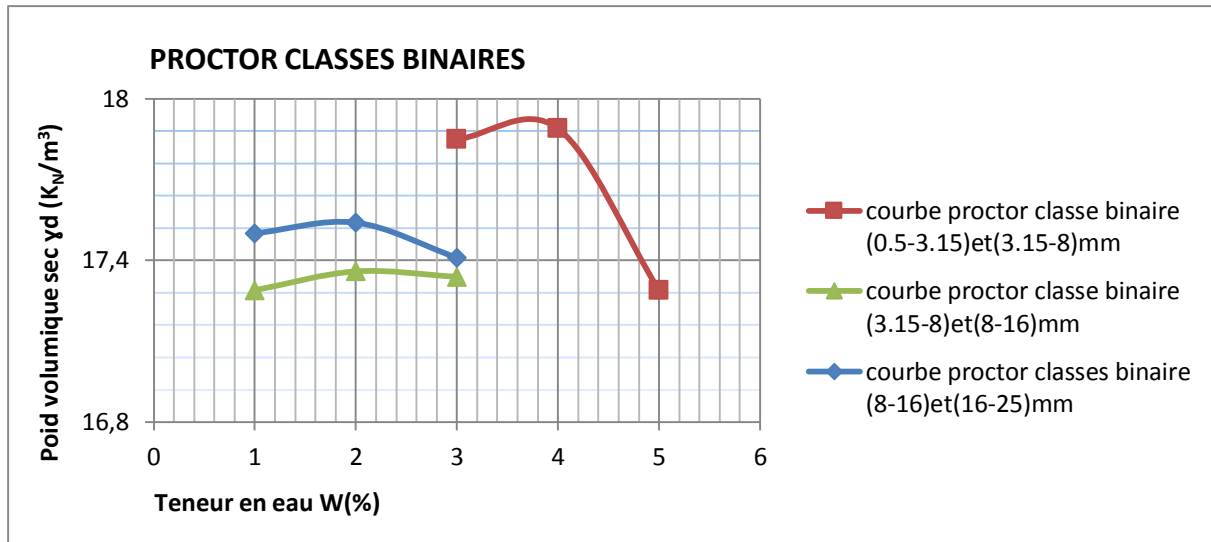


Figure (IV.34). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes binaires.

Tableau (IV.34). Teneurs en eaux optimales et les poids volumiques secs max des classes binaires.

Type de classe	Classes binaires (mm)	Teneur en eau optimale $W_{(opt)}$ (%)	Masse du matériau à l'optimum Proctor (g)	Poids volumique sec max $\gamma_d \text{ max}$ (KN/m³)
Classe B1	(0,5/3,15), (3,15/8)	3,7	4000	17,90
Classe B2	(3,15/8), (8/16)	2,2	3818	17,37
Classe B3	(8/16), (16/25)	1,9	3863	17,55

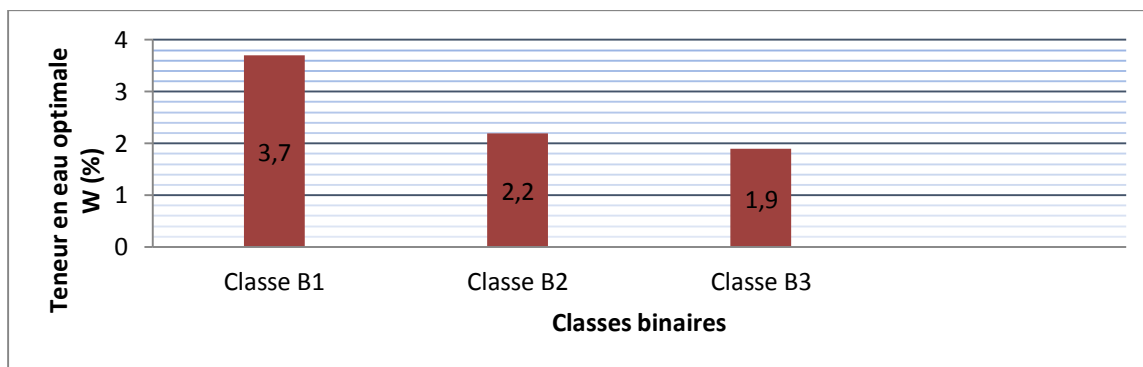


Figure (IV.35). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour 3 classes binaires.

- **Interprétation des résultats**

La classe binaire qui nous a donné la teneur en eau optimale la plus élevée est la classe B1 : classe obtenue par combinaison de deux classes élémentaires sable (0,5/3,15) et gravier (3,15/8), avec l'ordre de 3,7 (%), comparée aux autres classes binaires à base des graviers B2 et B3 qui est faible.

A partir de ces résultats, on peut conclure que :

Plus les classes binaires contiennent des grains fins plus la teneur en eau optimale augmente, donc le rôle du sable est de remplir les vides des gravillons dans un empilement binaire ce qui explique que les grains fins se logent dans les interstices laissés par les gros grains est forment un mélange homogène et une densité plus élevée.

IV.4.4. Compacité des classes ternaires à l'optimum Proctor

Nous avons déterminé la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de chaque classe ternaire et les résultats obtenus sont présentés dans les « figures (IV.36), (IV.37) et (IV.38) » et le tableau (IV.35), ci-dessous.



Figure (IV.36). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour quelques classes ternaires.

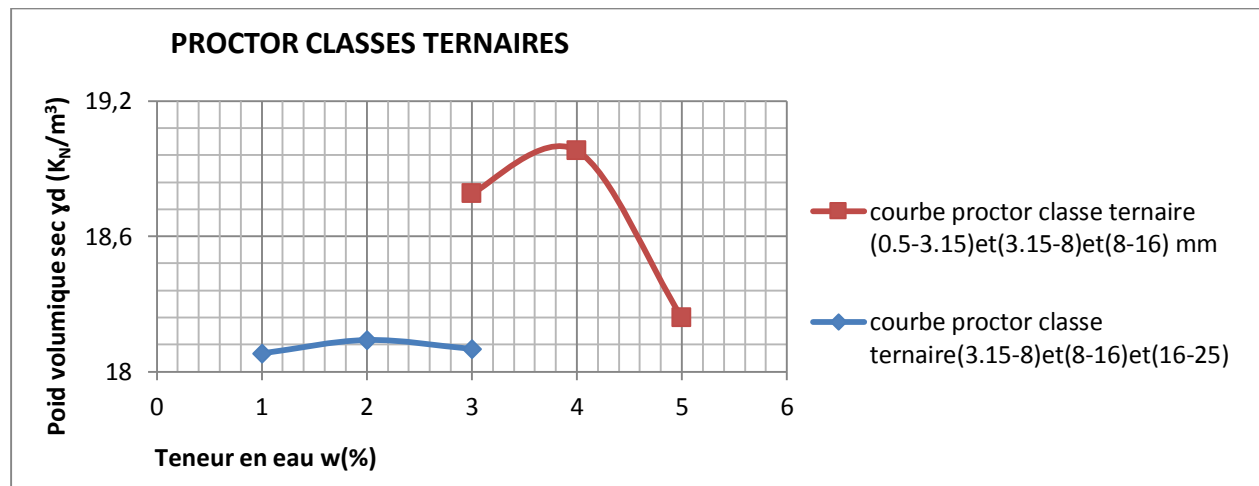


Figure (IV.37). Courbes expérimentales d'essai Proctor des classes ternaires.

Tableau (IV.35). Teneurs en eaux optimales et les poids volumiques secs max des classes ternaires.

Type de classe	Classes ternaires (mm)	Teneur en eau optimale $W_{(opt)}$ (%)	Masse du matériau à l'optimum Proctor (g)	Poids volumique sec max $\gamma_d \max(K_N/m^3)$
Classe T1	(0,5/3,15), (3,15/8) et (8/16)	3,8	4270	19,00
Classe T2	(3,15/8), (8/16) et (16/25)	2,1	3996	18,15

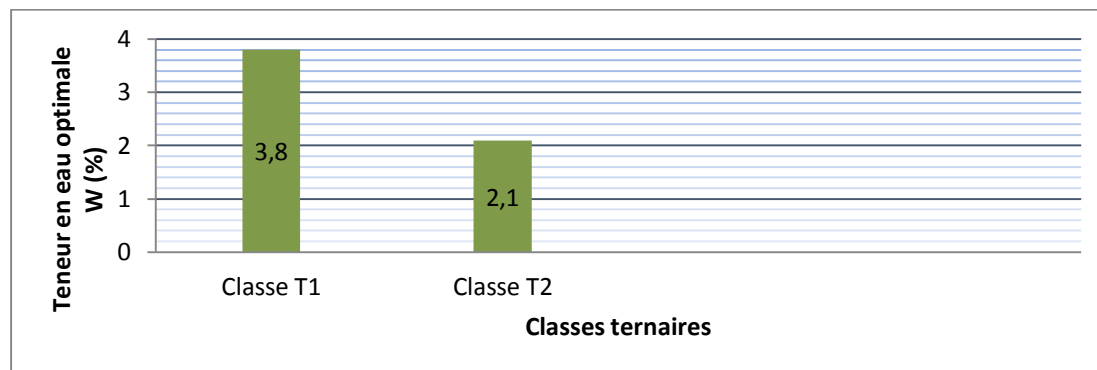


Figure (IV.38). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour 2 classes ternaires.

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la classe ternaire (Classe T1) : classe obtenue par combinaison de trois classes élémentaires, sable (0,5/3,15), et graviers (3,15/8) et (8/16) mm), qui contient plus de grains fins, donne une teneur en eau optimale de l'ordre 3,8 (%) et un poids volumique sec le plus élevé par rapport à la classe ternaire T2 qui est composée de mélange de trois classes élémentaires à l'origine de graviers.

Lorsque les proportions du mélange sont optimales, généralement il y a interférence du gros granulat sur le granulat fin, pour que la classe intermédiaire soit présente et peut assurer la continuité de la taille des grains des plus petits aux plus grands sans interruption entre les classes.

IV.4.5. Compacité de la classe quaternaire à l'optimum Proctor

Nous avons déterminé la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de la classe quaternaire et les résultats obtenus sont présentés dans les « figures (IV.39), (IV.40) et (IV.41) » et le tableau (IV.36), ci-dessous.



Figure (IV.39). Différentes étapes de l'essai Proctor modifié pour la classe quaternaire.

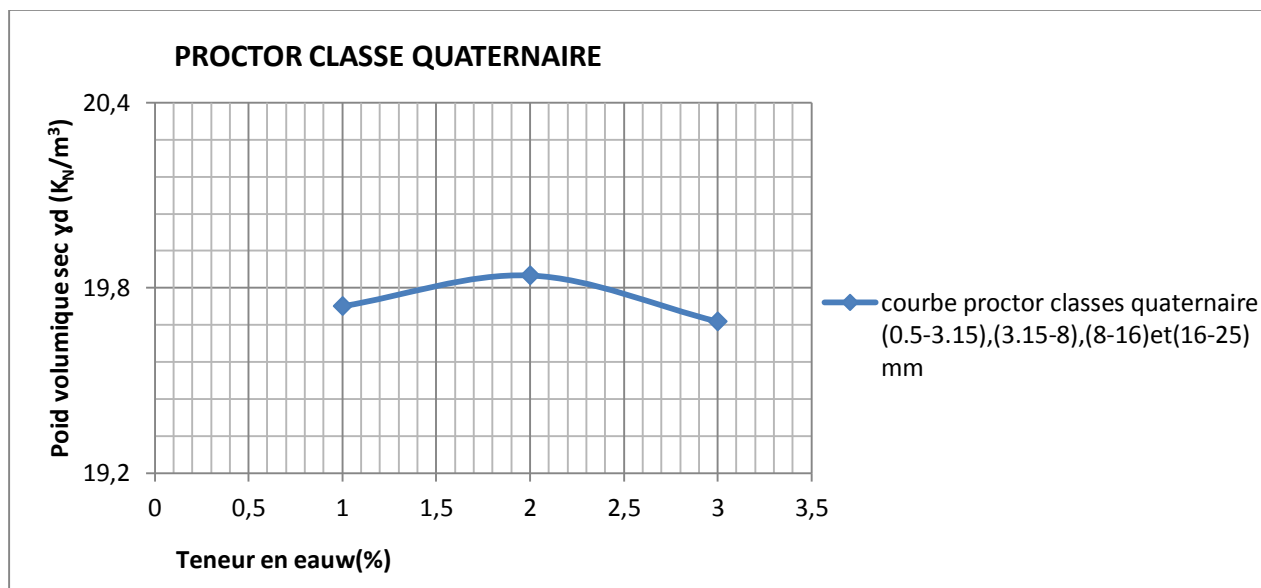


Figure (IV.40). Courbe expérimentale d'essai Proctor de la classe quaternaire.

Tableau (IV.36). Teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal de la classe quaternaire.

Type de classe	Classes quaternaires (mm)	Teneur en eau optimale $W_{(opt)}$ (%)	Masse du matériau à l'optimum Proctor (g)	Poids volumique sec max γ_d max (KN/m ³)
Classe Q1	(0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	1,9	4357	19,85

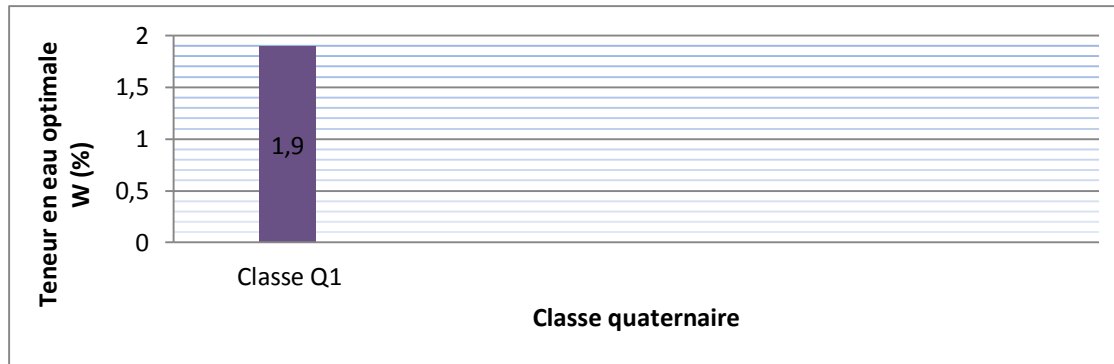


Figure (IV.41). Teneur en eau optimale à l'optimum Proctor pour la classe quaternaire.

- **Interprétation des résultats**

La teneur en eau optimale pour la classe quaternaire : Classe Q1 (classe obtenue par combinaison de quatre classes élémentaires, sable (0,5/3,15), et graviers (3,15/8), (8/16) et (16/25) mm est de l'ordre 1,9 (%).

Plus le matériau contient des mélanges de classes granulaires différentes et des formes plus régulières (sable, gravillon), plus on distingue un étalement granulométrique et plus les vides entre les grains sont réduits et plus la densité augmente.

Plus le matériau contient de gros grains de grande taille plus les vides deviennent importants et plus le matériau demande plus de grains fins pour les occuper et plus la densité augmente.

IV.5. Calcul de la compacité optimale du milieu granulaire

Durant cette étape, nous visons à optimiser la compacité des différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires). Pour la formulation des mélanges du béton compacté, nous avons utilisé l'énergie de compactage du Proctor modifié.

Pour chaque éprouvette, la compacité granulaire est calculée au laboratoire selon la forme suivante :

$$C_{opt} = (\rho_{opt}/\rho_{abs}) \quad \text{Eq. (IV.16)}$$

Avec :

$\rho_{(opt)}$: Masse volumique maximale sèche à l'optimum Proctor du matériau selon la norme [NF P 94-093] (g/cm^3).

ρ_{abs} : Masse volumique absolue du matériau (g/cm^3).

La grandeur de la compacité optimale des différentes classes granulaires est rapportée sur le tableau (IV.37) et la « figure (IV.42) », ci-dessous.

Tableau (IV.37). Compacité optimale des classes granulaires différentes à la mise en place de l'énergie de compactage

Classes granulaires		Masse volumique absolue $\rho(abs)$ (g/cm^3).	Masse volumique optimale sèche $\rho(opt)$ (g/cm^3).	Compacité optimale avec l'énergie de compactage (%)
Classes élémentaires	Classe E1 : Sable (0,5/3,15)	2,62	1,70	64,88
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	2,62	1,65	62,97
	Classe E3 : Gravier (8/16)	2,62	1,70	64,88
	Classe E4 : Gravier (16/25)	2,62	1,74	66,41
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	2,62	1,79	68,32
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	2,62	1,74	66,41
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	2,62	1,75	66,79
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	2,62	1,90	73,52
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	2,62	1,81	69,08
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	2,62	1,98	74,57

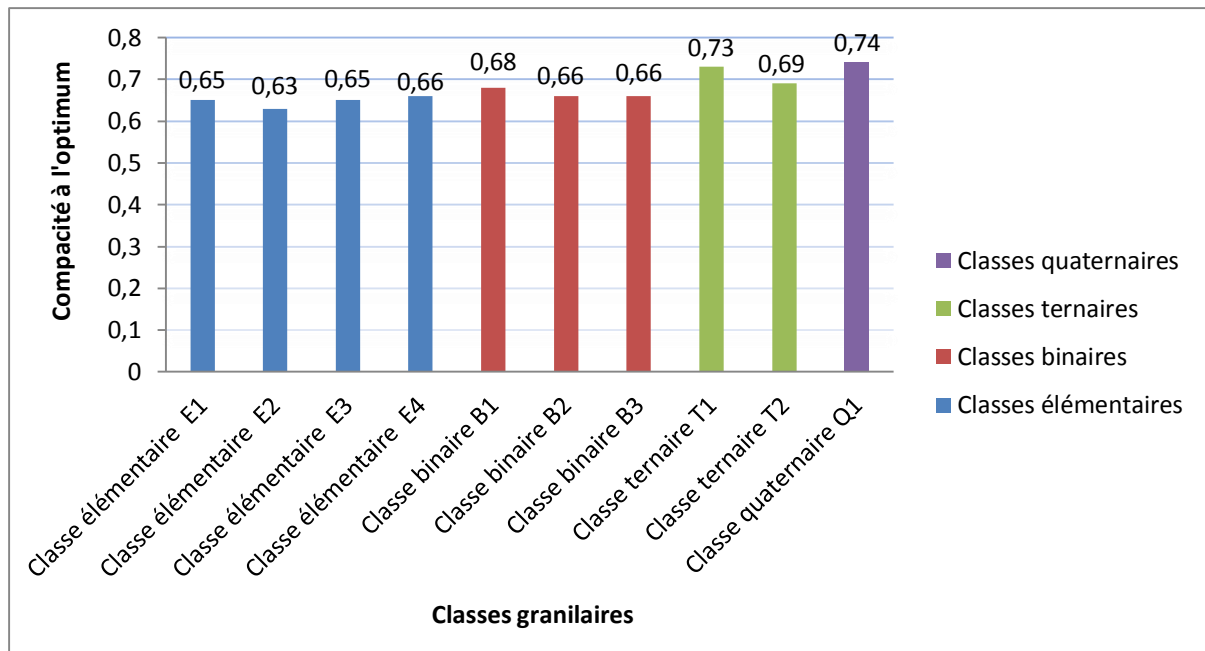


Figure (IV.42). Compacité optimale des différentes classes granulaires à la mise en place de l'énergie de compactage

IV.6. Compacité des mélanges du béton avec la méthode de formulation empirique selon les paramètres de la géotechnique

La recherche de la granulométrie d'un mélange optimal d'un BCR est fondamentale, car c'est elle qui conditionne toutes les qualités du BCR : ouvrabilité, résistance mécanique, compacité et imperméabilité, etc. Il est nécessaire de l'obtenir d'abord au laboratoire puis on l'appliquera sur chantier en déterminant les proportions d'agrégats disponibles à utiliser pour la construction routière.

Dans cette partie, la formulation a été étudiée afin de déterminer les quantités adéquates pour notre béton compacté, la méthode de formulation qui se base sur les principes de la géotechnique (compactage des sols). Cette méthode suit la relation entre la masse volumique sèche et la teneur en eau du béton. Pour obtenir une compacité du béton de qualité, il faut tester les différents mélanges granulaires avec toutes les combinaisons possibles entre les constituants disponibles puis des études de résistances seront faites sur les matériaux choisis.

IV.6.1. Compactage des mélanges avec la mise en place de l'énergie de compactage

Le compactage du Béton Compacté au Rouleau (BCR) est identique au compactage d'un sol ou d'une couche de graves en corps de chaussée, car ce matériau se comporte, lorsqu'il sort du malaxeur, comme un sol légèrement humide et sa consistance relativement "sèche" nécessite obligatoirement l'application d'un effort de compactage qui modifie fortement les caractéristiques mécaniques de ce matériau. Pour compacter le BCR au laboratoire, nous avons utilisé un procédé donnant lieu à une énergie de compactage assimilable à l'énergie donnée par un rouleau compacteur, c'est l'essai Proctor modifié suivant le mode opératoire de la norme ASTM D1557. L'objectif est donc, de réduire le volume des interstices dans ce matériau et de rapprocher les particules du granulat pour permettre à la pâte de ciment de combler les vides granulaires. Le Béton compacté, utilisé dans notre cas comme un matériau de construction des couches de base ou de roulement des chaussées, doit présenter des bonnes caractéristiques. En outre, des paramètres intéressants tel que la densité, la compacité, la résistance à la compression.

- **Formulations des bétons compactés**

Les formulations des bétons compactes sont basées sur le remplissage des vides inter granulaires par une faible pâte de liant avec la mise en place de l'énergie de compactage afin d'obtenir une compacité maximale du mélange et une meilleure performance mécanique de béton.

- **Confection des éprouvettes de béton compacté**

Pour déterminer les références de compactage d'un matériau traité avec un liant hydraulique, préparer à partir de la prise d'essai du matériau non traité, des parts pré humidifiées comme décrit au traitement sans liant hydraulique précédent et exécuter les opérations suivantes :

- Introduire la quantité de ciment correspondant au dosage visé et malaxer le mélange manuellement, ou plus avantageusement à l'aide d'un malaxeur-désagrégation, jusqu'à constatation visuelle de l'obtention d'une mouture dont la granularité est stabilisée et dont la teinte est homogène.
- Conserver le mélange ainsi obtenu dans un conteneur (sac ou boîte) hermétique durant 15 min maximum et à une température comprise entre 5 °C et 30 °C ;
- Dans notre cas, la quantité d'eau utilisée dans la composition de béton compacté est calculée à

la limite minimale, elle dépend de la teneur en eau optimale (optimum Proctor) obtenue lors des essais Proctor modifié sur les granulats et la teneur en eau de ciment (l'état limite de plasticité) obtenue dans l'essai limites d'Atterberg sur la poudre de ciment. Comme le dosage en ciment est constant, le dosage en eau nécessaire pour la mise en œuvre d'un béton dépend essentiellement de la nature des granulats (sable ou gravier) qui le constitue.

- A l'expiration de ce délai et en fonction de l'énergie de compactage considérée, compacter le mélange avec l'essai Proctor modifié suivant le mode opératoire de la norme ASTM D1557 conformément aux modalités décrites dans le présent paragraphe.

Cette manipulation a pour objet de définir et de réaliser des éprouvettes en béton hydraulique de diamètre 15,2 cm et de hauteur 11,65 cm, pour les différentes combinaisons possibles dans les moules métalliques cylindriques (15,2x32) cm, conformes à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour les différents mélanges étudiés

La « figure (IV.43) », montre quelques étapes de compactage de mélange à l'état frais selon le procédé Proctor Modifié



Figure (IV.43). Compactage des mélanges selon le procédé Proctor Modifié (ASTM D 1557)

IV.6.2. Compactage des mélanges élémentaires à l'optimum Proctor

Nous avons réalisé des éprouvettes cylindriques de diamètre 15,2 cm et de hauteur 11,65 cm du béton compacté, conformes à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour les quatre mélanges élémentaires. Les résultats obtenus sont présentés dans la « figure (IV.44) », ci-dessous.



Figure (IV.44). Epreuves du béton compacté pour les mélanges élémentaires.

IV.6.3. Compactage des mélanges binaires à l'optimum Proctor

Nous avons réalisé des éprouvettes cylindriques de diamètre 15,2 cm et des hauteur 11,65 cm du béton compacté, conformes à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour les trois mélanges binaires. Les résultats obtenus sont présentés dans la « figure (IV.45) », ci-dessous.



Figure (IV.45). Epreuves du béton compacté pour les mélanges binaires.

IV.6.4. Compactage des mélanges ternaires à l'optimum Proctor

Nous avons réalisé des éprouvettes cylindriques de diamètre 15,2 cm et des hauteurs 11,65 cm du béton compacté, conformes à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour les deux mélanges ternaires. Les résultats obtenus sont présentés dans la « figure (IV.46) », Ci-dessous.



Figure (IV.46). Eprouvettes du béton compacté pour les mélanges ternaires.

IV.6.5. Compactage de mélange quaternaire à l'optimum Proctor

Nous avons réalisé une éprouvette cylindrique de diamètre 15,2 cm et de hauteur 11,65 cm du béton compacté, conforme à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour le mélange quaternaire. Le résultat obtenu est présenté dans la « figure (IV.47) ».



Figure (IV.47). Epreuve du béton compacté pour le mélange quaternaire.

IV.7. Résistance à la compression du béton compacté

Les caractéristiques essentielles d'un béton à l'état durci est la résistance mécanique en compression à l'âge de 28 jours selon la norme [NF EN 12390- 3/4].

Le béton est un matériau qui travaille bien en compression. La connaissance de ses propriétés mécaniques est donc indispensable pour le dimensionnement et le calcul des ouvrages. La résistance mécanique en compression du béton est mesurée par l'essai de compression axiale sur des éprouvettes de béton, après les avoir surfacé à l'aide d'une machine de surfacage.

Les éprouvettes doivent rester dans le moule et être protégées contre les chocs et les vibrations pendant un minimum de 16 heures et un maximum de 3 jours [NF EN 12390-2].

Après démoulage, les éprouvettes doivent généralement être entreposées dans l'eau jusqu'au moment de l'essai à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

Après, l'essai de résistance à la compression a été réalisé à l'aide d'une presse hydraulique « figure (IV.48) ». Ces dernières ont été centrées entre les deux plateaux sur les faces latérales de moulage, après la mise en marche de l'appareil, la charge augmente automatiquement à une vitesse constante de 0.5 MPa/s , permettant aux plateaux de comprimer l'éprouvette jusqu'à la rupture. L'essai a été réalisé conformément à la norme [NF EN 12390- 3/4].



Figure (IV.48). Essai de compression sur éprouvettes cylindriques.

IV.7.1. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges élémentaires

La résistance à la compression de béton a été déterminée à 28 jours pour les éprouvettes cylindriques (15,2x11,65) cm des quatre mélanges élémentaires

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (IV.38) et la « figure (IV.49) », ci-dessous.

Tableau (IV.38). Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11,65) cm du béton compacté pour les quatre mélanges élémentaires

Eprouvettes (152x116.5) mm	Mélange élémentaire (mm)	Résistance à la compression à l'âge 28 jours R_{C28} (MPa)
mélange (E1)	(0,5/3,15)	4,206
mélange (E2)	(3,15/8)	6,593
mélange (E3)	(8/16)	4,864
mélange (E4)	(16/25)	3,783

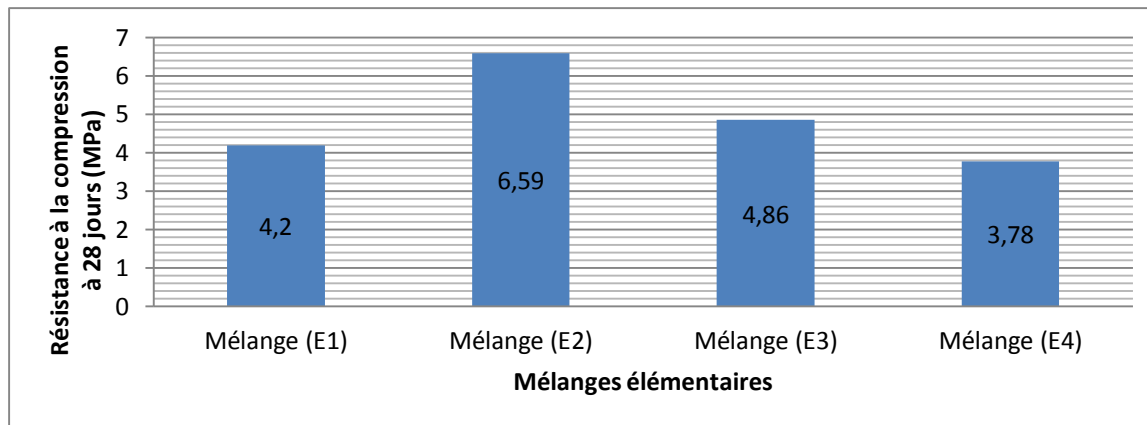


Figure (IV.49). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2 x11, 65) cm du béton compacté pour 4 mélanges élémentaires

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance à la compression de béton compacté dans l'éprouvette (E2) : mélange élémentaire (3,15/8) est élevée de l'ordre de 6,59 MPa, comparée aux autres mélanges élémentaires (E1), (E3) et (E4) qui sont faibles.

A partir de ces résultats, on peut conclure que la résistance à la compression du béton est performante dans le mélange à base des granulats de dimension moyenne entre les sables et les graviers.

IV.7.2. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges binaires

La résistance à la compression de béton a été déterminée à 28 jours pour les éprouvettes cylindriques (15,2x11, 65) cm des trois mélanges binaires. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (IV.39) et la « figure (IV.50) », ci-dessous.

Tableau (IV.39). Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes du béton (15,2x11,7) cm du béton compacté pour les trois mélanges binaires

Eprouvettes (152x116,5) mm	Mélanges binaires (mm)	Résistance à la compression a l'âge 28 jours R_{C28} (MPa)
mélange (B1)	(0,5/3,15) et (3,15/8)	9,943
mélange (B2)	(3,15/8) et (8/16)	4,125
mélange (B3)	(8/16) et (16/25)	3,497

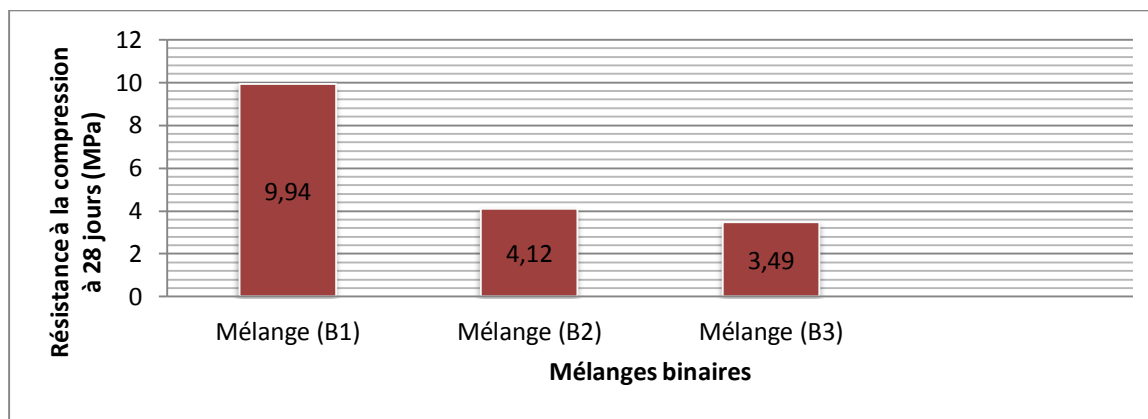


Figure (IV.50). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2 x11, 65) cm du béton compacté pour 3 mélanges binaires

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance à la compression de béton compacté dans l'éprouvette (B1) : le mélange binaire composé de deux classes élémentaires sableuse (0,5/3) et graveleuse (3,15/8) est élevée et de l'ordre de 9,94 MPa, comparée aux autres mélanges binaires à base des agrégats graviers (B2) et (B3) qui sont faibles.

A partir de ces résultats, on peut conclure que la résistance à la compression du béton est meilleure dans les mélanges composés des mélanges granulaires (sable et gravier) qui contiennent davantage de grains fins qui sont à l'origine des sables.

IV.7.3. Résistance à la compression à 28 jours pour les éprouvettes des mélanges ternaires

La résistance à la compression de béton a été déterminée à 28 jours pour les éprouvettes

cylindriques (15,2x11, 65) cm des deux mélanges ternaires. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (IV.40) et la « figure (IV.51) ».

Tableau (IV.40) : Résistances à la compression à 28 jours sur les éprouvettes (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour les deux mélanges ternaires.

Éprouvettes (152x116.5) mm	Mélanges ternaires (mm)	Résistance à la compression à l'âge 28 jours R_{C28} (MPa)
mélange (T1)	(0,5/3,15), (3,15/8) et (8/16)	12,77
mélange (T2)	(3,15/8), (8/16) et (16/25)	3,89

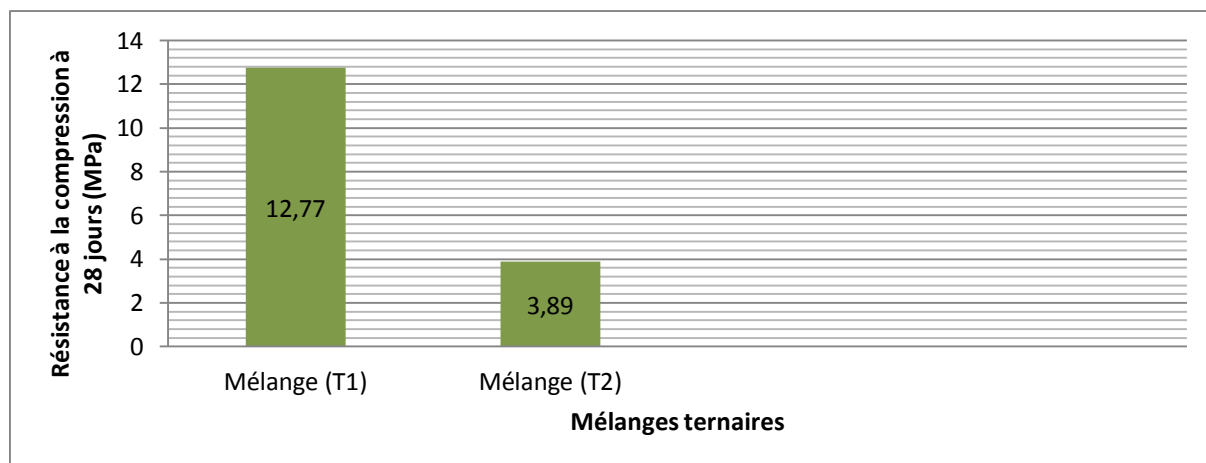


Figure (IV.51). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour 2 mélanges ternaires

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance à la compression de béton compacté dans l'éprouvette (T1) : le mélange ternaire composée de trois classe élémentaires sableuse (0,5/3,15) et graveleuses (3,15/8) et (8/16) qui est la plus élevée de l'ordre 12,77 MPa par rapport à (T2) mélange ternaire composée de trois classes élémentaires graveleuses (3,15/8), (8/16) et (16/25). Cela peut s'expliquer par la continuité de la granulométrie des agrégats (0,5/3,15, 3,15/8 et 8/16), car la distribution granulaire et la présence des éléments fins permettent un bon remplissage au squelette granulaire qui assure au béton une bonne compacité, donc une meilleure résistance mécanique.

A partir de ces résultats, on peut conclure que plus le matériau ne contient pas de gros grains (16/25), plus les vides sont réduits et sont occupés par les fines ce qui optimise le squelette

granulaire et forme ainsi un béton plus dense et compacte.

IV.7.4. Résistance à la compression à 28 jours pour l'éprouvette de mélange quaternaire

La résistance à la compression de béton a été déterminée à 28 jours pour l'éprouvette cylindrique (15,2x11,65) cm de mélange quaternaire. Le résultat obtenu est présenté dans le tableau (IV.41) et la « figure (IV.52) ».

Tableau (IV.41). Résistances à la compression à 28 jours sur l'éprouvette durci (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour le mélange quaternaire.

Eprouvettes (152x116.5) mm	Mélanges ternaires (mm)	Résistance à la compression à l'âge 28 jours R_{C28} (MPa)
Mélange (Q1)	(0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	5,730

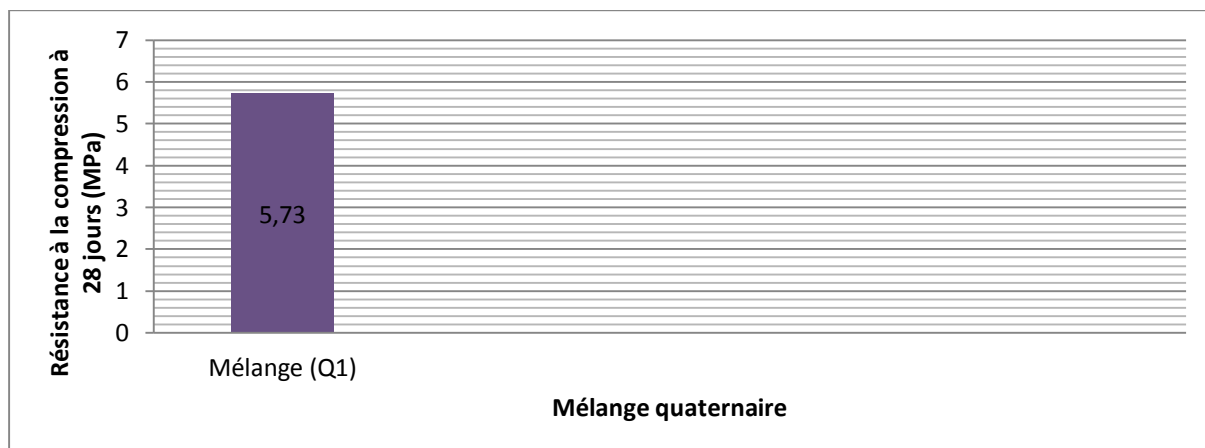


Figure (IV.52). Résistance à la compression à 28 jours sur l'éprouvette cylindrique (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour le mélange quaternaire

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance à la compression de béton dans l'éprouvette de béton compacté(Q1) : le mélange quaternaire composée de quatre classes élémentaires sableuse (0,5/3,15) et graveleuses (3,15/8) et (8/16) et (16/25) mm donne un résultat faible malgré la continuité de la courbe granulométrique des agrégats. Ceci s'explique par un mauvais remplissage du squelette granulaire qui présente un grand nombre de vides et par conséquent un béton de faible résistance et de faible compacité.

A partir de ces résultats, on peut conclure que, plus que le matériau contient de gros grains de grande taille, plus les vides seront nombreux et ne sont pas occupés par les fines, ce qui fragilise le squelette granulaire et réduit la résistance à la compression du béton.

IV.8. Discussions et interprétation des résultats

IV.8.1. Essai de compactage (Proctor modifié) sur les granulats à l'optimum

Proctor

Les résultats des essais de compactage au Proctor modifié pour les différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) ont pour le but de déterminer les teneurs en eaux optimales et les densités sèches maximales à l'optimum Proctor. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau (IV.42) et résumées sur le graphique de la « figure (IV.53) ».

Tableau (IV.42). Teneurs en eau optimales et les poids volumiques secs maximaux des différentes classes élémentaires.

Classes granulaires		Masse du matériau à l'optimum Proctor (g)	Teneur en eau optimale $W_{(opt)}$ (%)	Poids volumique sec max γ_d max (K_N/m^3)
Classes élémentaires	Classe E1 : Sable (0,5/3,15)	3773	4	17,01
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	3607	3	16,54
	Classe E3 : Gravier (8/16)	3768	2	17,07
	Classe E4 : Gravier (16/25)	3857	2	17,47
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	4000	3,7	17,90
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	3818	2,2	17,37
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	3863	1,9	17,55
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	4270	3,8	19
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	3996	2,1	18,15
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	4357	1,9	19,85

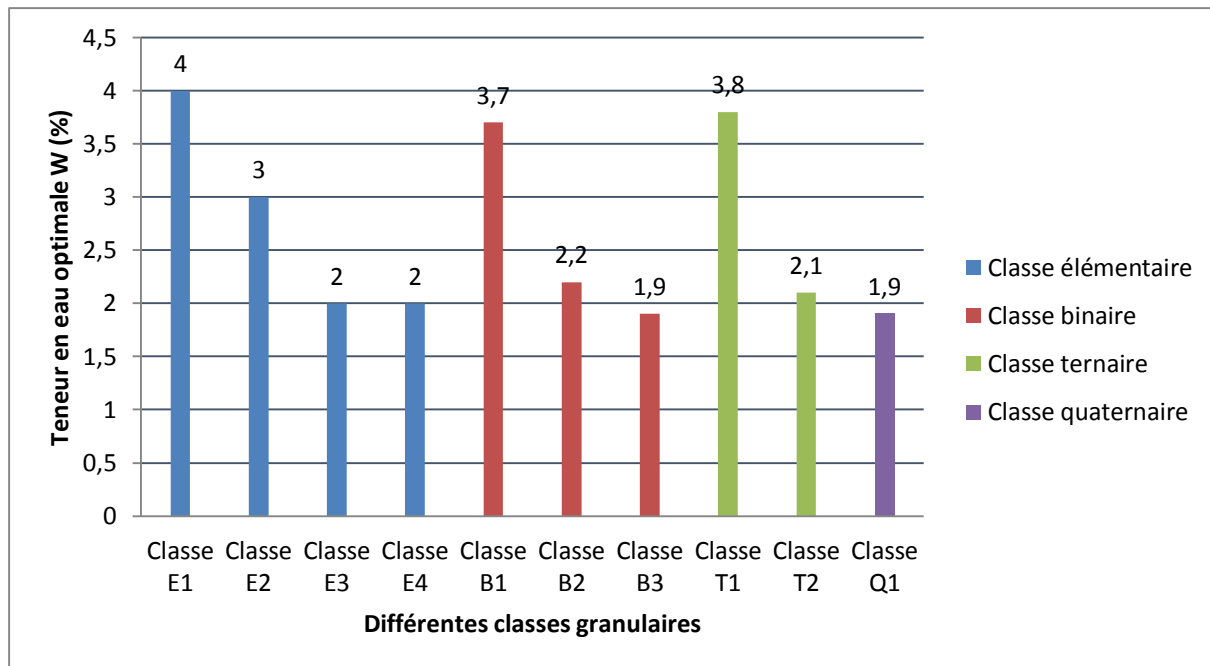


Figure (IV.53). Teneurs en eaux optimales pour les différentes classes granulaires

D'après le graphe les teneurs en eau optimales les plus élevées se trouvent sur les classes granulaires contenant ou moins une classe élémentaire sableuse (0,5/3,15) avec un pic de 4% pour la classe élémentaire (E1) et 3,8% pour la classe ternaire (T1), et de 3,7% pour la classe binaire (B1). Ceci explique l'influence des matériaux riches en particules fines (sable) ont besoin de plus d'eau pour leur hydratation en engendrant un foisonnement du mélange. On remarque aussi la classe quaternaire Q1 malgré la continuité des granulats et de taille régulière différente (sables et graviers moyen/gros). Mais la chute de la teneur en eau est remarquable. Ceci explique l'influence des gros grains de grande taille plus les vides deviennent importants et plus le matériau demande plus de grains fins pour les occuper et les hydratés.

Les teneurs en eaux optimales les plus faibles sont enregistrées par les classes granulaires contenant seulement des classes graveleuses (classes élémentaires (E2), (E3) et (E4)), et les (classes binaires (B2), (B3)) et la classe ternaire (T2). Ceci peut s'expliquer par l'absence de la classe élémentaire sableuse dans les combinaisons provoquant ainsi des diminutions de la teneur en eau. Donc le rôle du sable est de remplir les vides des gravillons dans un empilement binaire ou ternaire ; ce qui explique que les grains fins se logent dans les interstices laissés par les gros grains et forment un mélange homogène avec une densité plus élevée. Ainsi que le dosage relatif du sable par rapport au gravier (S/G) dans les classes granulaires forme des squelettes granulaires optimisés et donnant

de meilleures compacités et une bonne imperméabilité.

Les résultats de compactage montrent bien que pour les classes granulaires contenant des pourcentages importants des grains fins, sont les plus denses et les plus compactés, avec des teneurs en eau plus élevées. Ceci peut s'expliquer par l'effet du compactage qui chasse l'air dans le matériau et réduit ainsi sa perméabilité ce qui augmente la teneur en eau.

IV.8.2. Compacité granulaire sous l'effet du mode de mise en place de l'énergie de compactage

La compacité dépend du mode de mise en place de l'énergie fournie et de l'empilement granulaire du mélange. Les résultats des compacités pour les différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) avec la mise en place de l'énergie de compactage pour la formulation des mélanges de béton compacté obtenus sont présentés dans le tableau (IV.43) et résumé sur le graphique de la « figure (IV.54) » suivant :

Tableau (IV.43). L'évolution de la compacité pour les différentes classes granulaires en fonction du mode à la mise en place de l'énergie de compactage

Classes granulaires		Compacité à l'état lâche	Compacité optimale
Classes élémentaires	Classe E1 : Sable (0,5/3,15)	0,56	0,65
	Classe E2 : Gravier (3,15/8)	0,53	0,63
	Classe E3 : Gravier (8/16)	0,55	0,65
	Classe E4 : Gravier (16/25)	0,53	0,66
Classes binaires	Classe B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	0,59	0,68
	Classe B2 : (3,15/8), (8/16)	0,58	0,66
	Classe B3 : (8/16), (16/25)	0,56	0,67
Classes ternaires	Classe T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	0,64	0,73
	Classe T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	0,60	0,69
Classes quaternaires	Classe Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	0,64	0,74

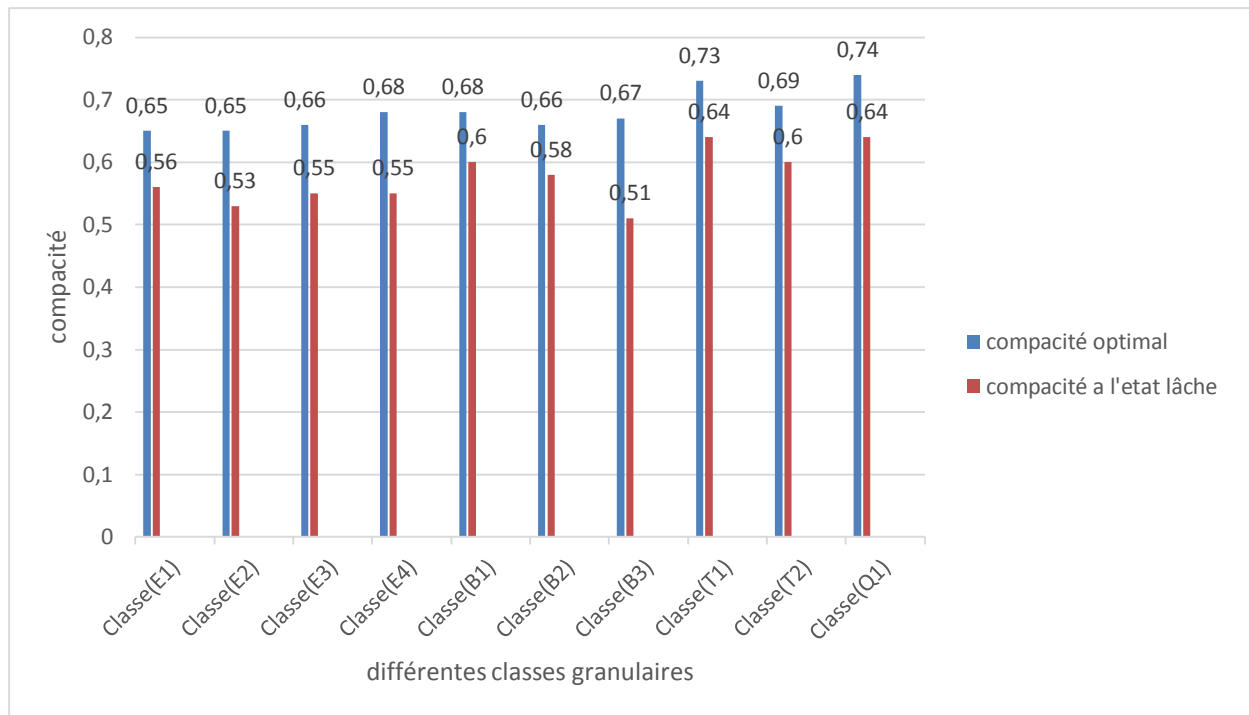


Figure (IV.54). L'évolution de la compacité pour les différentes classes granulaires en fonction du mode à la mise en place de l'énergie de compactage

Les résultats montrent que l'évolution de la compacité granulaire sous l'effet de mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié) est de l'ordre 10 ± 6 (%) pour toutes les classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires). Ceci explique que la compacité granulaire augmente en fonction de l'énergie de compactage.

Les résultats de mesure des compacités montrent bien que les valeurs optimales sont obtenues pour les classes granulaires combinées de plusieurs classes élémentaires de taille et de forme granulaire différente (sable et gravier moyen / gros) avec un taux de 73% pour la classe ternaire (T1) et 74% pour la classe quaternaire (Q1). Ceci explique la continuité des granulats, le nombre de classes granulaires et l'influence du rapport G/S et la diminution des vides inter-granulaires.

Les compacités les plus faibles sont enregistrées pour les classes élémentaires (E1), (E2), (E3) et (E4). Ceci explique l'absence de la continuité des granulats. En outre, les classes granulaires contenant les classes de gravier seul (mélanges binaires (B2), (B3) et mélange ternaire (T2)) ne présentent pas de continuité des granulats qui est dû à la défaillance de la classe sableuse.

Les résultats obtenus ont montré que les classes granulaires combinées de plusieurs classes granulaires de tailles différentes de grains composées de (sable et gravier moyen/gros) permettent d'augmenter la compacité granulaire, et par conséquent de réduire les vides inter-granulaires.

IV.8.3. Résistance à la compression à 28 jours pour les mélanges du béton compacté

Les résultats de mesure des résistances à la compression à 28 jours pour les éprouvettes cylindriques des différents mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) du béton compacté sont présentés dans le tableau (IV.44) et résumés sur le graphique de la figure (IV.55).

Tableau (IV.44). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2x11, 65) cm du béton compacté pour les différents mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires)

Eprouvettes (152x116.5) mm	Mélange du béton compacté	Teneur en ciment dosé à 200 (kg/m ³) (%)	Teneur en eau minimal de mélange du béton W (min) (%)	Résistance à la compression à l'âge 28 jours R _{C28} (MPa)
Mélanges élémentaires (E)	E1 : Sable (0,5/3,15)	10,42	5,44	4,20
	E2 : Gravier (3,15/8)	10,75	4,64	6,59
	E3 : Gravier (8/16)	10,25	3,69	4,86
	E4 : Gravier (16/25)	10,04	3,64	3,78
Mélanges binaires(B)	B1 : (0,5/3,15), (3,15/8)	9,86	5,10	9,94
	B2 : (3,15/8), (8/16)	10,15	3,84	4,12
	B3 : (8/16), (16/25)	10,02	3,60	3,49
Mélanges ternaires(T)	T1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16)	9,30	5,13	12,77
	T2 : (3,15/8), (8/16), (16/25)	9,73	3,68	3,89
Mélange quaternaire(Q)	Q1 : (0,5/3,15), (3,15/8), (8/16) et (16/25)	8,98	3,39	5,73

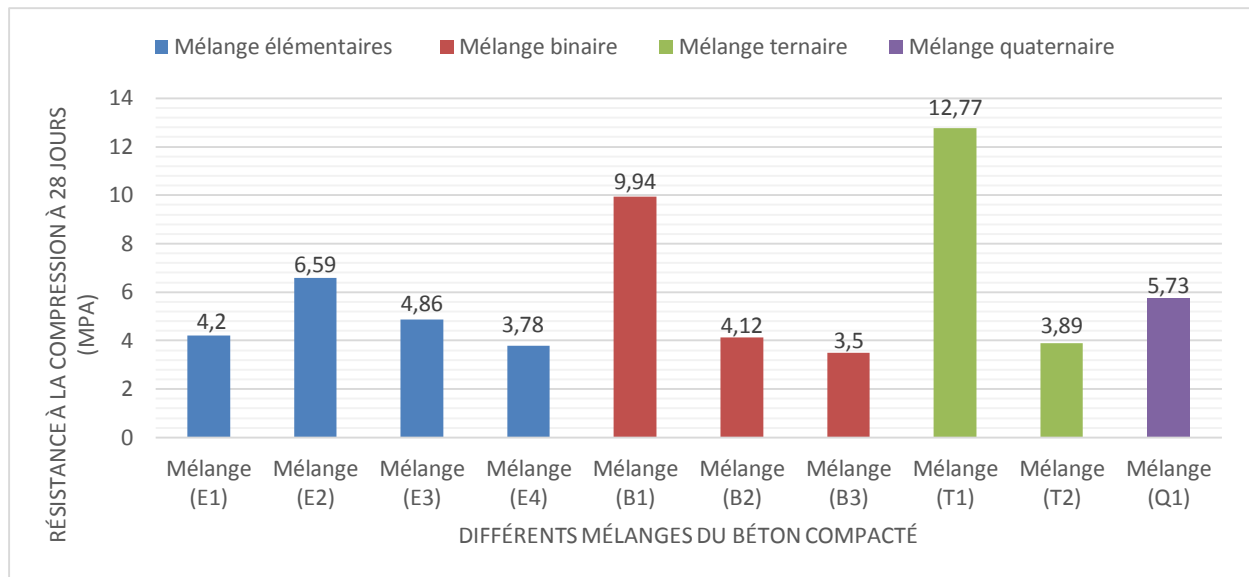


Figure (IV.55). Résistance à la compression à 28 jours sur les éprouvettes cylindriques (15,2x11,65) cm du béton compacté pour les différents mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires)

D'après les résultats obtenus, les mélanges composés de plusieurs classes élémentaires de tailles granulaires différentes (fines, sables et de graviers moyens) présentent une augmentation remarquable de la résistance à la compression à 28 jours, en particulier pour le mélange optimal (mélange (T1)) qui présente la valeur la plus élevée de l'ordre 12,77 MPa.

Les résistances à la compression les plus faibles sont enregistrées pour les mélanges composés d'une seule classe élémentaires (mélange élémentaires (E1), (E2), (E3) et (E4)) et pour les mélanges composés de plusieurs classes élémentaires de nature gravier (mélanges binaires (B2), (B3) et mélange ternaire (T2)), Ceci explique le manque de continuité des granulats qui est dû à la défaillance de la classe sableuse.

L'exception est obtenue pour le mélange quaternaire Q1 qui est composé de plusieurs classes élémentaire (fines, sables et graviers moyen /gros) et avec une classe élémentaire graveleuse de taille grande malgré la continuité des granulats. Ceci peut être expliqué par la présence de la grande taille des granulats.

Les deux rapports E/C des mélanges de bétons compactés (mélange (B1) et mélanges (T1)) sont presque égaux, mais la résistance du mélange ternaire (T1) est supérieure à celle du mélange binaire (B1), et ceci est dû à l'influence du rapport G/S et à la diminution des vides inter-granulaires dans

le mélange.

Les résultats expérimentaux obtenus ont montré que les mélanges du béton compacté à plusieurs classes granulaires de tailles différentes composées de (fines, sable et gravier moyen) permettent d'augmenter la compacité du mélange granulaire, et par conséquent de réduire les vides inter-granulaires. Cela peut s'expliquer par la continuité de la granulométrie des agrégats (0,5/3,15, 3,15/8 et 8/16), car la distribution granulaire permet un bon remplissage de l'espace inter-granulaire et minimiser au maximum le volume des vides et les granulats seront enrobés d'une mince couche de pâte de ciment. Par ailleurs, cette combinaison contribue à l'amélioration des caractéristiques mécaniques de béton (résistance à la compression).

Cependant, ces résistances à la compression sont diminuées par l'absence de sable ou gravier dans la composition du mélange. De la même manière, les résistances à la compression sont diminuées lorsque le mélange contient de gravier de grande taille. La classe granulaire (16/25) mm a été éliminée, car la présence de la proportion de grande taille des granulats dans le mélange augmente la perméabilité, ce qui a été remarquée dans l'interface pâte granulat. Ceci peut engendrer une diminution de la résistance mécanique et de la compacité du mélange. Comme dans le cas du mélange quaternaire, malgré la continuité de la granulométrie des agrégats (0,5/3,15, 3,15/8, 8/16 et 16/25), la présence de la classe granulaire de grande taille dans le mélange a influencé sur la distribution granulaire et a provoqué des vides et a donné un mauvais remplissage du squelette granulaire ce qui a augmenté le risque de ségrégation.

IV.9. Conclusion

Les résultats expérimentaux obtenus sur l'étude de la compacité des classes granulaires, nous ont permis de tirer les points suivants :

I_ Sur l'ensemble des différentes classes granulaires (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires), les résultats des compacités mesurés avec la mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié) montrent bien que les meilleures compacités granulaires obtenues sont les deux classes ternaire(T1) avec 73% et quaternaire(Q1) avec 74% sur une étendue granulaire de (0,5/3,15, 3,15/8, 8/16 et 16/25).

* Une bonne optimisation du squelette granulaire est garantie par une compacité granulaire maximale avec un bon remplissage de l'espace inter-granulaire qui est dû à la bonne distribution

et à la continuité des agrégats (sable, gravier moyen/gros) et au nombre de classes granulaires.

* L'évolution de la compacité sous l'effet du mode de mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié) nous a donné des résultats acceptables et encourageants qui laissent penser que l'optimisation granulaire par l'énergie de compactage constitue un bon outil d'étude des empilements granulaires secs pour la formation des bétons compactés.

II_ Sur l'ensemble des mélanges (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaires) effectués, la formulation finale du béton compacté qui a donné la résistance à la compression à 28 jours la plus élevée de l'ordre de 12,77 MPa est le mélange (T1), qui est obtenu par combinaison des trois classes élémentaires différentes sableuse (0,5/3,15) mm et graveleuses (3,15/8) mm et (8/16) mm. Donc le mélange ternaire a donné la compacité optimale. La classe granulaire (16-25) a été éliminée, ceci peut être d'un intérêt surtout pour la formulation des bétons compactés (problème de ségrégation).

* le choix des agrégats, la forme, la texture des granulats, la granulométrie continue (fines, sable, gravier moyen), la teneur en fines et la taille maximale des granulats influencent la qualité et les propriétés mécaniques des mélanges. Ceci est attribué à l'augmentation des contacts entre grains alors que les vides sont graduellement remplis. Avec l'augmentation de la teneur en fines, les particules plus grossières sont alors repoussées les unes aux autres et ceci va faciliter l'enrobage des granulats par la faible quantité de pâte de ciment disponible. L'ensemble forme un mélange homogène optimal qui offre les meilleures performances (compacité, durabilité, performance et une excellente résistance à la compression). Donc il devient important de maximiser la compacité du squelette granulaire en optimisant les proportions granulaires.

*La teneur en eau optimale pour les mélanges est nécessaire pour l'obtention d'une bonne compacité qui est aussi nécessaire pour assurer la durabilité du béton de ciment utilisé, tout en donnant une consistance adaptée pour une bonne mise en œuvre. Cet élément permet aussi de garantir un bon comportement du béton routier à long terme.

* L'optimisation des proportions des mélanges avec la mise en place de l'énergie de compactage (Proctor modifié) permet d'obtenir une excellente résistance à la compression malgré les faibles teneurs en ciment de ces bétons compactés. La diminution de la porosité du squelette granulaire

mène à la réduction de la teneur en particules fines.

*Le béton routier est très sollicité en service par des (sollicitations mécaniques et climatiques), il nécessite donc une résistance mécanique plus élevée ce qui requiert l'utilisation d'une quantité plus grande de liant (ciment). En plus, de la limitation du diamètre maximal des granulats à 20 mm en corps routier, le problème de ségrégation peut être évité.

*Conclusion générale et
recommandations*

Ce travail a comme principal objectif de formuler des mélanges BCR pour une application en technique routière à base des matériaux locaux, de faible teneur en eau et de faible dosage en ciment par une maximisation de la compacité du squelette granulaire en optimisant les proportions des différentes classes granulaires.

Ainsi de la partie expérimentale, nous avons retenu les points suivants :

- Les différentes granulométries sont composées soit d'une classe granulaire (mélange élémentaire), soit de deux (mélange binaire), trois (mélange ternaire) ou quatre classes granulaires (mélange quaternaire) ;
- Les densités changent en fonction des granulométries et en fonction des mélanges (élémentaire, binaire, ternaire et quaternaire),
- Les compacités varient en fonction des granulométries constituées des mélanges de classes granulaires ;
- L'utilisation de la méthode de compactage des sols est un moyen facile pour la formulation de mélange optimal du béton compacté
- Ces compacités augmentent avec la présence du ciment qui joue le rôle d'enrobage des grains et de liaison entre les différentes particules ;
- Les caractéristiques des compacités des différentes granulométries varient en fonction du nombre de classes granulaires et des fines. Plus le nombre de classes est élevé (granulométrie étalée) plus les caractéristiques sont élevées et plus la compacité est importante. A l'exception de la présence en quantité des gros granulats ;
- La résistance à la compression obtenue est inférieure à celle du béton classique ; ceci est dû à la faible quantité de ciment ajouté et à la faible teneur en eau (teneur en eau optimale) ;
- Cette résistance à la compression est jugée suffisante dans le domaine routier, car le matériau utilisé est souvent confiné entre d'autres couches verticalement et latéralement.

Ces mélanges possèdent une structure interne particulière de par leur forte proportion de granulats et leur consistance très sèche, la rapidité de mise en place, en font un matériau économiquement très intéressant pour l'industrie routière, qui est rentable et non polluante.

Recommandations

Les principales recommandations se résument comme suit :

* Le transport des granulats influe largement sur le prix de matériaux. En conséquence, on a intérêt à choisir les granulats locaux et à adapter leur emploi en fonction de l'importance de l'ouvrage.

* la courbe granulométrique doit être continue et comportant des éléments de toutes tailles (fines, sable, gravillon, etc.), un bon sable à granulométrie étalée sera utilisé et sa teneur en fines sera limitée à 15 %. L'ensemble joue un rôle important dans le remplissage de l'espace inter-granulaire et améliore le compactage et par conséquent la compacité du mélange.

*La tendance générale consiste à limiter la dimension maximale des granulats à 20 mm et même parfois moins, avec le triple objectif d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage, la mise en œuvre et le compactage plus facile et d'améliorer l'uni de surface.

*Le malaxage de la faible quantité de ciment aux matériaux inertes doit être réalisé dans un malaxeur discontinu.

* La teneur en eau doit être limitée, elle dépend de la teneur en eau optimale des granulats, du type et de la quantité de liant. Pour les mélanges BCR est en général au maximum 5 % de la masse sèche du mélange.

* Le compactage doit être très énergique pour atteindre la couche dans toute sa profondeur et doit être terminé le plus rapidement possible après la préparation du mélange (dans les 2 heures).

* Le dosage optimal du ciment doit se tenir dans un intervalle précis pour des raisons économiques et de durabilité, généralement il varie entre (60 à 300 kg/m³)

Références bibliographiques

- **Adam M. Neville, (1992)**; Propriétés des bétons, Ed. Eyrolles, 1992, 805 pages.
- **American Concrete Institute ACI 325.10R-95, (1995)**; State-of-the-art report on roller compacted concrete pavements, Manual of concrete practice, ACI manual of concrete practice, ACI, USA, 32 pages.
- **Anderson R., (1986)**; Roller Compacted pavements- Physical Properties, CBI report N°. Ra 3:86, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Sweden, pp. 18-24.
- **ASTM-D1557-07, (2007)**; "Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort Standards» AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
- **BaCaRa, P. N., (1996)**; « Le béton compacté au rouleau. » Presse ENPC, Paris: 17-25.
- **Baron J. et Lesage R., (1976)**; « La composition du béton hydraulique, du laboratoire au chantier », Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées N°64, Décembre.
- **Baron J., Ollivier J.P., (1996)**; Les bétons bases et données pour leur formulation, Edition Eyrolles, Paris, 522 p.
- **Baron J. et Ollivier J. P., (1992)**; « La durabilité des bétons », presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992.
- **Bauchy, (2007)**; Rapport de projet expérimental : étude et contrôle du chaos dans un système mécanique, ENS Cachan, France, p. 38
- **Belaïd M., (2004)**; Etude des Matériaux du Béton Compacté au Rouleau et du remblai dur, Annales de l'Equipement, Volume XIV, N° 02, Tunisie.
- **Bolomey J.C., (1925)**; « Durcissement des mortiers et bétons », Paris : Rouge et Cie.
- **Bolomey J., (1936)**; « Granulation et prévision de la résistance probable des bétons, » Bulletin scientifique de la Suisse romande, vol. 7, pp. 73-78, 1936.
- **Boukli Hacene, S.M.A., (2010)**; « Contribution à l'étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de TLEMEN » Thèse de Doctorat à l'Université de Tlemcen, Janvier, 193p.
- **Bouterfas M., (2012)**; « Optimisation de la compacité du squelette granulaires », Mémoire de magister, Faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen, Algérie, p. 66.
- **Caquot A., (1937)**; « Le rôle des matériaux inertes dans le béton », Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France, pp. 562-582, Juillet-Août.

- **Catalogue SETRA-LCPC, (1998)**; Catalogue des structures types des chaussées neuves, SETRA-LCPC, 1998.
- **Cimbéton, (2006)**; Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre, Paris.
- **Cumberland D.J., Crawford R.J., (1987)**; “The packing of particles, Handbook of powder technology”, volume 6, Elsevier.
- **De Larrard F., Belloc A., (1999)**; L'influence du granulat sur la résistance à la compression des bétons. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N°219, Janvier Février, pp.41-52.
- **De Larrard F., (1988)**; « Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances », Rapport de recherche des LPC, N° 149, Paris.
- **De Larrard F., (2000)**; « Structures granulaires et formulation des bétons », Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2000. Paris, France, p. 414.
- **De Larrard F., (2004)**; « BétonlabFree3 », Leçons, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- **Dreux Georges., (1981)**; « Nouveau guide du béton » Edition Eyrolles, 1981.
- **Dreux G., (1998)**; « Nouveau guide du béton et de ses constituants » Edition, Eyrolles - Paris-, 29-41p.
- **Dreux G. et Festa J., (1995)**; « Nouveau guide du béton et ses constituants », Editions Eyrolles, Paris, France, p. 409. (1995).
- **Dreux G. et Festa J., (1998)**; "Nouveau guide du béton et ses constituants", Edition Eyrolles, 8eme édition, 409 p., (1998).
- **Drnevich.V, E., (2007)**; A Study of Effective Soil Compaction Control of Granular Soils. West Lafayette : Purdue University.
- **EL Barrak M., (2005)**; Contribution à l'étude de l'aptitude à l'écoulement des bétons autoplaçants à l'état frais. Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, France, Juillet, p. 229.
- **ENV 206, (1999)**; Béton - Part 1 : Spécification, performances, production et conformité, Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles, Belgique.

- **ERES Consultant, (1998)**; Review of Life-Cycle Costing Analysis Procedures, étude faite pour le ministère des Transports de l'Ontario, Canada.
- **Faury J., (1944)**; Le béton : Influence de ses constituants inertes - Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers, 3^{ième} édition, Dunod, Paris, France.
- **Gabrysiak F., "Matériaux - Les Granulats - Chapitre 2"**, Académie de Nancy-Metz, http://www.ac-nancy-metz.fr/enseign/Batiment_Pro/
- **Gagne, Richard CRIB, (2004)**; Méthode de formulation et d'optimisation des mélanges de BCR. CRIB 2004.
- **Gagné R., (2000)**; High-performance roller compacted concrete for pavement - Mixture design, application and durability, International symposium on engineering materials for sustainable development, Novembre 2000, Okayama, Japon, pp. 74-88.
- **Gauthier P., Marchand J., Boisvert L., Ouellet E. et Pigeon M., (2000)**; Conception, formulation, production et mise en œuvre de revêtement en béton compacté au rouleau. Rapport de recherche interuniversitaire sur le béton CRIB, Département de génie civil, Université Laval, Canada.
- **Gauthier P. et Marchand J., (2004)**; Conception et réalisation de revêtements en béton compacté au rouleau au Québec, Association Béton de Québec (ABQ) Québec, Canada, pagination multiple.
- **German R. M., (1989)**; "Particle packing characteristics", Metal Powder Industries Federation.
- **German R. M., (1989)**; "Particle packing characteristics", Metal Powder Industries Federation.
- **Guide Technique SETRA-LCPC, (1994)**; Guide Technique, conception et dimensionnement des structures de chaussée, SETRA-LCPC, décembre 1994.
- **ISTED-LCPC., (1987)**; Le savoir-faire français en matière de compactage à faible teneur en eau des sols et matériaux des terrassements et chaussées.
- **Jean-Pierre Ollivier (2012)**; Propriétés physiques du béton et de ses constituants, Hermès – Lavoisier.
- **Jeuffroy G. et Sauterey R., (1989)**; Cours de routes, Chaussée en béton de ciment, Presse de

l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, Paris, France, pp. 29-47 et 112-133.

▪ **Jofre C., (1993);** Emploi du béton compacté dans les chaussées, Comité Technique des Routes en Bétons, Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, France.

▪ **Kantha Rao, VVLKrishnamoorthy, S., (1993);** “Aggregate Mixture for Least Void Content for Use in Polymer Concrete”, Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 15, N° 2, pp. 97-107.

▪ **Kechkar.C et Cherait.Y., (2008);** « Contribution à l'étude des empilements granulaires » ; laboratoire de génie civil et d'hydraulique (LGCH), Université 08 mai 45, Guelma, Algérie.

▪ **Marchand J., Gagné R., Ouellet E. et Lepage S., (1997);** Mixture proportioning of roller compacted concrete, Concrete Technology, Special Publication SP 171-22. pp. 457-487.

▪ **MM. Lédée Vincent, de Larrard François, Sedran Thierry, Brochu Frédérick, (2004);** [Méthode d'essai des lpc n°61, 2004].

▪ **Nader H. Amer, (2007);** Laboratory Evaluation of Fatigue Behavior of Thin Bonded Overlays on Roller Compacted Concrete Pavements, Portland Cement association, Cleveland State University, 2007, 216 pages.

▪ **Neville A. M., (2000);** Propriétés des bétons, Centre de recherche interuniversitaire sur le béton CRIB, Sherbrooke, Laval, Eyrolles, France, pp. 255-401.

▪ **Ouellet E., (1998);** Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1998, 200 pages.

▪ **Pablo Picasso., (2004);** « Dossiersrallye », N°5, France, 11 novembre 2004.

▪ **Pigeon M., Marchand J., (1996);** The frost resistance of roller compacted concrete, Concrete International vol. 18, no 7, 1996, pp. 22-26.

▪ **Ployaert CL., (2004);** Les fondations routières liées au ciment : Qualités et applications, Bulletin publié par FEBELCEM Fédération de l'Industrie Cimentière Belge.

▪ **Proctor. (1933);** Fundamental Principles of Soil Compaction. Engineering News Record.

▪ **Projet National BaCaRa 1988-1996, (1996);** Le béton compacté au rouleau. Presse ENPC, Paris, pp. 17-25.

▪ **Sarsby, R. W., (2013);** Environmental Geotechnics (2nd. Edition).

- **Sedran T et de Larrard F. (2000)** ; « Manuel d'utilisation de René-LCPC version 6.1d Logiciel d'optimisation granulaire », Septembre, p. 20.
- **Sedran T., (1999)**; « Rhéologie et rhéométrie des bétons : Application à la formulation des bétons autonivelants », Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- **Site web** de Ciment de Québec, <http://www.BCR.CC.html>
- **Site web** de Cimenterie Lafarge Algérie, <http://www.lafargealgerie.com>
- **Site Web** Association Canadienne du ciment, <http://www.cement.ca>
- **Stock A.F., Hannant D.J., Williams R.I.T., (1979)**; The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, Mag. Concr. Res., 31, N° 109, pp. 225-34.
- **Stovall.T, de Larrard F., Buil.M., (1986)**; “Linear Packing Density Model of Grain Mixtures”, Powder Technology”, vol 48,pp.1-12.
- **Taleb O., Ghomari F., Boukli Hacene, S.M. A., (2012)**; Modélisation des bétons autoplaçants par les plans d’expérience, 1st International Conférence on Civil Engineering, 8 – 9 May 2012, Laghouat University, Algeria.
- **Tremblay S., (1997)**; Méthodes de formulation de bétons compactés au rouleau et effet des agents entraîneurs d’air sur la maniabilité, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1997, 168 pages.
- **Utsi S., Emborg M., Carsward J., (2003)**; “Relation between workability and rheological parameters”, Therd International RILEM symposium on self-compacting concrete, RILEM Publication s.a.r.l, (2003) 311-322
- **Zdiri Mustapha, (2008)**; Etude de formulation et de comportement mécanique des Bétons Compactés au Rouleau (BCR): Applications routières - Cas des matériaux de gisements locaux, Thèse en cotutelle entre: L'Université d'Artois (France) et L'Université de Tunis El Manar (Tunisie).

Liste des normes:

Norme Française P18-101; NT 21.30; Granulats pour bétons /Classifications des granulats.

Norme Française P 18-560, EN 933-1;"Granulats - Analyse granulométrique par tamisage".

Norme Française P 18-540, "Granulats - Définitions, conformité, spécifications, indice de classement.

Norme Française P 18 554, "Granulats - Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux".

Norme Française P 18-555, "Granulats - Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et de la teneur en eau des sables".

Norme Française P 18-591, "Granulats - détermination de la propreté superficielle".

Norme Française P 18-598, "Granulats- Equivalent de sable".

Norme Française P 18-650-5; EN 1097-5; Détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée.

Norme Française P 18-554, "Granulats - Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux".

Norme Française P 18-555, "Granulats - Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et de la teneur en eau des sables".

Norme Française P 18-572, "Granulats - Essai d'usure Micro-Deval".

Norme Française P 18-573, "Granulats - Essai Los-Angeles".

Norme Française P 94 -051, Sols : Reconnaissance et Essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

Norme Française P 94 -093, Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal -Essai Proctor modifié.

Norme Française EN 12390-3/4; NT 21.109-4/P18-406/NT 21.113; Essai pour béton durci: résistance à la compression des éprouvettes.

Norme Française EN 12390-2; NT 21.109-2; Essai pour béton durci: confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.

Norme Française EN 1008; P 18-303; Eau de gâchage pour bétons.

Norme Française P 15-301, "Liants hydrauliques - Définitions, classification et spécification des ciments".

Norme Française P 15-301, "Liants hydrauliques - Définitions, classification et spécification des ciments".

Norme Française P 18-541, "Granulats- Granulats pour béton hydrauliques, spécifications".

Annexes

ANNEXE A :

Nous avons réalisé 10 éprouvettes cylindriques de diamètre 15,2 cm et des hauteur 11,65 cm, conformes à l'ouvrabilité et à la densité voulue lors de compactage à l'optimum Proctor pour les différents mélanges du BCR (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaire). Pour déterminer la résistance à la compression. Après finition, les éprouvettes sont démoulés et placés dans leurs environnements respectifs jusqu'à l'âge d'écrasement qui est de 28jours. Les résultats obtenus sont présentés dans la « figure (A) », ci-dessous.



Figure (A). Eprouvettes cylindriques des différents mélanges BCR (élémentaires, binaires, ternaires et quaternaire)

ANNEXE B :

Nous présentons en (ANNEXE B) un exemple de l'essai d'écrasement sur l'éprouvette cylindrique de béton compacté. Donc nous avons choisi le cas de l'éprouvette (T1) : le mélange ternaire optimal composée de trois classe élémentaires sableuse (0,5/3,15) et graveleuses (3,15/8) et (8/16) qui a donné la résistance à la compression de béton a 28 jours la plus élevée et la plus performante est de l'ordre 12,77 MPa

Le résultat obtenu est présenté dans la « figure (B) », ci-dessous.

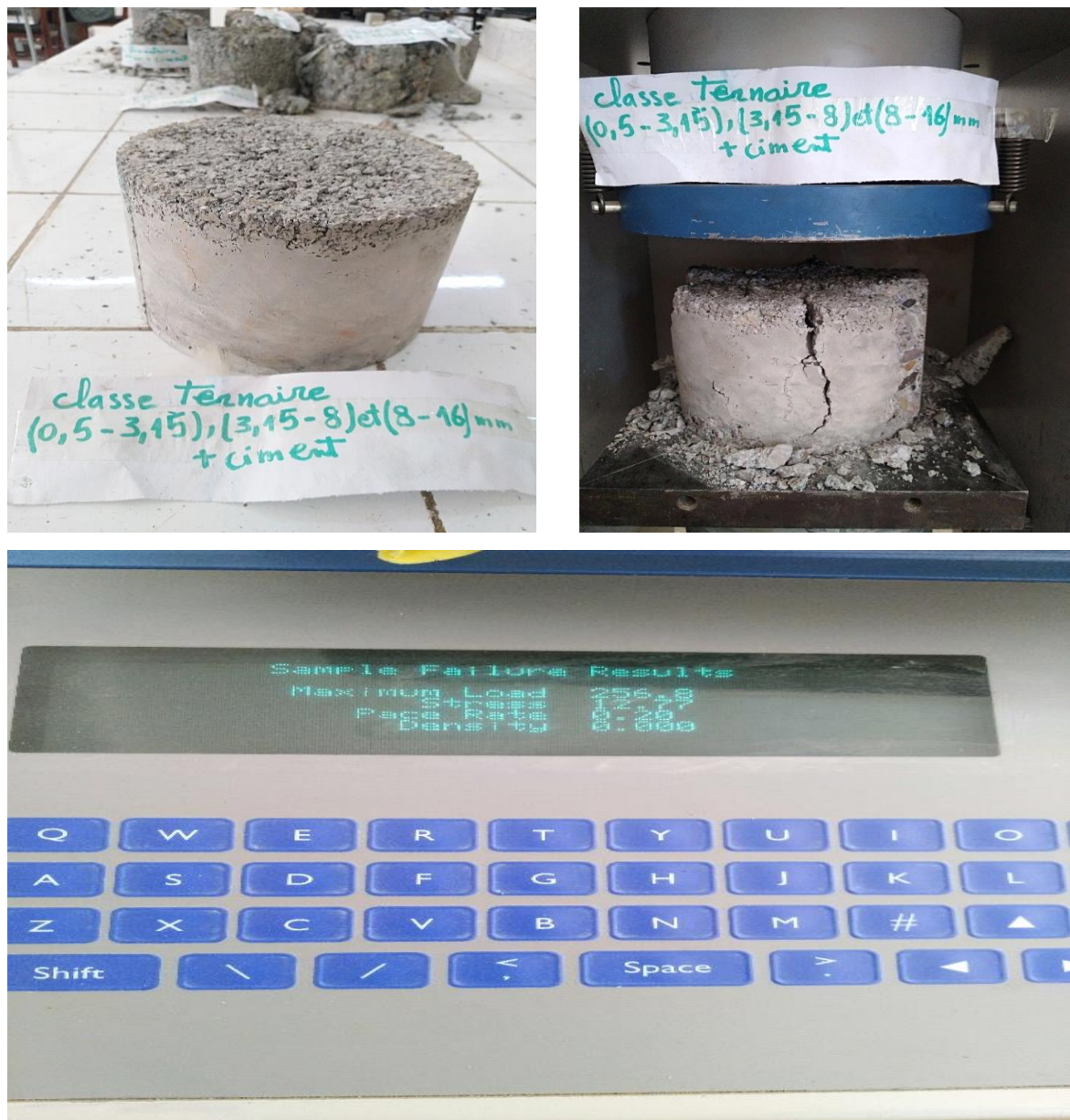


Figure (B). Essais d'écrasement sur l'éprouvette cylindrique de mélanges ternaires du BCR