

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté de Technologie
Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

**Effets des géo-composites sur le comportement des
chaussées linéaires**
Analyse expérimentale et Approche géotechnique

Réalisé par :

BENDJEMA Sarah
RAISSI Hanane

Encadré par :

Dr Lydia GUIROUS
Dr Mouloud ABDESSEMED (Université /Blida1)

Année Universitaire : 2022/2023

Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier Le Bon DIEU

De m'avoir donné la force et le courage de mener
à bien ce modeste travail.

Je tiens à dédier cet humble travail à :

A mes très chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A mes chers frères, pour leur appui et leur encouragement,

A mon doux petit, à mon neveu "Nidhal" ;

Sans oublier mon binôme « Sarah » pour son soutien moral, sa patience tout au long de ce projet ;

Pour tous les enseignants qui nous ont formé, durant tout le cursus universitaire et essentiellement, mes encadreurs respectés : Dr. 'M.Abdessemed' et 'Dr. L. Guirous' ;

.....Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Hanane

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, Quoi que je fasse ou quoi que je dise je ne saurais point vous remercier comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles ;

A mon très cher frère Zakaria qui m'a toujours soutenu ;

A tous les membres de ma famille ;

A mon binôme Hanane, qui a partagé avec moi ce projet de mémoire, mes amis qui m'ont encouragé, et à tous les étudiants de ma promotion,.... je vous souhaite plus de succès ;

Puisse Le Bon Dieu, vous donne la santé, le bonheur, le courage et surtout la réussite.

Sarah

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier "Dieu", le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, la volonté et le courage de mener à bonne fin ce travail.

Ce travail n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement du Dr Mouloud Abdessemed, Enseignant à l'Université de Blida1 et Dr Lydia Guirous, Enseignante à l'université de Boumerdes. On les remercie pour leur encadrement exceptionnel, leur patience, la rigueur et leur disponibilité durant toute la préparation de ce mémoire (surtout dans la phase expérimentale), ainsi que Dr Noureddine Ouadah (de l'Université de Blida1), pour ses interventions (dans les parties numérique et expérimentale).

On adresse aussi nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance aux responsables, cadres et techniciens du laboratoire géotechnique du LCTP d'Alger, pour leur accueil chaleureux et leur disponibilité lors de notre travail expérimental, en l'occurrence, Mr Mezaache (PDG du LCTP), Mr GUELLATI (Directeur des laboratoires), Mr Taifour Raouf (Chef de service/Blanc) et Melle Zemouchi Ferial (Ingénieur au laboratoire/Blanc) et l'ensemble du personnel.

Notre profonde reconnaissance aux responsables et cadre de la Société "Afitex-Algérie), en l'occurrence Mr Tabti (DG/Afitex-Algérie), Mr Khelifi Mossadak (Directeur à Afitex), pour leur soutien morale et matériel et l'octroi des produits géogrilles, dont on avait besoin.

Nos remerciements vont également à nos professeurs pour la qualité de l'enseignement, qu'ils nous ont prodigué au cours de ces années passées à l'université de Boumerdès.

Nos vifs remerciements aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir notre travail de mémoire.

Enfin, on tient à exprimer vivement nos remerciements avec une profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail de mémoire de master

ملخص

الجزائر لديها تراث هام للغاية على الطرق ومدارج المطارات. في معظم الحالات، يتم التأكيد على البنى التحتية الخفية التي يتألف منها هذا التراث من خلال التحميل المتكرر، بسبب حركة الشاحنات الثقيلة، بالإضافة إلى التأثيرات الديناميكية أثناء التحميل والتأثيرات المناخية الشديدة. هذا هو السبب في أننا نلاحظ التدهور وانتشار التشققات في دورات التأكل، مما يؤدي إلى فقدان رفع الهيكل، الأمر الذي يتطلب إصلاحات و / أو تعزيزات، كجزء من الصيانة الروتينية أو الصيانة الروتينية. أظهر حل طبقات الأرض الاصطناعية مزايا مقنعة للغاية أثناء تطبيقه (على مدار الثلاثين عامًا الماضية). ومع ذلك، نظرًا للأداء الميكانيكي الذي تمتلكه مركبات ألياف الكربون (CFRP)، فقد أوصي مرارًا وتكرارًا (من قبل الباحثين والخبراء) باستخدام مزيج من هذين المضافين، المعروفين باسم " الجيو-مركبات."

تفترح هذه المذكرة مساهمة في فهم الحل "إدخال مركبات الجيوجريد" وذلك بإجراء تحليل تجريبي في مخبر LCTP في الجزائر العاصمة. يتمثل العمل في إنتاج عينات، على شكل ألواح، من الخرسانة الأسمنتية، مع إدخال شبكات أرضية (عائلة من مواد البناء الجيوسينثتيك) و / أو مركبات ثنائية الاتجاه تعتمد على ألياف الكربون (CFRP) سيتم اختبار الألواح على شكل ثني "4 نقاط"، بعد اختيار التركيبات الملائمة للخرسانة المستخدمة. الهدف هو تحديد الضغوط والتشوهات تحت الأحمال الثابتة الرتيبة، وحتى التمزق، محاكاة لحالات حقيقية للأرصعة الخفية (طريق أو مطار).

الكلمات المفتاحية: طريق، التدهور، التقوية، الشبكة الجغرافية، المركب، البلاطة، الانحناء، الإجهاد، الانحراف.

Résumé

L'Algérie dispose d'un patrimoine très important de réseau routier et de pistes aéroportuaires. Dans la plupart des cas, les infrastructures linéaires composant ce patrimoine sont sollicitées par des charges répétitives, dues aux trafics des poids lourds, en plus des effets dynamiques lors du chargement est des effets climatiques extrêmes. C'est pourquoi, on observe des dégradations et des propagations de fissures sur les couches de roulement, donnant lieu à des pertes de capacité portante du corps de chaussée, ce qui nécessite, des réparations et/ou renforcements, entrant dans le cadre des entretiens courants ou de maintenances continues. La solution d'insertion des nappes de géosynthétiques, a montré des avantages très convaincants, lors de son application (durant ces trente dernières années). Cependant et vu les performances mécaniques que possèdent les composites à base de fibres de carbone (CFRP), il a été, à plusieurs fois, recommandé dans la littérature (chercheurs et experts), d'utiliser la combinaison de ces deux matériaux additifs, qu'on appelle couramment "Géogrilles-composites".

Ce mémoire de master, propose une contribution pour la compréhension de la solution "insertion des géogrilles-composites" et ce, en faisant une analyse expérimentale, au laboratoire LCTP d'Alger. Le travail consiste à confectionner des échantillons, en forme de dalles, en béton de ciment, avec l'insertion des nappes de géogrilles (famille des géosynthétiques) et/ou des composites bidirectionnels à base de fibres de carbone (CFRP). Les dalles seront testées en flexion "4 points", après avoir choisi des compositions adéquates pour les bétons utilisés. L'objectif, c'est de déterminer les forces, contraintes et les déplacements sous chargements statiques monotones, jusqu'à la rupture. Une discussion et interprétation des résultats trouvés expérimentalement sera faite, afin de se situer par rapport aux autres recherches antérieures.

Mots clés : Chaussée, dégradation, renforcement, géogrille, composite, dalle, flexion, contrainte, force, déplacement, discussion.

Abstract

Algeria has a very extensive road network and airport runways. In most cases, the linear infrastructures that make up this network are subjected to repetitive loads from heavy goods vehicle traffic, in addition to the dynamic effects of loading and extreme weather conditions. As a result, deterioration and crack propagation can be observed in the wearing courses, leading to a loss of load-bearing capacity in the pavement structure, requiring repairs and/or reinforcement as part of routine or ongoing maintenance. The solution of inserting geosynthetic layers has shown very convincing advantages during its application (over the last thirty years). However, given the mechanical performance of carbon fibre composites (CFRP), it has been repeatedly recommended in the literature (researchers and experts) to use a combination of these two additive materials, commonly referred to as "geogrid-composites".

This master's thesis proposes a contribution to understanding the "insertion of composite geogrids" solution, by carrying out an experimental analysis at the LCTP laboratory in Algiers. The work consists of making samples in the form of cement concrete slabs, with the insertion of sheets of geogrids (geosynthetics family) and/or bidirectional carbon fibre composites (CFRP). The slabs will be tested in "4-point" flexion, after choosing appropriate compositions for the concretes used. The aim is to determine the forces, stresses and displacements under monotonic static loading, up to failure. The experimental results will be discussed and interpreted in order to situate the work in relation to previous research.

Key words: Pavement, deterioration, reinforcement, geogrid, composite, dalle, bending, stress, force, displacement, discussion.

Table des matières

Résumés

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles et des abréviations

Introduction générale :.....23

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1 Introduction :.....25

I.2 Les Infrastructures linéaires :.....25

I.2.1 Importance des infrastructures linéaires :.....25

I.3 Chiffres Statistiques :.....35

I.3.1 Réseau routier :.....35

I.3.2 Réseau aéroportuaire :.....36

I.4 Les dégradations courantes dans les chaussées :.....37

I.4.1 Les déformations :.....37

I.4.2 Les dégradations courantes dans les chaussées rigides :.....37

I.5. Méthodes de réparation des chaussées :.....50

I.5.1 Renforcement des chaussées :.....52

Chapitre II : Application des géo-composites dans les chaussées

II.1 Introduction :.....54

II.2 Les géosynthétiques :.....54

II.2.1 Définitions :.....54

II.2.2 Origine des géosynthétiques :.....54

II.3 Différentes familles des géosynthétiques :	55
II.3.1 Géotextiles :	55
II.3.2 Géogrilles :	58
II.3.3 Géonets :	59
II.3.4 Géomembrane :	59
II.3.5 Géosynthétiques bentonitiques :	60
II.3.6 Géocellules :	60
II.3.7 Géofaam :	61
II.3.8 Géofilets :	61
II.3.9 Géocomposites :	62
II.4 Propriétés des géosynthétiques :	62
II.5 Rôles et fonctions de géosynthétiques :	63
II.6 Domaines d'application :	67
II.5 Généralités sur les matériaux composites :	72
II.5.1 Définition :	72
II.5.2 Composition et caractéristiques des matériaux composites :	73
II.5.3 Les principales fibres :	75
II.5.4 Avantages des matériaux composites :	76
II.5.5 Domaines d'application des matériaux composites :	77
Conclusion :	77
Chapitre III: Programme Experimental	
III.1 Introduction :	79
II.2 Programme d'essais et préparation des éprouvettes :	79
III.2.1 Matériaux utilisés :	79

III.2.2 Instruments et appareils utilisés :	89
III. 2.3 Méthodologie expérimentale :	91
III.2.3.1 Caractérisation des Matériaux :	91
III.3.2 Formulation du béton :	102
III.4 Procédures de contrôle et d'essai :	106
III. 4.1 Contrôle et essai de compression :	106
III. 4.2 Essai de flexion sur dalle :	107
III.4.3 Procédure des essais :	108
III.4.4 Formulation d'un béton ordinaire selon la méthode de Dreux-Gorisse :	115
Conclusion :	122
Chapitre IV: Résultats et discussions	
IV.1 Préambule :	124
IV.2 Présentation et nomination des dalles testées :	124
IV.2 Présentation des essais et emplacements :	127
IV.2.1 Essai de Flexion sur les dalles :	127
IV.2.2 Présentation des courbes Force- flèche :	129
IV.2.3 Evolution des fissures et modes de rupture :	134
Conclusion :	135
Conclusion générale et recommandations :	137

Liste des figures

Chapitre I : Synthèse bibliographique	26
Figure I.1 : Vue d'infrastructures de base (routières).....	26
Figure I.2: Chaussée routières à double voies	26
Figure I.3 : Piste aéroportuaire en exploitation	27
Figure I.4 : Coupe transversale d'une chaussée	28
Figure I.5 : Couches d'une chaussée souple.....	30
Figure I.6 : Couches d'une chaussée semrigide.....	31
Figure I.7: Couches d'une chaussée rigide.....	32
Figure I.8 : Couches d'une chaussée bitumineuse.....	32
Figure I.9 : Couches d'une chaussée à structure mixte	33
Figure I.10 : Couches d'une chaussée à structure inverse	33
Figure I.11: Carte routière d'Algérie	35
Figure I.12 : L'aéroport international d'Alger-Houari-Boumediene	37
Figure I.13 : Affaissement de rive	37
Figure I.14 : Flaches	38
Figure I.15 : Orniérage	38
Figure I.16 : Fissures longitudinales	39
Figure I.17 : Fissures transversales	39
Figure I.18 : Faïençage	40
Figure I.19 : Nid de poule	40
Figure I.20 : Pelade	41
Figure I.21 : Plumage	41
Figure I.22 : Ressuage	42
Figure I.23 : Fissure longitudinale	42

Figure I.24 : Fissure de coins	43
Figure I.25 : Fracture de la dalle en béton	44
Figure I.26 : Pompage identifié par les dépôts de fines	44
Figure I.27 : Décalage des parties aux niveaux des joints	45
Figure I.28 : Vue des épaufrures au niveau de la surface	46
Figure I.29 : Vue de faïençage	47
Figure I.30 : Vue d'Ecaillage.....	47
Figure I.31 : Mauvaise adhérence révélée par la présence de végétation.....	48
Figure I.32 : Réparation ponctuelle dégradée.....	49
Figure I.33 : Dépôt de gomme au niveau de piste d'envol	49
Chapitre II : Application des Géo-composites dans les chaussées	56
Figure II.1 : Nappe de géotextile et sa mise en place	56
Figure II.2 : Géotextile tissé.....	56
Figure II.3 : Géotextile non tissé.....	57
Figure II.4 : Types et formes du Géotextile tricoté.....	57
Figure II.5 : Forme et mise en œuvre des géo-tuyaux	57
Figure II.6 (a) : Géogrille uniaxiale	58
Figure II.6 (b) : Géogrille biaxiale	58
Figure II.6 (c) : Géogrille triaxiale	58
Figure II.7 (a) : Géogrille soudée en polypropylène PP	58
Figure II.7 (b) : Géogrille en polypropylène PP	58
Figure II.8 (a) : Géogrilles en verre	59
Figure II.8 (b) : Géogrille en polyester	59
Figure II.9 : Quelques modèles de géonets.....	59
Figure II.10 : Géomembrane- forme et sa mise en place	60
Figure II.11 : Géosynthétique bentonitique	60
Figure II.12 : Géocellules.....	61

Figure II.13 : Géofaam.....	61
Figure II.14 : Modèle de géofilet et son placement dans un merlon	62
Figure II.15 : Structure d'un géocomposite et emplacement	62
Figure II.16 : Fonction de séparation.....	63
Figure II. 17 : Fonction de renforcement	64
Figure II.18 : Fonction de contrôle de l'érosion	64
Figure II.19 : Fonction de filtration	65
Figure II.20 : Fonction de drainage	65
Figure II.21 : Fonction d'étanchéité	66
Figure II.22 : Fonction de protection.....	66
Figure II.23 : Un géosynthétique dans une construction routière	67
Figure II.24 : Un renforcement d'une pente par un géosynthétique	68
Figure II.25 : Un géosynthétique sous-sol compressible	69
Figure II.26 : Une nappe géosynthétique pour une construction d'un remblai	69
Figure II.27 : Une nappe géosynthétique dans une construction une pente	69
Figure II.28 : Un mur de soutènement renforcé par géosynthétique	69
Figure II.29 : À gauche contrôle d'érosion sur pente, à droite travaux achevés	70
Figure II.30 : Les trois piliers du développement durable.....	70
Figure II.31 : Schéma général d'un matériau composite	72
Figure II.32 : Familles principales des matrices	73
Figure II.33 : Principaux matériaux de renfort	74
Figure II.34 : Les structures géométriques des renforts de composites à fibres longues, fibres courtes et à particules	74
Figure II.35 : Les principales fibres	76
Chapitre III: Programme expérimental	80
Figure III.1 : Ciment utilisé "Matine"	80
Figure III.2 : A gauche sable 0/3, à droite sable 0/1	81

Figure III.3 : A gauche Gravillon 3/8, à droite gravier 8/15	82
Figure III.4: Géogrille NOTEX AC 400/30-25	84
Figure III.5 : Géogrille GLASS C 50/50-40	86
Figure III.6 : Le matériau composite utilisé (SikaWrap®-230 C/45)	87
Figure III.7 : Le matériau composite utilisé	88
Figure III.8 : Machine de compression	90
Figure III.9 : Machine de flexion	92
Figure III.10 : L'échantillon dans l'étuve	92
Figure III.11 : Lavage de l'échantillon	92
Figure III.12 : Procédure de tamisage de l'échantillon	93
Figure III.13 : Machine d'agitation	94
Figure III.14 : Manipulation de l'essai d'équivalent de sable	95
Figure III.15 : Pycnomètre rempli d'eau	95
Figure III.16 : Remplir la prise d'essai	95
Figure III.17 : Le pycnomètre dans le bain d'eau	96
Figure III.18 : Pesage de M2	96
Figure III.19 : Agitation de la prise d'essai	98
Figure III.20 : Agitation de la prise d'essai avec dosage de bleu	99
Figure III.21 : L'essai de la tâche	99
Figure III.22 : Le malaxeur avec les matériaux.....	102
Figure III.23 : Phase de l'essai du Cône d'Abrams	103
Figure III.24 : Photos prises des moules en bois.....	104
Figure III.25 : Coulage du béton à 1/3 de la base.....	104
Figure III.26 : Pose de nappe géogrille.....	104
Figure III.27 : Pose du tissu CFRP.....	104
Figure III.28 : Dallette coulée et vibrée.....	104
Figure III.29 : Démoulage des dalles après durcissement du béton.....	106

Figure III.30 : Pose des dalles dans la chambre humide.....	106
Figure III.31 : Essai de compression.....	107
Figure III.32: Schéma de flexion 04 points.....	108
Figure III.33: Machine de Flexion 04 point	108
Figure III.34 : Courbe granulométrique du sable 0/3.....	109
Figure III.35: Courbe granulométrique du sable 0/1	109
Figure III.36: Courbe granulométrique du gravillon 3/8.....	112
Figure III.37 : Courbe granulométrique du gravier 8/15.....	113
Figure III.38 : Courbe granulométrique des granulats.....	113
Figure III.39: Abaque pour l'estimation de la quantité de ciment.....	117
Chapitre IV : Résultats et discussion	
Figure IV.1: Dalle non renforcée (R).....	124
Figure IV.2: Dalle renforcée par une nappe (G1).....	125
Figure IV.3: Dalle renforcée par une nappe (G2)	125
Figure IV.4: Dalle renforcée par composite C1.....	125
Figure IV.5: Dalle renforcée par composite C2.....	125
Figure IV.6: Dalle renforcée par deux nappes (G1)	126
Figure IV.7: Dalle renforcée par deux nappes (G2).....	126
Figure IV.8: Dalle renforcée par géogrid G1 et composite C1.....	126
Figure IV.9: Dalle renforcée par géogrid G2 et composite C1	126
Figure IV.10: Dalle renforcée par géogrid G1 et composite C2.....	127
Figure IV.11: Dalle renforcée par géogrid G1 et composite C2	127
Figure IV.12 : Schéma de flexion 04 points d'une dalle	127
Figure IV.13 : Placement axé de dalle pour essai de flexion 4 points	128
Figure IV.14 : "Servo-Plus" pour lecture des résultats.....	128
Figure IV.15 : Courbe Force-flèche (Dalle R)	129
Figure IV.16 : Courbe Force-flèche (Dalle G1)	

Figure IV.17 : Courbe Force-flèche (Dalette G2)	130
Figure IV.18 : Courbe Force-flèche (Dalette C1)	130
Figure IV.19 : Courbe Force-flèche (Dalette C2)	130
Figure IV.20 : Courbe Force-flèche (Dalette G11)	130
Figure IV.21 : Courbe Force-flèche (Dalette G22)	131
Figure IV.22 : Courbe Force-flèche (Dalette C1G1).....	131
Figure IV.23 : Courbe Force-flèche (Dalette C1G2).....	131
Figure IV.24 : Courbe Force-flèche (Dalette C2G1)	131
Figure IV.25 : Courbe Force-flèche (Dalette C2G2).....	132
Figure IV.26 : Phases du comportement de flexion dalle	132
Figure IV.27 : Superposition des courbes et comparaison	133
Figure IV.28 Apparition et évolution de la fissure.....	134
Figure IV.29 Fissure de rupture lors de l'essai	134
Figure IV.30 Evolution de la fissure avec géogrid	134
Figure IV.31 Fissure avancée pour G11 et G22	134
Figure IV.32 Histogramme montrant l'évolution de la contrainte de rupture	135
Conclusion générale et recommandations	

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse bibliographique

Tableau I.1 : Classification et Caractéristiques administratives du réseau.....36

Tableau I.2 : Consistance du réseau routier d'Algérie selon le gabarit.....36

Chapitre II : Application des Géo-composites dans les chaussées

Tableau II.1 : Rôle et application des géosynthétiques.....71

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques de quelques renforts de composites.....76

Chapitre III: Programme expérimental

Tableau III.1 : Composition minéralogique de ciment.....80

Tableau III.2 : Propriétés mécaniques et physiques du ciment.....81

Tableau III.3 : Analyse chimique de l'eau de gâchage.....82

Tableau III.4 : Caractéristiques du super plastifiant Master Polyheed 3232.....83

Tableau III.5 : Les caractéristiques de géogrilles NOTEX AC 400/30-25.....85

Tableau III.6 : Les caractéristiques de géogrille utilisé.....86

Tableau III.7 : Résultats de l'analyse granulométrique du sable 0/3.....109

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse granulométrique du sable correcteur 0/1.....110

Tableau III.9 : Résultats de l'analyse granulométrique du gravier 3/8111

Tableau III.10 : Résultats de l'analyse granulométrique du gravier 8/15112

Tableau III.11 : Résultats de l'essai d'équivalent de sable pour le sable0/3114

Tableau III.12 : Résultats des essais de masses volumiques absolue et apparente.....114

Tableau III.13 : Résultats de l'essai au bleu de méthylène pour le sable 0/1114

Tableau III.14 : Résultats de l'essai au bleu de méthylène pour le sable 0/3115

Tableau III.15 : Résultats des essais Los Angeles et micro-Deval.....115

Tableau III.16 : Correspondance entre classe vraie et dénomination normalisée des ciments.....116

Tableau III.17 : Coefficient granulaire G, Méthode Dreux-Gorisse.....	116
Tableau III.18 : Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône....	118
Tableau III.19 : Dénomination des affaissements selon la Norme EN 206-1 en mm.....	118
Tableau III.20 : Correction en pourcentage d'eau en fonction de la dimension des plus gros granulats	
D_{max}.....	118
Tableau III.21 : Dimensions de la courbe de référence (OAB).....	119
Tableau III.22 : Valeur du terme correcteur K en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats.....	120
Tableau III.23 : Valeur du coefficient de compacité γ.....	120
Tableau III.24 : Composition retenue.....	122
Tableau III.25 : Vérification de la résistance du béton à 28 jours.....	122
Chapitre IV: Résultats et discussion	
Tableau IV.1. Identification des dalles testées.....	124
Tableau IV.2 : Résultats des valeurs trouvées et mesurées des essais de flexion 04 points	
.....	129
Conclusion générale et recommandations	

Liste des symboles et abréviations

PST : Partie supérieure des tassements

PL : Poids lourds

R.N : Routes nationales

C.W : Chemins de wilaya

C.C : Chemins communaux

O.A : Ouvrages d'Art

B747 : Boeing 747

UV : Rayons ultra-violets

ASTM: American Society of Testing Materials

ISO : the International Organization for Standardization

BSI : British Standards Institution

PP : Polypropylène

PE : polyéthylène

GSB : Géosynthétiques bentonitiques

DVP : Drains Verticaux Préfabriqués

TD : Thermodurcissables

TP : Thermoplastiques

PA : Polyamides

HP : Haute performance

3D : 3 dimensions

2D : 2 dimensions

HR : Haute résistance

PAN : Poly acrylonitrile

ϕ : Diamètre des fibres

ρ : Masse volumique

E : Module de Young

G : Module de cisaillement

ν : Coefficient de poisson

σ_{tr} : Résistance à la traction

CFRP : Carbon Fiber Reinforced Polymer

LCTP : Laboratoire Central des Travaux Publics

BASF : Badische Anilin- & Soda-Fabrik, Entreprise Allemande qui fabrique des produits chimiques

PH : Potentiel Hydrogène

E/C : Rapport Eau- Ciment

BPE : Béton Prêt à l'Emploi

SP : Sens Production

ST : Sens Travers

MD : Machine Direction

CMD : Cross Machine Direction

TFC : Tissu à Fibres de Carbone

W : Teneur en Eau

Ms : Masse du sable sec

Mh : Masse du sable humide

ES : Equivalent de Sable

γ : Masse volumique apparente

CLA : Coefficient Los-Angeles

LA : Los-Angeles

FC : Résistance en compression

F : Charge maximale, exprimée en Newtons

AC : Aire de la section de l'éprouvette sur laquelle la force de compression est appliqué

Mf : Module de Finesse

Rc : Refus Cumulés

MB : Bleu de Méthylène

σ_{c28} : la classe vraie du ciment à 28 jours

f_{cm} : la résistance moyenne en compression à 28 jours

C : le dosage en ciment

E : le dosage en eau

G : le coefficient granulaire

CEM II 42,5 : classe de résistance commerciale du ciment

Dmax : Dimension maximale

MFopt : Module de Finesse Optimal

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation des produits géosynthétiques est aujourd'hui très répandue dans le domaine du génie civil surtout dans le domaine de géotechnique (routes, pistes, talus, remblais, sols, etc.). Ces produits sont utilisés depuis plus d'une trentaine d'années dans différents domaines : drainage, filtrage, séparation, renforcement des talus et de chaussées, protection contre l'érosion...etc.

Au moins 20% des chaussées en Algérie sont dégradées et nécessitent un entretien continu, ce qui représente l'un des facteurs majeurs qui causent des accidents mortels chaque année. L'usage des géosynthétiques en Algérie reste très limité malgré le progrès que vient d'avoir notre pays pendant les deux dernières décennies dans le domaine des travaux publics.

Vu la grande importance du sujet et dans le cadre de l'obtention du diplôme de master, on parlera dans ce travail des effets des géosynthétiques, accompagnés de l'insertion des composites (à base de fibres de carbone), sur le comportement des chaussées linéaires accompagné d'une analyse expérimentale et approche géotechnique.

Le présent mémoire est scindé en cinq chapitres :

Le premier chapitre expose une revue bibliographique concernant les infrastructures linéaires (routières et aéroportuaires), leurs dégradations ainsi que les méthodes de réparation et renforcement.

Le second chapitre présente les divers types de géosynthétiques (géo-composites), leurs domaines et méthodes d'application et calcul.

On s'étalera sur l'investigation expérimentale réalisée au niveau du laboratoire 'LCTP d'Alger' dans le troisième chapitre en prenant en compte en détail les matériaux utilisés et le déroulement des essais des dalles confectionnées.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation et interprétations des résultats obtenus lors de la campagne expérimentale.

Enfin, on termine ce mémoire de Master par une conclusion générale et des recommandations pour les futurs travaux.

Chapitre I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Les territoires sont traversés par de nombreuses infrastructures linéaires tels que les réseaux de télécommunications, conduites de gaz, réseaux humides, lignes électriques... et d'autres infrastructures linéaires de transports routiers, ferroviaires et aéroportuaires, qui sont avec le temps vulnérables face aux dégradations dues aux sollicitations mécaniques liées au passage des poids lourds et d'autres effets climatiques (changement de température, pluie, neiges...).

La multitude de contraintes qui régissent la route amène continuellement les administrations routières à se doter et à intégrer de nouveaux outils prenant en compte les évolutions les plus récentes en matière de techniques routières. La multitude de contraintes qui régissent la route amène continuellement les administrations routières à se doter et à intégrer de nouveaux outils prenant en compte les évolutions les plus récentes en matière de techniques routières [1].

Les structures des chaussées, constituent des ensembles très complexes, ceci est dû essentiellement à un ensemble de variables qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées. Vu leur grande importance pour l'économie, le transport de biens et de personnes, ces infrastructures doivent être préservées. En cas d'apparition d'anomalies, des études sont nécessaires pour identifier les causes et trouver des solutions permettant de réparer ou de renforcer ces infrastructures.

I.2 Les Infrastructures linéaires

I.2.1 Importance des infrastructures linéaires

On désigne par infrastructure linéaire, toute infrastructure de base, caractérisée par deux dimensions (largeur et épaisseur), négligeables par rapport à la troisième dimension (longueur). Parmi les infrastructures linéaires, on distingue les infrastructures routières et autoroutières, les infrastructures aéroportuaires et les infrastructures ferroviaires [2], dont leurs assises se répartissent, généralement en conception de leur corps de chaussée en trois catégories : rigides, souples et semi rigide (ou mixte). Dans plusieurs pays, ces infrastructures sont des ouvrages stratégiques qui contribuent dans la croissance économique, qui demandent des investigations budgétaires et techniques très importantes et nécessitent une grande technicité et un savoir-faire adéquat pour leur conception, calcul et réalisation [3]. Étant donné que l'importance du réseau routier dépasse les frontières nationales, l'expansion et la modernisation du réseau routier sont essentielles pour accroître les performances économiques (Figure I.1). Par conséquent, une infrastructure routière de mauvaise qualité constitue un obstacle aux investissements étrangers dans les pays qui dépendent en termes de performance économique et d'amélioration de la compétitivité [4].



Figure I.1. Vue d'infrastructures de base (routières)

I.2.2 Les chaussées routières et aéroportuaires

I.2.2.1 Définition de la chaussée

La chaussée est une structure, qui va d'une rive à l'autre, aménagée sur le sol ou sur un ouvrage ; dans le but d'assurer la circulation des personnes, des véhicules, engins, aéronefs... Il existe plusieurs types de chaussées, dont : les chaussées routières et aéroportuaires.

a/ Les chaussées routières

Une chaussée routière est la partie d'une route, comprenant les différentes voies de circulation destinées à la circulation des différentes catégories de véhicules motorisés et non motorisés : voiture, camion, cycliste, moto, bus, scooter, trottinette électrique, etc. Les chaussées peuvent être séparées par du marquage au sol ou par des aménagements de sécurité spécifiques (Figure I.2).



Figure I.2. Chaussée routière à double voies

b/ Les chaussées aéroportuaires

Les chaussées aéroportuaires comprennent toutes les aires de mouvement d'un aéroport, c'est à dire toutes les infrastructures aménagées en vue des opérations de décollage et d'atterrissage des aéronefs, ainsi que de leurs évolutions au sol ou leur stationnement. On distingue l'aire de manœuvre, qui comprend la ou les pistes et les voies de relations, et l'aire de trafic destinée à recevoir les aéronefs pendant les opérations d'escale (Figure I.3). L'aire de trafic comprend les voies de desserte et les aires de stationnement. Ces infrastructures présentent la particularité, comparativement aux chaussées routières, de recevoir un trafic modéré en volume mais plus contraignant pour les chaussées du point de vue des charges appliquées [5].



Figure I.3. Piste aéroportuaire en exploitation

I.2.2.2 Constitution de la structure de chaussée

Une chaussée représente toute structure multicouche, souvent complexes, mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. Ce sol support est généralement surmonté d'une couche de forme. Pour le corps de la chaussée nommé couches de forme, il se compose de deux types de couche : les couches d'assise et la couche de surface. L'assise de la chaussée, quant à elle, est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation et par-dessus ; la couche de base. Ces couches, généralement constituées de matériaux liés, permettent à la chaussée de résister mécaniquement aux charges induites par le trafic.

Quant à la couche de surface, elle est constituée de la couche de roulement (ou d'usure) qui subit directement les agressions du trafic et du climat. Une couche dite de liaison est parfois intégrée entre la couche de roulement et la couche de base de l'assise ; elle permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers. La couche de roulement et la couche de liaison constituent la couche de surface d'une chaussée [6] ; (Figure I.4) :

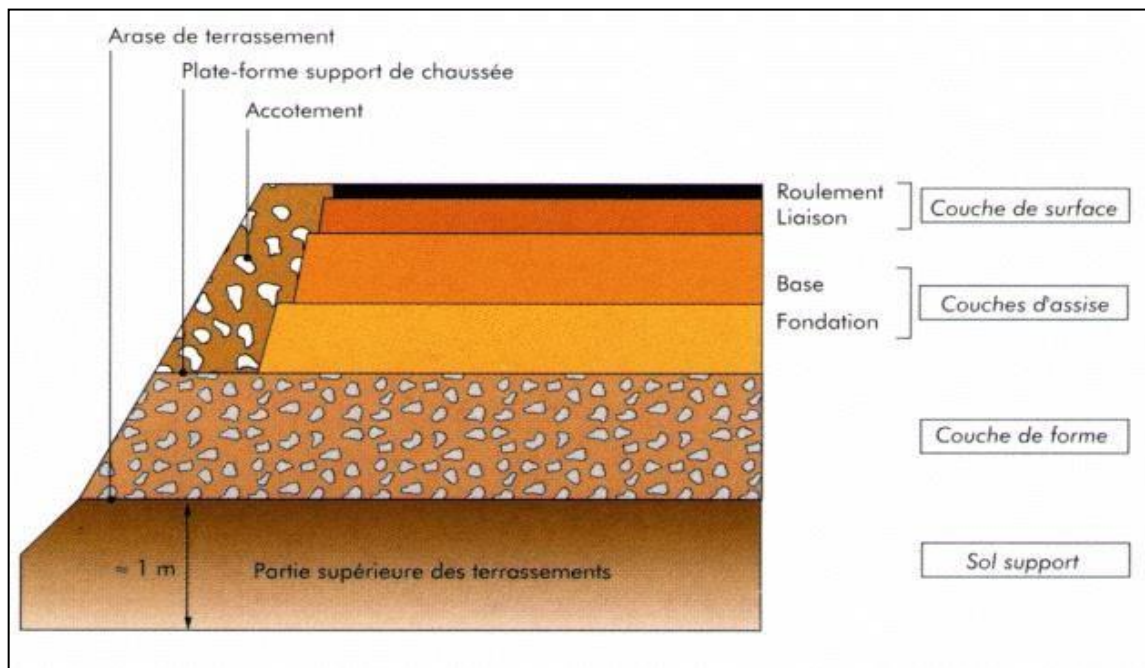


Figure I.4. Coupe transversale d'une chaussée [7]

Les fonctions des couches composant la structure des chaussées sont résumées dans les sections suivantes :

a/ La plate-forme support :

La plate-forme support de chaussée : est généralement constituée de deux parties. Elle sert, comme son nom l'indique comme support de chaussée. La plate-forme support de chaussée est généralement constituée de bas en haut par :

- Partie Supérieure des terrassements (PST) : Représentée par les sols en place (déblai) ou les matériaux rapportés (remblai). Elle a une épaisseur d'environ 1,00 m. la surface de la PST, est appelée l'arase terrassement.
- Couche de forme : Couche de matériaux destinés à homogénéiser et à améliorer la portance de la couche support. C'est une couche de transition entre l'arase et la chaussée, elle est d'environ 15 à 45cm.

Le rôle de la plate-forme est de :

- Permettre la traficabilité nécessaire aux engins de chantier.
- Assurer une portance à court terme, nécessaire à l'obtention de la qualité décomptage ou de densification des matériaux du corps de chaussée, mais également à long terme ;
- Protéger le sol naturel contre le gel lors d'hiver rigoureux, et la partie supérieure des terrassements contre les intempéries lors du chantier de construction de la chaussée ;

b/ La couche d'assise :

La couche d'assise est généralement composée de deux couches : la couche de fondation et la couche de base, leur rôle est de répartir les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

- La couche de fondation : Elle est composée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm, elle répartit les contraintes induites par le trafic à un taux compatible avec les limites admissibles du sol support.
- La couche de base : qui est la plus proche de la couche de surface, elle est formée de gravier 0/25 et bitume et d'une épaisseur de 20 cm, elle reçoit des contraintes et des déformations.

c/ 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).
- 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 [7].

I.2.2.3 Dimensionnement de la chaussée

Le dimensionnement d'une chaussée neuve (ou l'élargissement d'une voie), fait intervenir la vocation de la voie, le trafic poids lourds (PL), l'agressivité du trafic PL et le coefficient d'agressivité, la durée de service, le classement géotechnique des sols naturels, l'état hydrique du sol support sensible à l'eau, le type d'hiver et l'indice de gel, la vérification au gel/dégel. L'objectif premier des méthodes de dimensionnement des chaussées est : de fixer les règles qualitatives et quantitatives ; permettant de choisir et concevoir le profil vertical des structures de chaussée, compte tenu des données des projets (durée de vie, trafic annuel, climat,

contraintes de réalisation, etc...) ; ainsi que de la politique économique des maîtres d'ouvrage (investissement initial, budget d'entretien/renforcement) [8].

I.2.2.4 Les types de chaussées :

Il y a une grande diversité de structures de chaussées, que l'on classe dans les familles suivantes :

- Les *chaussées souples*, dont les matériaux ne sont pas traités par un liant ;
- Les *chaussées semi-rigides épaisses*, dont les matériaux sont traités avec un liant hydraulique (ciment, laitier, cendre volante) ;
- Les *chaussées rigides*, qui sont réalisées en béton de ciment ;
- Les *chaussées bitumineuses épaisses*, dont les matériaux sont traités avec un liant hydrocarboné (bitume) ;
- Les *chaussées à structure mixte*, alliant une couche traitée aux liants hydrauliques et une couche traitée aux liants hydrocarbonés ;
- Les *chaussées à structure inverse*, alliant une couche traitée aux liants hydrauliques, une couche traitée aux liants hydrocarbonés et une couche non traitée [6].

a/ Les chaussées souples :

Les chaussées souples : ont une épaisseur comprise entre 30 et 60 cm. Elles se composent d'une couche de surface en matériaux bitumineux, posée sur une assise en matériaux granulaires non traités disposés en une ou plusieurs couches (Figure I.5).

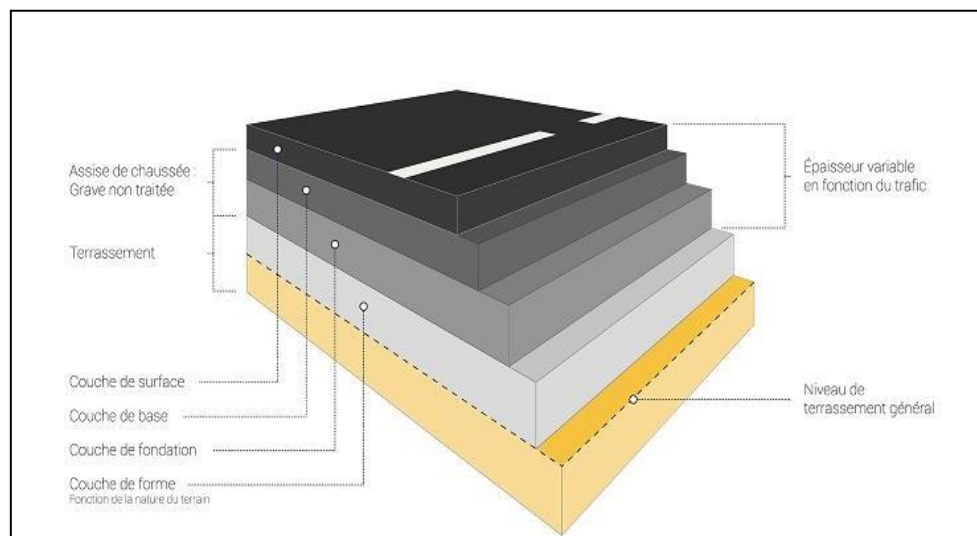


Figure I.5. Couches d'une chaussée souple [9]

b/ Les chaussées semi-rigides :

Les chaussées à assise semi-rigide : traitées aux liants hydrauliques comportent une couche de surface bitumineuse ; posée sur une assise de 20 à 50 cm d'épaisseur en matériaux traités aux liants hydrauliques. Ce type de chaussée présente un fort risque de retraits thermiques qui peut générer des fissures dans sa couche d'assise qui peuvent remonter jusqu'à la couche de surface, entraînant une perte d'étanchéité à cause des crevasses (Figure I.6).

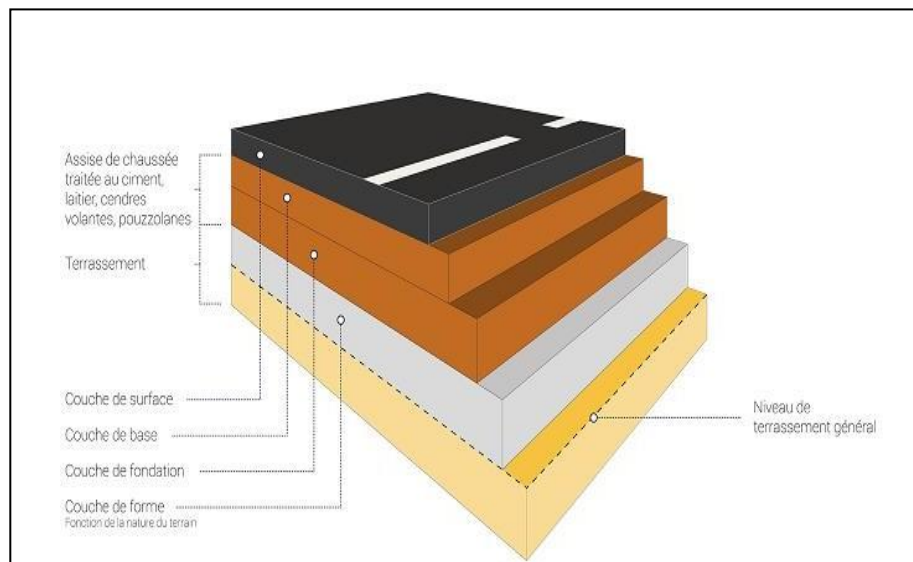


Figure I.6. Couches d'une chaussée semi-rigide [9]

c/ Les chaussées rigides :

Il s'agit d'une chaussée rigide : composée de trois couches : *une couche de roulement, une couche de fondation et une couche de forme*. La composition de ce type de chaussée assure l'absorption des efforts en limitant leur transmission au niveau du sol support. Elles existent en quatre versions :

- *Dalles non goujonnées avec fondation :*

Elles sont constituées de dalles de béton de ciment de 20 à 28 cm sans armature, reposant sur une fondation en béton maigre (12 à 18 cm), ou en matériaux traités au liant hydraulique (15 à 20 cm).

- *Dalles goujonnées avec fondation :*

Elles sont constituées de dalles béton de ciment de 17 à 23 cm (avec armatures de liaison entre les dalles), reposant sur une fondation en béton maigre (14 à 22 cm).

- *Dalles sans fondation :*

Elles sont constituées de dalles de béton de ciment de 28 à 39 cm, qui reposent sur une couche drainante en matériaux granulaires ou sur un géotextile.

- *Dalles en béton armé continu* (avec aciers filants sur toute la longueur de voirie) :
 - *Type A* : Dalle de béton de ciment (16 à 24 cm), reposant sur une fondation en béton maigre de 12 à 14 cm.
 - *Type B* : Dalle de béton de ciment (18 à 24 cm), reposant sur une assise en matériaux bitumineux de 5 cm et une fondation en sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm) (Figure I.7).

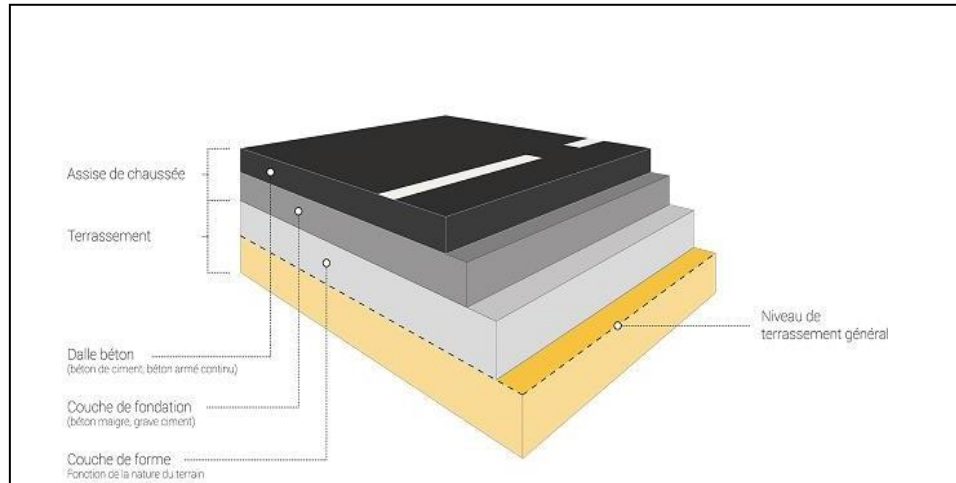


Figure I.7. Couches d'une chaussée rigide [9]

d/ Les chaussées bitumineuses épaisses :

Les chaussées bitumineuses épaisses : disposent d'une assise en matériaux traités aux liants hydrocarbonés sur une épaisseur de 15 à 40 cm, placée sous un revêtement bitumineux. Les matériaux d'assise relativement rigide permettent de répartir les contraintes verticales tout en réduisant les efforts au niveau du support (Figure I.8).

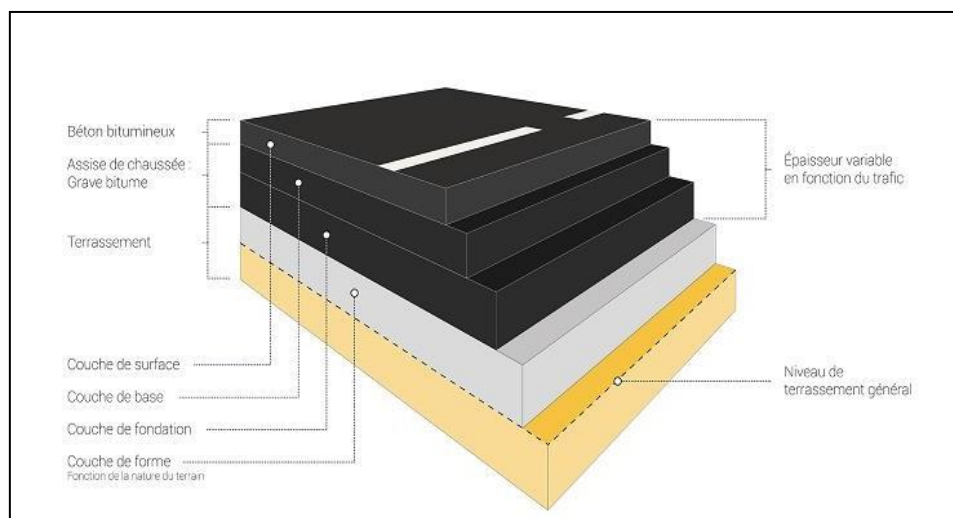


Figure I.8. Couches d'une chaussée bitumineuse [9]

e/ Les chaussées à structure mixte :

Les chaussées à structure mixte sont : composées de matériaux bitumineux à la fois pour la couche de surface et la couche de base. Ce type de chaussée repose sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques permettant de répartir les efforts afin de les atténuer au niveau du support (Figure I.9).

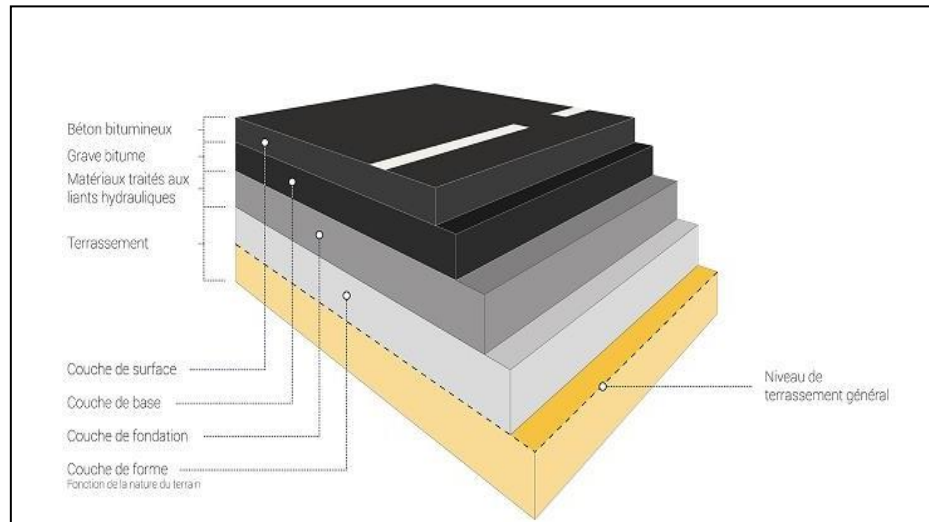


Figure I.9. Couches d'une chaussée à structure mixte [9]

f/ Les chaussées à structure inverse :

Les chaussées à structure inverse sont réalisées en trois couches : *une couche de surface* en matériaux bitumineux qui joue un rôle d'étanchéité, *une couche granulaire* destinée à absorber les fissures de la couche de fondation, et enfin *la couche de fondation*, réalisée en matériaux traités aux liants hydrauliques, destinée à répartir les efforts et les contraintes au niveau du sol support (Figure I.10).

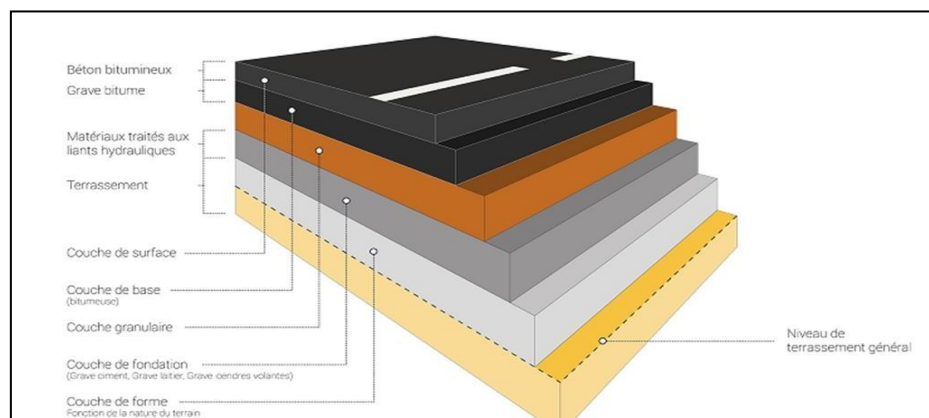


Figure I.10. Couches d'une chaussée à structure inverse [9]

I.2.2.5 Comportement des différents types de chaussées

a/ Les chaussées souples :

Leur composition et leur épaisseur font que les efforts dus au trafic sont directement transmis au sol support avec une faible répartition latérale. La tenue dans le temps est fortement influencée ; par la qualité du sol support et notamment son comportement en période hivernale (ou humide). La qualité de l'étanchéité de la couche de roulement et du drainage de la partie supérieure de terrassement sera déterminante. Une période de sécheresse prolongée peut aussi entraîner une remontée de fissures.

b/ Les chaussées bitumineuses épaisses :

La qualité de ce type de structure ; tient essentiellement à la qualité du collage entre les différentes couches de matériaux bitumineux. La relative rigidité des matériaux permet de répartir les contraintes verticales ce qui réduit sensiblement les efforts au niveau du sol support. Les déformations observées en surface sont liées essentiellement au fluage, favorisé par de fortes chaleurs et un trafic lourd lent. Les fissures apparaissent après les efforts de traction en fond de couche engendrés par les contraintes répétées, d'où l'importance du collage qui permet de transmettre les efforts de traction en partie basse de la couche la plus profonde.

c/ Les chaussées à assise semi-rigide traitée aux liants hydrauliques :

Le traitement des matériaux leur donne une rigidité ; qui permet de répartir les efforts verticaux et ainsi de ne pas affecter le sol support. Le manque d'adhérence entre les différentes couches entraîne des contraintes de traction en partie basse de chacune d'entre elles. De plus, ces matériaux sont sujets aux retraits thermiques et de prises ; créant des fissures qui peuvent remonter en surface jusqu'à la couche de roulement. Les conséquences sont une perte d'étanchéité qui peut conduire à une affectation du support avec des déformations et une perte de portance.

d/ Les chaussées à structure mixte :

La structure de ces chaussées permet, à *la couche de fondation rigide* et aux matériaux traités aux liants hydrauliques, de diffuser les efforts dans le sol support. Les couches en matériaux bitumineux assurent l'uni de la couche de roulement et ralentissent les remontées de fissures, grâce à leur relative souplesse et à leur épaisseur.

e/ Les chaussées à structure inverse :

Les trois couches de ce type de structure ont toutes un rôle spécifique. *La fondation* traitée aux liants hydrauliques permet de répartir les contraintes sur le sol support. *La couche granulaire* a pour fonction d'absorber les fissurations de la couche de fondation et ainsi d'empêcher les remontées de fissures jusqu'à la couche de roulement. *La couche de roulement* assure l'étanchéité et l'uni de l'ensemble.

f/ Les chaussées en béton de ciment :

Ces structures rigides absorbent les efforts et en transmettent peu au sol. Le principal inconvénient est « l'effet de poutre » du béton, dont la partie basse soumise à des efforts de traction peut être fragilisée, sauf si ces efforts sont compensés par des armatures métalliques. La dilatation du béton peut également provoquer des fissures, si le phénomène n'est pas maîtrisé par la mise en place de joints de dilatation ou de pré-fissuration. Enfin l'uni de ce type de chaussées les rend bruyantes. Traditionnellement les matériaux de fabrication des chaussées sont les granulats, le bitume, le béton. Les nouvelles filières de l'économie circulaire valorisent de nombreux déchets, comme les bétons de démolition, les matériaux d'anciennes chaussées, les mâche fers issus des usines d'incinération des déchets urbains, les granulats de plastique. Ces matériaux sont de plus en plus utilisés pour remplacer les matériaux de carrière dans les chaussées [9].

I.3 Chiffres Statistiques

I.3.1 Réseau routier

La route joue un rôle de première importance, car dans notre pays 90% du volume des échanges (de personnes et de marchandises) se font par transport routier. Cela reflète la prédominance du mode de transport routier par rapport aux autres modes. On comprend, dès lors, tout l'intérêt que représente le développement du réseau routier ainsi que sa sauvegarde. Le réseau routier qui irrigue notre pays comporte aujourd'hui 133 741 Km de routes, dont 101 925 Km sont revêtus, soit 77% du réseau et 12000 ouvrages d'art [10] (Figure I.11).

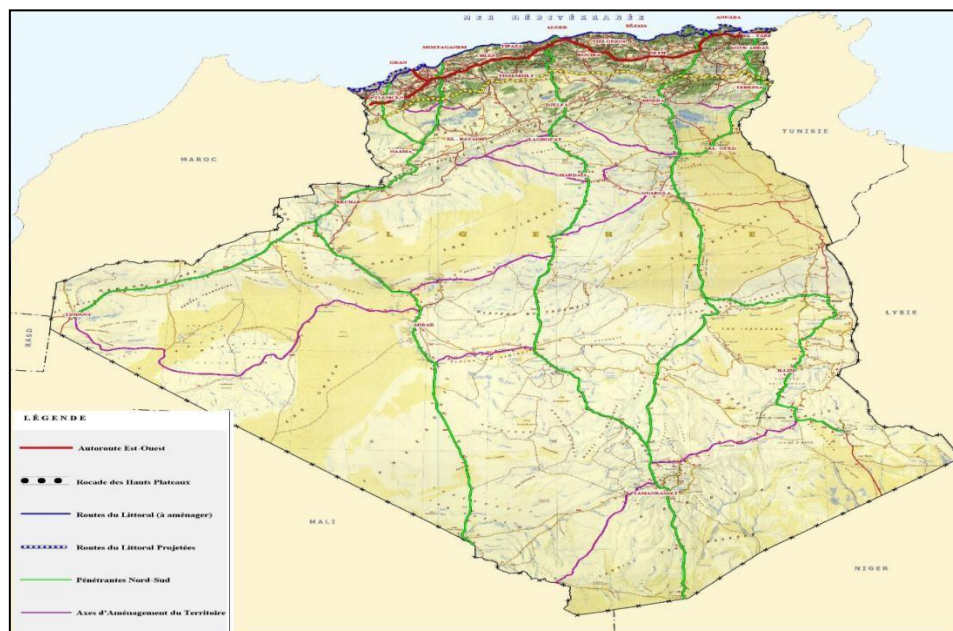


Figure I.11 Carte routière d'Algérie [11]

Ce réseau est formé de : Routes nationales, autoroutes, routes express, pénétrantes, chemins communaux en plu des ouvrages d'art [Tableau I.1].

Tableau I.1: Classification et caractéristiques administratives du réseau routier [12]

Classe	Longueur (Km)
Autoroutes	1145
Routes express	3400
Routes Nationales (R.N)	30 932
Chemins de Wilaya (C.W)	27 356
Chemins Communaux (C.C)	70 908
Ouvrages d'Art (O.A)	12000

La consistance des routes revêtues est mentionnée dans le tableau I.2, ci-dessous :

Tableau I.2 : Consistance du réseau routier d'Algérie selon le gabarit [12]

Classe	Ratio%	Revêtus (Km)	Ratio Revêtement (%)	2 voies (Km)	3 voies et plus (Km)
Autoroutes	0.9	1145	100	13	1132
R.N	2.5	3400	100	3168	232
C.W	32.1	29 430	95	2580	320
C.C	20.5	24 950	91	173	-
Routes express	53.0	43 000	61	21	-
Total	100%	101 925	80%	5942	1684

I.3.2 Réseau aéroportuaire

L'Algérie compte 55 aérodromes, dont 35 en état d'exploitation aérienne, avec 13 internationaux, qui sont tous gérés par l'Établissement de gestion de services aéroportuares. Le plus important est l'Aéroport d'Alger (Houari Boumediene), avec une capacité, de 22 millions de passagers par an depuis 2019 (Figure I.12).



Figure I.12 L'aéroport international d'Alger-Houari-Boumediene [13]

I.4 Les dégradations courantes dans les chaussées

Les dégradations les plus couramment rencontrées dans les chaussées souples et rigides, selon la nature et la qualité des différentes couches, sont décrites ci-après :

I.4.1 Les déformations

a/ Affaissements de rive :

Ce sont des tassements en rive de chaussée formant une cuvette accompagnée d'un bourrelet à l'extérieur de la chaussée. Ils sont dus à une épaisseur de matériaux insuffisante en rive de chaussée ; et/ou à un problème de drainage accentué par l'infiltration des eaux stagnantes dans la cuvette formée. L'affaissement de rive, s'il n'est pas réparé peut évoluer en faïençage, puis en arrachage de couche de surface et en nid-de-poule (Figure I.13).



Figure I.13 Affaissement de rive au niveau d'une chaussée

b/ Flaches :

Les flaches : sont des tassements localisés en pleine voirie, de forme ovale. Ils sont le résultat d'une fatigue localisée sur les chaussées souples dû à un défaut de portance du sol. Ils entraînent un faïençage, puis un départ de matériaux qui forme un nid-de-poule (Figure I.14).



Figure I.14. Vue du tassement ‘flaches’

c/ Orniérage :

L’orniérage : est un tassement longitudinal de la chaussée localisé au niveau des bandes de roulement qui est dû à une fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures, lié à un défaut de portance du sol, ou à un sous-dimensionnement de la structure de la chaussée ; (Voir figure I.14).

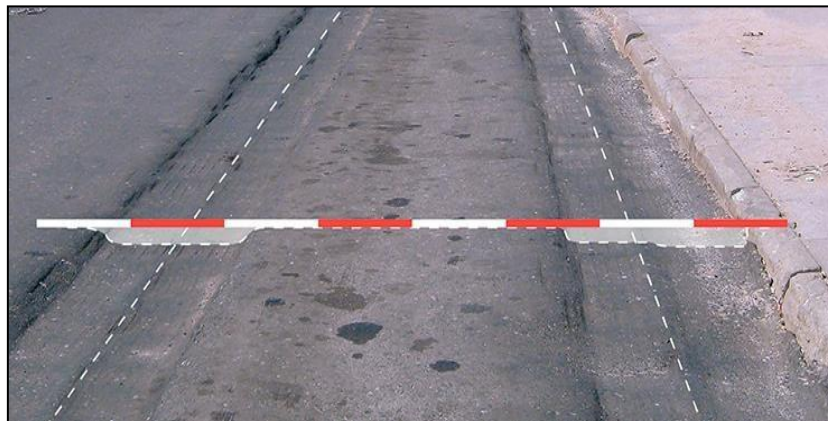


Figure I.15 : Dégradation sous forme d’orniérage

d/ Les fissures :

- *Fissures longitudinales :*

Les fissures longitudinales : sont des cassures de la couche de roulement qui apparaissent en surface dans le sens de l’axe de la chaussée. Elles peuvent avoir plusieurs causes :

- Fatigue de la chaussée liée à un défaut de portance.
- Sous-dimensionnement des couches inférieures de structure.
- Défaut de construction ou élargissement de chaussée.
- Retrait d’un sol argileux suite à une longue période de sécheresse.

Là encore, le départ des matériaux de surface va entraîner l’apparition de nids-de-poule (Figure I 16).



Figure I.16 : Fissures longitudinales

- ***Fissures transversales :***

Les fissures transversales sont des cassures de la couche de roulement perpendiculairement à l'axe de la chaussée. Elles sont dues à un retrait des couches d'assise traitées aux liants blancs, au séchage de ces dernières, voire encore à un défaut de joint de reprise des enrobés. Là encore, la situation peut évoluer en faïençages, flaches, départs de matériaux et à terme en nids-de-poule (Figure I.17).



Figure I.17 : Fissures transversales

- ***Faïençage :***

Le faïençage : se traduit par un maillage de fissures croisées sur une zone localisée. Il est lié à une fatigue accentuée de la couche de roulement, qui est due à une structure insuffisante ou à un défaut de portance du sol. Le faïençage est le stade de dégradation juste avant l'arrachement des matériaux et l'apparition des nids-de-poule (Figure I.18).



Figure I.18. Faïençage au niveau d'une chaussée

- **Les arrachements :**

On peut distinguer :

- ***Nids-de-poule***

Les nids-de-poule sont des trous présents à la surface de la chaussée ; qui laissent apparaître les couches de structure. Ils sont dus à un départ du matériau facilité par l'infiltration et l'accumulation des eaux de ruissellement. À ce stade, si aucune réparation n'est réalisée, l'étanchéité de la structure de la chaussée n'est plus assurée et sa dégradation va rapidement se propager (Figure I.19).



Figure I.19. Nids de poule

- ***Pelade :***

La pelade est un arrachement de la couche de surface par plaques entières. Elle peut être le résultat d'un sous-dimensionnement de la couche de roulement qui la rend incapable de résister aux efforts horizontaux liés au trafic routier. Elle peut également résulter d'un défaut de collage de la couche de roulement sur la couche d'assise. Si la pelade n'est pas réparée, l'étanchéité de la chaussée risque de ne plus être assurée, et la pathologie peut évoluer jusqu'au stade du nid-de-poule (Figure I.20).



Figure I.20 : Pelade.

- **Plumage :**

On appelle plumage l'arrachement progressif des gravillons d'enduit superficiel. Le plumage peut être causé par un sous dosage du liant bitumineux utilisé lors de la mise en œuvre, à un défaut de propreté des gravillons utilisés, ou à un défaut de compactage. Suite à un plumage important, la couche de roulement n'est plus étanche, ce qui augmente le risque d'apparition de dommages dus aux infiltrations de ruissellement dans les couches de structure de la chaussée (Figure I.21).



Figure I.21: Plumage

- **Les remontées :**

On distingue comme remontées, le ressuage, qui est une remontée en période de fortes chaleurs du liant bitumineux à la surface de la couche de roulement. Cette pathologie peut être causée par un excès de bitume, ou un enfoncement excessif des granulats dans un support trop mou. Cette pathologie peut causer des arrachements de la couche de surface, en particulier lors du passage d'engins lourds (tracteurs, poids lourds) [14] (Figure I.22).



Figure I.22 : Ressuage [14]

I.4.2 Les dégradations courantes dans les chaussées rigides :

I.4.2.1 Dégradations des structures

a/ Fissures (*longitudinales, transversales, oblique*)

C'est la rupture de la dalle en deux morceaux, sauf si celle-ci concerne un coin de dalle (dans ce cas, comme fissure en coin (Figure I.23)).



Figure I.23: Fissure longitudinale

Parmi les causes possibles, on peut citer :

- Portance insuffisante (épaisseur trop faible de la dalle, résistance insuffisante du béton à la traction...);
- Dégradation des conditions d'appui de la dalle (tassement ou érosion du sol de fondation) ;
- Sciage trop tardif des joints à la mise en œuvre (fissure transversale) ;
- Saignée pour balisage axial favorisant l'effet d'entaille sous fortes sollicitations, telles celles exercées par le B747 (fissure longitudinale) ;
- Dimensions excessives de la dalle par rapport à son épaisseur donnant lieu à des contraintes thermiques importantes.

Pour les conséquences et l'évolution de ces dégradations :

- Infiltration d'eau dans le corps de chaussée ;
- Modification des conditions de fonctionnement de la dalle (perte de portance) ;
- Altération de l'uni (fissure transversale) ;
- Départs de matériaux ;
- Fracture.

b/ Fissure en coin / Cassure d'angle :

Par définition, c'est une rupture de la dalle en deux morceaux, les intersections de la fissure avec les bords de la dalle étant situées dans le quart de dalle adjacent au coin considéré (Figure I.24).



Figure I.24 : Fissure de coins

Pour causes, on peut citer : les mauvaises conditions d'appui de la dalle et de transfert de charge combinées à la répétition des charges. Quant aux conséquences et évolution, il y a :

- Infiltration d'eau dans le corps de chaussée ;
- Modification des conditions de fonctionnement de la dalle (transfert de charge) ;
- Affaissement localisé, d'où altération de l'uni et de l'adhérence (rétention d'eau) ;
- Départs de matériaux.

c/ Fracture :

C'est une rupture de la dalle en plus de deux morceaux, les fissures étant longitudinales, transversales ou obliques. Les cassures d'angle ne sont pas à prendre en compte dans le dénombrement des morceaux de dalle (Figure I.25).



Figure I.25 : Fracture de la dalle en béton

Causes possibles

- Portance insuffisante (épaisseur trop faible de la dalle, résistance insuffisante du béton à la traction...);
- Dégradation des conditions d'appui de la dalle (tassement ou érosion du sol de fondation).

Conséquences et évolution

- Infiltration d'eau dans le corps de chaussée ;
- Modification des conditions de fonctionnement de la dalle (transfert de charge) ;
- Affaissement localisé, d'où altération de l'uni et de l'adhérence (rétention d'eau) ;
- Départs de matériaux.

d/ Pompage :

Par définition, c'est la remontée d'eau accompagnée éventuellement de fines à travers les joints ou les fissures (Figure I.26)



Figure I.26 : Pompage identifié par les dépôts de fines

Causes possibles :

- Dégradation des conditions d'appui de la dalle en présence d'eau due aux sollicitations dynamiques (les battements de dalles sous charge génèrent des mouvements d'eau sous pression aux interfaces dalles fondation qui provoquent des remontées d'eau et de fines à travers les joints ou les fissures).

Conséquences et évolution :

- Chute de portance ;
- Formation de cavités dans la couche de fondation ;
- Altération de l'adhérence ;
- Mise en marche d'escalier.

e/ Décalage/ Marche :

C'est la différence de niveau entre deux dalles successives ou les lèvres d'une fissure. Une épaufrure avec départs de matériaux ne constitue pas une marche (Figure I.27).



Figure I.27 : Décalage des parties aux niveaux des joints

Causes possibles

- Pompage ;
- Tassement différentiel du sol de fondation.

Conséquences et évolution

- Altération de l'uni ;

- Modification des conditions de fonctionnement de la dalle (transfert de charge) ;
- Altération de l'adhérence (rétention d'eau).

I.4.2.2 Dégradations des surfaces :

a/ Épaufrure :

Elle est définie, comme bris du bord de la dalle en coin ou en partie courante à moins de 30 cm du joint. Généralement cette dégradation affecte simplement une partie de l'épaisseur de la dalle (Figure I.28).



Figure I.28: Vue des épaufrures au niveau de la surface

Parmi les causes probables :

- Présence de matériaux incompressibles dans les joints (défaut d'entretien des joints) ;
- Faiblesse du béton face aux sollicitations dynamiques amplifiée par le sciage du joint (effet d'entaille) ;
- Résistance à la compression du béton insuffisante ;
- Détérioration locale du béton par un sciage prématuré.

Comme conséquences et évolution :

- Infiltration d'eau dans le corps de chaussée ;
- Départs de matériaux.

b/ Faiençage / Ecaillage :

Le faiençage, est l'ensemble de petites fissures formant un maillage serré affectant la surface de la dalle pouvant évoluer vers l'ecaillage. Pour de qui est de l'Écaillage, c'est le départ par petites plaques (écailles) ; de la pellicule de laitance en surface de la dalle (Figures I.29 et I.33).



Figure I.29 : Vue de faiençage.



Figure I.30 : Vue d'Ecaillage.

Causes possibles :

- Défaut de mise en œuvre (remontées de laitance) ;
- Effets thermiques (variation de température, gel / dégel) ;
- Chocs thermiques (thermo-soufflante, réacteurs) ;

- Produits déglaçant.

Conséquences et évolution :

- Porosité du béton néfaste dans les régions soumises au gel ;
- Altération de l'uni ;
- Départs de matériaux.

c/ Dégradations de joints :

- **Défaut de joint** : Le joint : est défectueux lorsqu'il n'assure plus la fonction d'étanchéité (Figure I.31).



Figure I.31 : Mauvaise adhérence révélée par la présence de végétation.

Causes possibles :

- Défaut du produit pour joint (vieillesse, durcissement, mauvaise adhérence, décollement, incompatibilité entre produits...)
- Défaut de mise en œuvre (nettoyage insuffisant du corps de joint avant application du produit, rapport incorrect entre la largeur et la profondeur du joint, absence de fond de joint) ;
- Actions thermiques, chimiques et mécaniques diverses (souffle des réacteurs d'avions, thermo-soufflage, kérosène, acides...)
- arrachement du produit pour joint.

Conséquences et évolution :

- Infiltration d'eau dans le corps de chaussée ;
- Accumulation de cailloux, de terre ou de végétation ;
- Risque d'épaufrures.

d/ Autres dégradations :

- **Réparation ponctuelle dégradée** : Réparation ponctuelle : quelle que soit son origine, à l'exception des scellements de fissures, concernant une fraction de dalle supérieure ou égale à $0,5 \text{ m}^2$, et présentant des dégradations sur sa surface ou son contour (Figure I.32).



Figure I.32: Réparation ponctuelle dégradée [15]

Parmi les causes :

- Défaut de mise en œuvre des matériaux d'apport.

L'examen du type des dégradations : apparaissant à sa surface permet de mieux cerner la nature du défaut (se référer pour cela au paragraphe 'causes possibles' de la dégradation rencontrée).

Conséquences et évolution :

Elles sont identiques à celles qui prévalent pour les dégradations apparaissant à la surface de la réparation.

- **Dépôt de gomme** :

C'est le dépôt de caoutchouc localisé dans la zone de toucher des roues lors de l'atterrissage ou décollage de l'avion (Figure I.33).



Figure I.33 : Dépôt de gomme au niveau de piste d'envol

L'usure des pneumatiques des avions lors de la mise en rotation des roues aux atterrissages, est parmi les causes essentielles et pour conséquences, on a :

- Altération de l'adhérence ;
- Altération de la visibilité du balisage diurne et nocturne [15].

I.5. Méthodes de réparation des chaussées

I.5.1 Chaussées souples :

Les chaussées souples, telles que les chaussées en asphalte ou en béton bitumineux, nécessitent une maintenance et des réparations régulières pour assurer leur bon état. Voici quelques méthodes couramment utilisées pour la réparation des chaussées souples :

- *Rebouchage des nids-de-poule :*

Les nids-de-poule sont l'un des problèmes les plus courants sur les chaussées souples. Pour les réparer, on commence par nettoyer la zone endommagée en éliminant les débris et en dégagant les bords. Ensuite, un mélange d'asphalte chaud ou froid est utilisé pour remplir le trou, suivi d'un compactage pour assurer une bonne adhérence.

- *Réparation de fissures :*

Les fissures dans les chaussées souples peuvent être causées par l'usure, les mouvements du sol ou les cycles de gel/dégel. Pour les réparer, on utilise souvent des mastics d'étanchéité à base de bitume qui sont appliqués dans la fissure pour empêcher l'eau de pénétrer et d'endommager davantage la chaussée.

- *Réfection de la couche de roulement :*

Au fil du temps, la couche de roulement d'une chaussée souple peut s'user et se détériorer. Pour réparer cela, on peut appliquer une nouvelle couche de mélange bitumineux sur la surface existante. Cela peut être fait en utilisant des techniques telles que le revêtement superficiel, l'enrobé coulé à froid ou chaud, ou la pose d'un tapis d'enrobé.

- *Réparation de la fondation :*

Si la fondation de la chaussée souple est affaiblie ou endommagée, il peut être nécessaire de procéder à des réparations plus profondes. Cela peut impliquer l'excavation de la zone endommagée, la réparation ou le remplacement des couches de base et de sous-base, et la reconstruction de la chaussée à partir de zéro.

- *Scellement de surface :*

Le scellement de surface est une méthode préventive de réparation qui consiste à appliquer un revêtement mince sur la chaussée pour protéger la surface contre l'infiltration d'eau, les rayons UV et l'usure due au trafic. Cela peut aider à prolonger la durée de vie de la chaussée en la maintenant en bon état.

Ces méthodes de réparation peuvent être adaptées en fonction de l'ampleur et de la nature des dommages sur la chaussée souple. Il est important de réaliser une évaluation approfondie de l'état de la chaussée avant de décider de la méthode de réparation la plus appropriée.

I.5.2 Chaussées rigides :

Plutôt que d'avoir à les réparer, il est naturellement préférable d'éviter que ne se produisent des dégradations. Cette attention préventive portera essentiellement sur la qualité des joints et sur le phénomène de battements de dalles. La réalité de ce dernier sera confirmée par une campagne de mesures, elle-même déclenchée par les premières apparitions de fissures caractéristiques ou par des remontées de fines au travers des joints.

Voici quelques solutions pour la réparation des chaussées en béton :

- Fissures transversales :

-Réparation du support après étude.

-Reconstruction des dalles.

-Rétablissement des transferts de charge par post-goujonnage et couture de la fissure.

-Pontage des fissures

-Suppression des battements de dalles (pose de goujons)

- Fissures longitudinales :

-Traitement des fissures comme des joints.

- Fissure oblique :

-Pontage si non ouverte.

-Réfection du béton et de son support.

-Rétablissement du transfert de charge.

- Fissure d'angle :

-Reconstruction du coin de dalle et éventuellement de son support.

-Rétablissement du transfert de charge.

- Écaillage :

-Repiquage des zones concernées et reprise au mortier de résine.

- Épaufrures :

-Les mêmes solutions que l'écaillage.

-Reprise des joints.

- Décalage :

-Pose de goujons.

-Relèvement des dalles par injections.

-Rabotage éventuel.

- Joint vide ou produit décollé :

-Dégarnissage, nettoyage et remplissage des joints avec un produit approprié [16].

I.5.3 Renforcement des chaussées

Le renforcement des chaussées est une étape essentielle dans la construction et l'entretien des routes et des autoroutes. Il vise à augmenter la résistance et la durabilité des revêtements de chaussée, afin de garantir la sécurité et le confort des usagers de la route. Le renforcement des chaussées peut être réalisé de différentes manières, en fonction des besoins spécifiques de la route et des conditions locales. Les méthodes couramment utilisées incluent l'ajout de couches supplémentaires de matériaux, tels que l'ajout d'une couche de fondation ou la mise en place de géotextiles pour améliorer la stabilité et la résistance de la chaussée.

Conclusion

Les chaussées en général subissent des dégradations au fil du temps, en raison de l'usure naturelle, du trafic intense, des conditions météorologiques et d'autres facteurs, etc... ; ce qui nécessite un entretien ou des méthodes efficaces pour éviter que ça ne se produise. De nos jours, les réseaux routiers vieillissent et les maîtres d'ouvrages optent de plus en plus pour une réfection des ouvrages afin de prolonger la durée de vie au maximum avant d'entreprendre une réfection totale. La diminution des budgets et une pression de plus en plus forte sur le marché pousse les entreprises ainsi que leurs partenaires à proposer de nouvelles solutions pour l'entretien de nos routes.

Chapitre II

APPLICATION DES GEO-COMPOSITES DANS LES CHAUSSEES

II.1 Introduction

Les géo-composites sont des matériaux innovants utilisés dans le domaine de la géotechnique et de l'ingénierie civile. Ils sont constitués de la combinaison de différents géo-synthétiques, tels que des géotextiles, des géo-membranes, des géogrilles ou d'autres éléments, afin de bénéficier des propriétés spécifiques de chaque composant. Ces matériaux hybrides offrent des solutions polyvalentes et efficaces pour résoudre divers problèmes géotechniques. Les géocomposites sont conçus pour répondre aux besoins spécifiques dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Ils sont utilisés pour améliorer la performance et la durabilité des structures géotechniques tout en simplifiant les processus de construction.

II.2 Les géosynthétiques

II.2.1 Définitions

Un géosynthétique est un produit, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène) ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil [17]

II.2.2 Origine des géosynthétiques

L'utilisation du renforcement remonte très loin dans l'histoire où les chinois eurent utilisé des bâtons et des branches pour renforcer les digues en boue. Au cours des trois dernières décennies, l'utilisation de renforcement des ouvrages de géotechnique pour améliorer leur performance s'est considérablement diversifiée. En 1926, la première utilisation de tissus dans les routes de renforcement a été tentée aux USA en Caroline du Sud. Fin des années 1950, Une gamme de tissus a été fabriquée pour être utilisée comme couche de séparation et de filtration entre les remplissages granulaires et les sous-sols faibles. Les tissus tissés (aujourd'hui appelés géotextiles) ont joué des fonctions de filtration essentielles dans des projets côtiers aux Pays-Bas et aux Etats-Unis.

''Rhône-Poulenc Textiles'' en France a commencé dans les années 1960 à travailler avec des géotextiles aiguilletés non-tissés sur des applications très différentes spécialement pour les systèmes de soutien des voies ferrées et des autoroutes. Le développement de la technique de renforcement de la terre a été mis au point par l'architecte et inventeur français, Henri Vidal,

qui a étudié les effets de friction du renforcement dans le sol dans le but d'améliorer les propriétés du sol dans le sens où le sol est soumis à une contrainte de traction, dont il a déposé le brevet en 1963.

Depuis lors, la terre armée a été largement utilisée pour la construction de murs de soutènement en terre et de talus de remblai et pour la stabilisation de remblais placés sur un sol meuble. Par conséquent, de nombreux systèmes de renforcement de systèmes propriétaires ont été développés et, en comparaison avec la construction conventionnelle, ils offrent les avantages d'une construction simple, d'un faible coût et de la capacité à tolérer de grandes déformations sans détresse structurelle. Plusieurs utilisations des géotextiles ont vu le jour à partir des années 1970. Dans le barrage de Valcross en France (Giroud, 1992), un géotextile non tissé a été employé comme un filtre de drainage aval. Aussi, des géotextiles ont été incorporés comme renfort dans les murs de soutènement, les pentes abruptes, etc.

Le début de l'utilisation des géosynthétiques s'est produit dans la construction d'un confinement sûr des déchets dangereux pour l'environnement. Les systèmes de confinement des sols basés sur des filets géotextiles cellulaires ont été développés et évalués en France en 1980. Netlon a développé un concept similaire, mais à plus grande échelle, avec l'introduction du matelas « Tensar Geocell » en 1982. Durant les années 1990 l'ASTM (American Society of Testing Materials), l'ISO (the International Organization for Standardization), et le BSI (British Standards Institution) ont publié les différentes normes dans le but d'une standardisation des géosynthétiques. [18]

II.3 Différentes familles des géosynthétiques

Parmi les géosynthétiques, on distingue en général :

- Les produits perméables : les géotextiles et produits apparentés de géotextiles.
- Les produits essentiellement étanches : les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques

L'association de ces produits forme des géocomposites.

II.3.1 Géotextiles

Les géotextiles sont des tissus généralement en matériaux synthétiques, destinés aux travaux de bâtiment, de génie civil et d'agriculture. Ils sont souvent et improprement appelés Bidim, du nom du leader historique des fabricants de ce produit (Figure II.1). Il existe deux principaux types de géotextiles, ou structures : les tissés et les non-tissés. D'autres techniques de fabrication, par exemple le tricotage et le collage par points, sont parfois utilisées dans la fabrication de produits spécialisés. [19].



Figure II.1 : Nappe de géotextile et sa mise en place [20]

Les géotextiles actuellement disponibles sont classés dans les catégories suivantes en fonction du procédé de fabrication :

II.3.2.1 Géotextile tissé

Géotextile produit par entrelacement, généralement à angle droit, deux ou plusieurs jeux de fils (constitués d'une ou de plusieurs fibres) ou d'autres éléments utilisant un procédé de tissage conventionnel avec un métier à tisser (Figure II.2) [19].

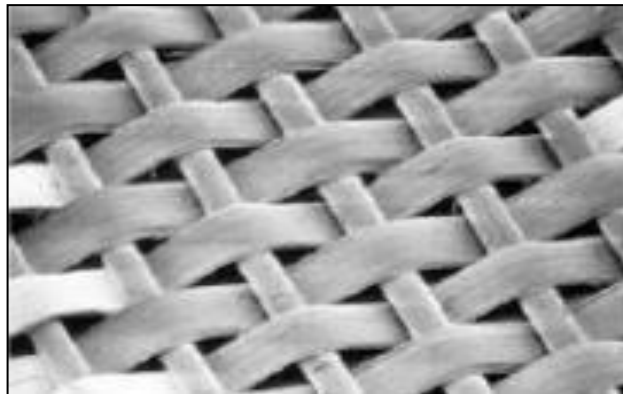


Figure II.2 : Géotextile tissé [20]

II.3.2.2 Géotextile non tissé

Géotextile produit à partir de fibres orientées de façon directionnelle ou aléatoire dans une toile lâche par collage par fusion partielle, poinçonnage à l'aiguille, ou agents liants chimiques (colle, caoutchouc, latex, dérivé de cellulose, etc.) (Figure II.3).

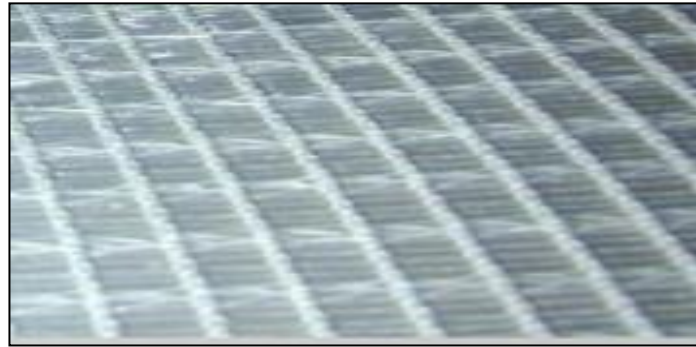


Figure II.3 : Géotextile non tissé [20]

II.3.2.3 Géotextile tricoté :

Géotextile produit par interbouclage d'un ou de plusieurs fils (ou autres éléments) avec une machine à tricoter, au lieu d'un métier à tisser (Figure II.4 (a) et (b)).

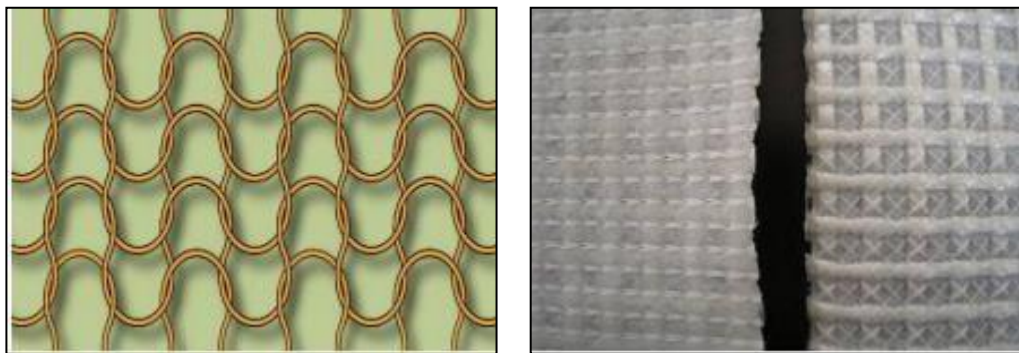


Figure II.4 (a) et (b) : Types et formes du Géotextile tricoté [20]

II.3.2.4 Géotextile tube (géo-tuyaux)

C'est un géotextile en forme de tube tissé sur un métier circulaire. L'emploi d'un géotextile tube présente des avantages pour les fondations sur colonnes ballastées, et sont couramment utilisés en installation de stockage de déchets (Figure II.5 (a) et (b)) [20].



Figure II.5 (a) et (b) : Forme et mise en œuvre des géo-tuyaux [20]

II.3.2 Géogrilles

Les géogrilles sont des matériaux monocouches ou multicouches généralement fabriqués à partir de polyéthylène ou de polypropylène haute densité extrudé et étiré ou par tissage ou tricotage et revêtement de fils de polyester à haute ténacité. La structure de grille résultante possède de grandes ouvertures (appelées ouvertures) qui améliorent l'interaction avec le sol ou l'agrégat. La résistance à la traction et la rigidité élevées des géogrilles les rendent particulièrement efficaces comme renforcement du sol et des agrégats [21]. Il existe trois principaux types de géogrilles : étirées, tricotées en chaîne et soudées :

II.3.2.1 Géogrille étirée (tendue)

Y compris géogrille uniaxiale (Figure II.6 (a)), géogrille biaxiale (Figure II.6 (b)), géogrille triaxiale (Figure II.6 (c)). Ils sont utilisés pour le renforcement du sol et la chaussée. Cette géogrille en plastique a une bonne résistance à la traction et une résistance aux acides et aux alcalis, ainsi qu'une forte résistance à la biodégradation [22].

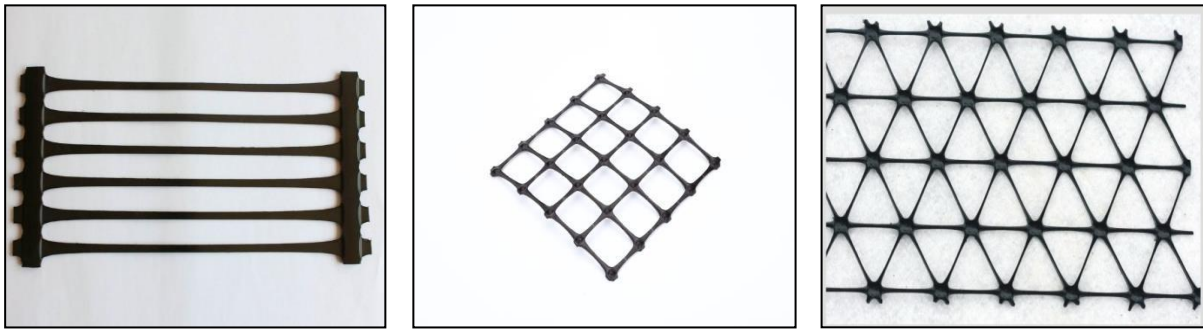


Figure II.6(a) : Géogrille uniaxiale Figure II.6(b) : Géogrille biaxiale Figure II.6(c) : Géogrille triaxiale

II.3.2.2 Géogrille soudée

Ce type comprend une géogrille soudée en polypropylène PP (Figure II.7 (a)) et des géogrilles en acier-plastique (Figure II.7 (b)), est formée en reliant deux ou plusieurs unités de bande à une certaine distance par soudage. La bande est composée d'un matériau en polyester recouvert d'une couche de protection en polyéthylène PE. [22]

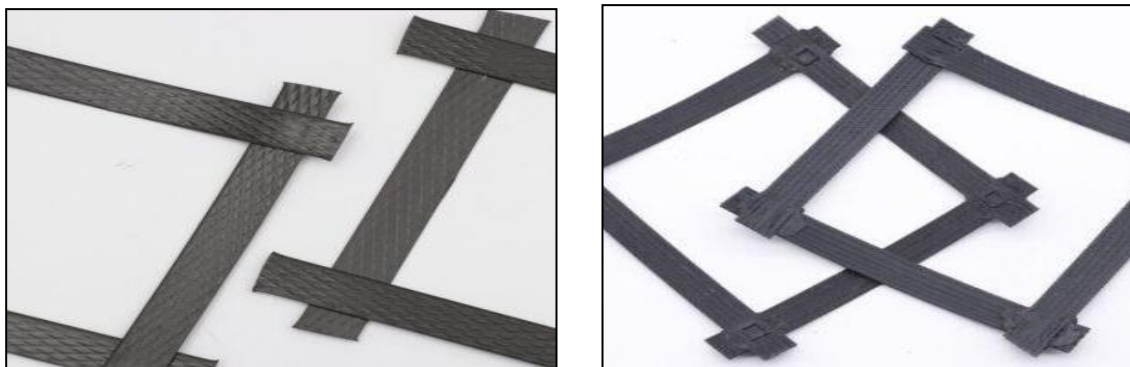


Figure II.7 (a) : Géogrille en polypropylène PP Figure II.7 (b) : Géogrilles en acier-plastique

II.3.2.3 Géogrille tricotée

Les géogrilles tricotées en chaîne contiennent une géogrille en polyester (Figure II.8 (a)) et des géogrilles en verre (Figure II.8 (b)), et sont composées de fibres synthétiques, qui peuvent également être recouvertes d'une couche protectrice. De telles grilles présentent une résistance élevée à la traction à faible allongement [22].



Figure II.8(a) : Géogrille en verre

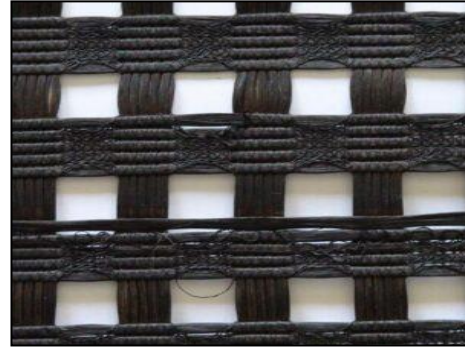


Figure II.8(b) : Géogrille en polyester [22]

II.3.3 Géonets :

Il s'agit d'un produit polymère plan, constitué d'un réseau dense et régulier de séries parallèles de nervures reliées intégralement et recouvrant des séries similaires à des angles variés. A première vue, les géonets semblent similaires aux géogrilles ; cependant, les géonets sont différents des géogrilles, non pas principalement dans le matériau ou leur configuration, mais dans leur fonction de drainage en plan des liquides ou des gaz. Voir Figure II.9. [19].

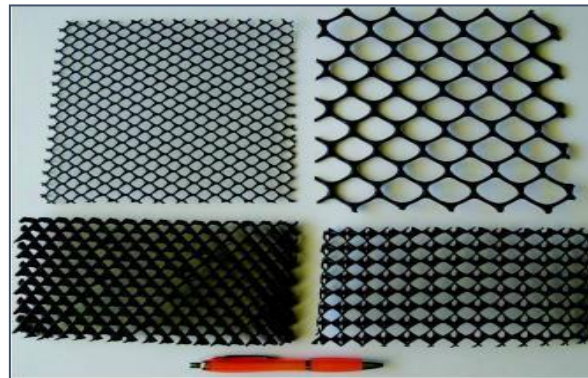


Figure II.9 : Quelques modèles de géonets [19]

II.3.4 Géomembrane

Il s'agit d'une feuille synthétique plane, relativement imperméable, fabriquée à partir de matériaux de faible perméabilité, destinée à contrôler la migration des fluides dans un projet comme une barrière ou un revêtement. Les matériaux peuvent être polymères ou asphaltiques ou une combinaison de ceux-ci. Le terme barrière s'applique lorsque la géomembrane est utilisée à l'intérieur d'une masse de terre. Le terme de revêtement est généralement réservé aux cas où la géomembrane est utilisée comme interface ou comme revêtement de surface .

(Figure II.10 (a) et (b)). [19]



Figure II.10 (a) et (b) : Géomembrane- forme et sa mise en place [20]

II.3.5 Géosynthétiques bentonitiques

Ce sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane (Figure II.11).



Figure II.11 : Géosynthétique bentonitique [23]

II.3.6 Géocellules

Les géocellules sont un exemple de technologie géosynthétique parfaitement adaptée à l'environnement africain. Les géocellules sont une méthode 3D de stabilisation mécanique du sol et de renforcement de la chaussée. Les cellules en nid d'abeilles créent une nouvelle entité composite lorsqu'elles sont remplies de matériaux de sol en raison de l'interaction unique de la géométrie, du sol et du matériau de la paroi cellulaire (Figure II.12) [19].



Figure II.12: Géocellules [19]

II.3.7 Géofom

Il s'agit d'un produit léger sous forme de dalles ou de blocs avec une forte teneur en vides et a des applications principalement comme remplissage léger, isolant thermique et canaux de drainage. Elle est fabriquée par l'application du polymère sous forme semi-liquide à l'aide d'un agent moussant (Figure II.13) [20]

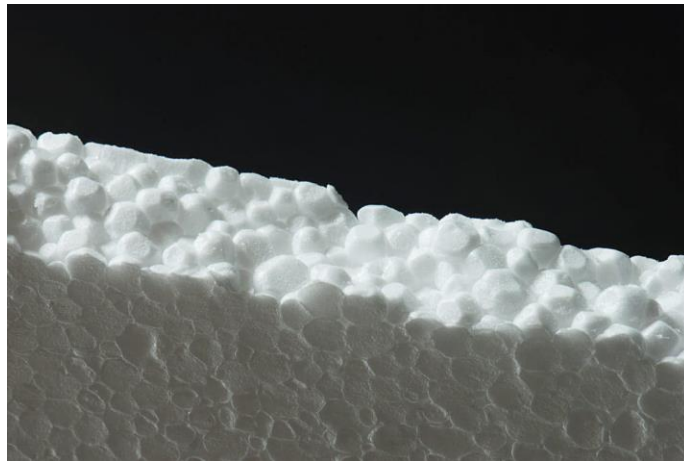


Figure II.13 : Géofom [24]

II.3.8 Géofilets

C'est un géosynthétique constitué d'ensemble de tiges parallèles et superposés entièrement reliés à d'autres ensembles similaires selon des angles variables. Dans le cas d'un géofilet le liage est constitué par des nœuds, les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides (Figures II.14 (a) et (b)) [20].



Figure II.14 (a) et (b) : Modèle de géo-filet et son placement dans un merlon [20]

II.3.9 Géocomposites

C'est un terme appliqué au produit qui est assemblé ou fabriqué sous forme stratifiée ou composite à partir de deux matériaux ou plus, dont au moins un est un géosynthétique (géotextile, géogrille, géonet, géomembrane, ou tout autre type), qui, en combinaison, remplissent une ou plusieurs fonctions spécifiques plus efficacement que lorsqu'ils sont utilisés séparément (Figures II.15 (a) et (b)) [19].



Figures II.15 (a) et (b) : Structure d'un géocomposite et emplacement [20]

Il existe un grand nombre de géosynthétiques disponibles aujourd'hui, notamment les grilles, les filets, mailles, toiles et composites, qui ne sont techniquement pas des textiles. Toutefois, ils sont utilisés en combinaison avec ou à la place des géotextiles. Tous ces produits sont souvent appelés produits liés aux géotextiles.

II.4 Propriétés des géosynthétiques

Les géosynthétiques couvrent un large éventail de matériaux, ils peuvent être utilisés dans plusieurs applications de construction et peuvent servir à protéger l'environnement, donc il est très important d'évaluer les propriétés d'une géosynthétique pour être sûre qu'il remplit sa fonction prévue dans le projet.

II.4.1 Propriétés physiques

Les propriétés physiques des géosynthétiques qui sont d'un intérêt primordial, la masse par unité de surface, l'épaisseur et la rigidité. Il existe d'autres propriétés physiques, qui ne sont importantes que dans le cas des géogrilles et des géonets. Les propriétés physiques des géosynthétiques dépendent de la température et de l'humidité que celles des sols et des roches. Afin d'obtenir des résultats cohérents en laboratoire, il est donc important d'assurer un bon contrôle de l'environnement pendant les essais.

II.4.2 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques sont importantes dans les applications où un géosynthétique doit jouer un rôle structurel sous les charges appliquées, ou lorsqu'il doit survivre aux dommages de l'installation et aux contraintes localisées. Il existe plusieurs propriétés mécaniques des géosynthétiques, mais certaines d'entre elles sont importantes telles que (la compressibilité, les propriétés de traction et les propriétés de l'interface sol géosynthétique).

II.4.3 Propriétés d'endurance et de dégradation

Les propriétés d'endurance et de dégradation (par exemple le comportement au fluage, la résistance à l'abrasion, la capacité d'écoulement à long terme, la durabilité), des géosynthétiques sont liées à leur comportement dans les conditions de service, y compris la durée d'utilisation.

II.4.4 Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques des géosynthétiques influencent leur capacité à fonctionner comme des filtres et drains. Contrairement aux essais mécaniques sur les géosynthétique, les essais hydrauliques sont entièrement basés sur des nouveaux concepts, méthodes, dispositifs, interprétations et bases de données originales. Les propriétés hydrauliques les plus importantes des géosynthétiques sont la porosité, perméabilité et la transmissibilité, principalement de géotextile, de géonet et des nombreux géocomposites, qui sont utilisés dans des applications de filtration et de drainage. [25]

II.5 Rôles et fonctions de géosynthétiques

II.5.1 Séparation

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. (Figure II. 16) [26].

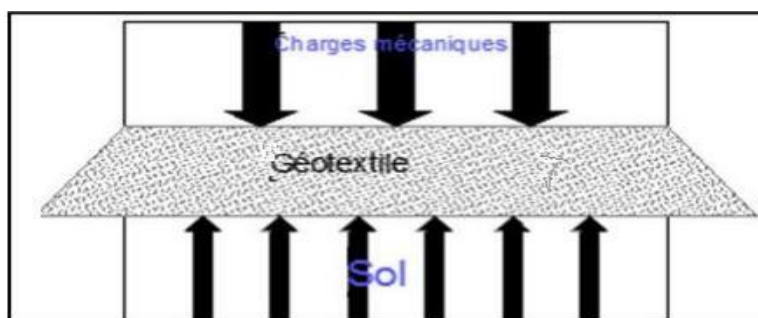


Figure II.16 : Fonction de séparation [26]

II.5.2 Renforcement

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets (Figure II.17) [26].

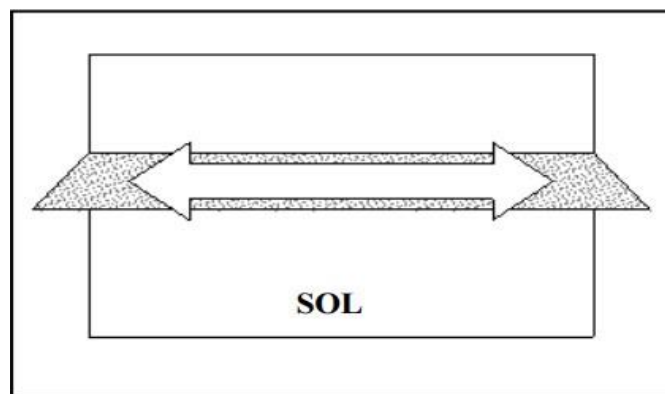


Figure II.17 : Fonction de renforcement [26]

II.5.3 Contrôle de l'érosion

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables (Figure II.18) [25].

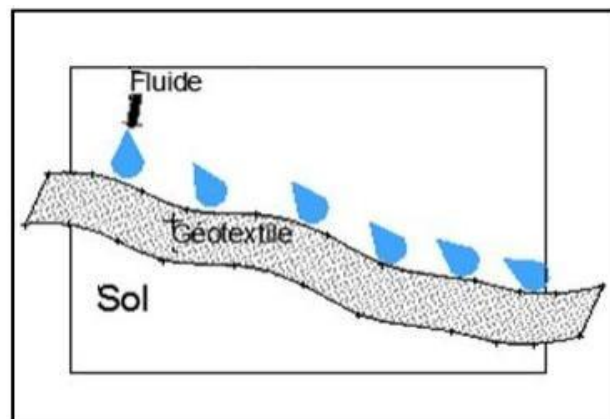


Figure II.18 : Fonction de contrôle de l'érosion [26]

II.5.4 Filtration

Le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols (Figure II.19) [26].

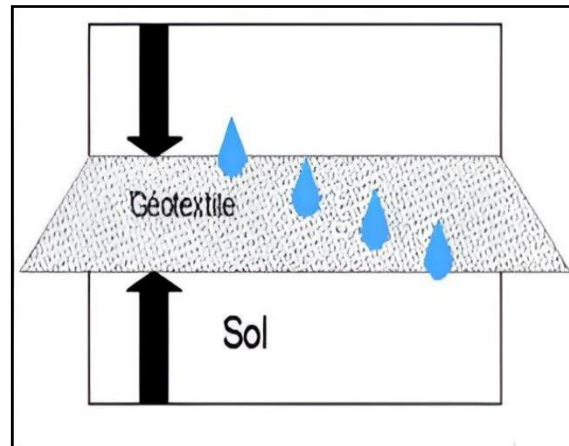


Figure II.19 : Fonction de filtration [26]

II.5.5 Drainage

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais préchargés (Figure II.20) [26].

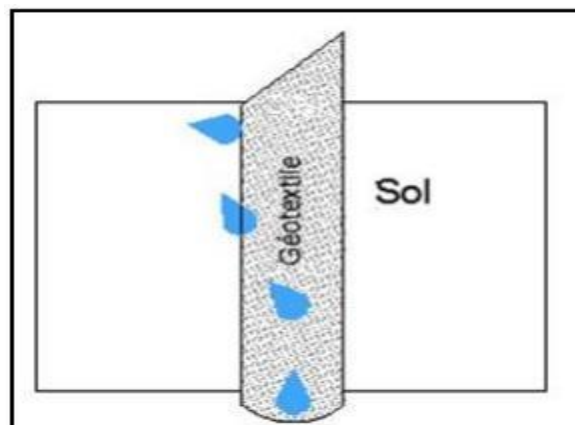


Figure II.20 : Fonction de drainage [26]

II.5.6 Etanchéité (barrières aux) fluides/gaz

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en encapsulage de sols gonflants et confinement de déchets. Voir figure II.21. [26]

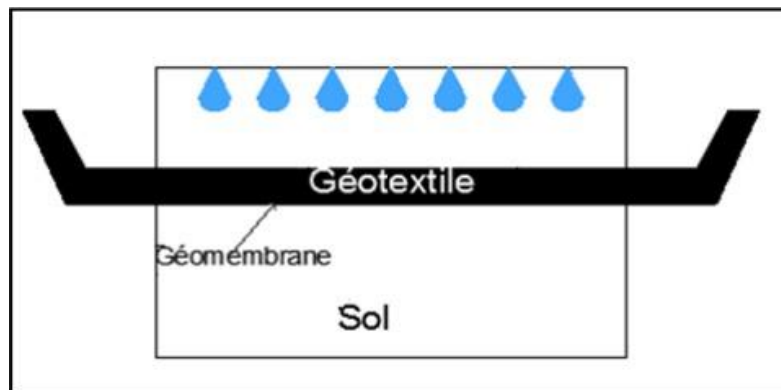


Figure II.21 : Fonction d'étanchéité [26]

II.5.7 Protection

Les géosynthétique sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection pour éviter (par réduction des contraintes au point) le poinçonnement des géomembranes par les pierres du sol adjacent, les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service. Les géosynthétique ont également été utilisés pour des coffrages souples à béton et pour des sacs de sable. Des géotubes cylindrique sont fabriqués à partir de doubles couches de géotextiles et remplis hydrauliquement afin de créer des talus de digue littorales ou pour assécher des boues (Figure II.22) [26].

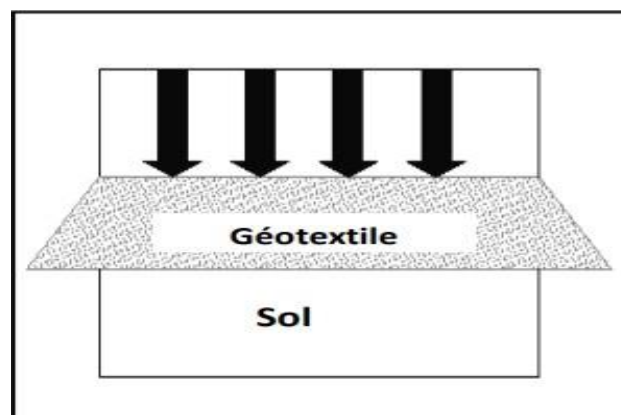


Figure II.22 : Fonction de protection [26]

II.6 Domaines d'application :

II.6.1 Les remblais routiers et ferroviaires

Les routes et autoroutes sont de la plus haute importance pour le développement d'un pays. Le trafic répété de véhicules lourdement chargés, les conditions climatiques et les propriétés mécaniques des matériaux employés dans ces constructions peuvent entraîner une durabilité bien moindre des chaussées routières que ce qui était attendu (Figure II.23) [20].

La présence du géosynthétique dans ce domaine peut apporter les bénéfices suivants :

- Réduction de l'épaisseur du remblai
- Réduction de la déformation latérale du remblai
- Amélioration de la distribution des contraintes
- Amélioration de la propagation des efforts verticaux
- Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane
- Augmentation de la durée de vie de la route
- Réduction des besoins d'entretien
- Réduction des coûts de construction et d'entretien de la route



Figure II.23 : Un géosynthétique dans une construction routière [20]

II.6.2 Stabilisation des talus

Les géosynthétiques de renforcement sont utilisés en couches horizontales pour stabiliser les pentes dans le cas de risques potentiels de rupture profonde. Le massif renforcé peut faire partie du rétablissement d'une pente et/ou renforcer les talus d'un remblai en terre. Les couches de renforcement permettent de construire des pentes avec une inclinaison plus raide que les pentes non renforcées. Il peut être nécessaire de stabiliser la surface de la pente (particulièrement lors de la mise en place et du compactage du remblai) en utilisant des renforts secondaires relativement courts et moins espacés et/ou en retournant les couches de renfort au parement.

Cela peut exiger l'emploi de matériaux géosynthétiques retenant une fine couche de sol comme des géocellules ou des géo-mats relativement légers couramment utilisés pour ancrer temporairement la végétation. La figure ci-dessous montre un exemple de réparation d'une pente par une structure de sol renforcée par un géosynthétique (Figure II.24) [20].



Figure II.24 : Un renforcement d'une pente par un géosynthétique [20]

II.6.3 Les remblais

La construction des remblais sur sols compressibles constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, l'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée. Pour ces problèmes, les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour :

- Réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances (Figure II.25).

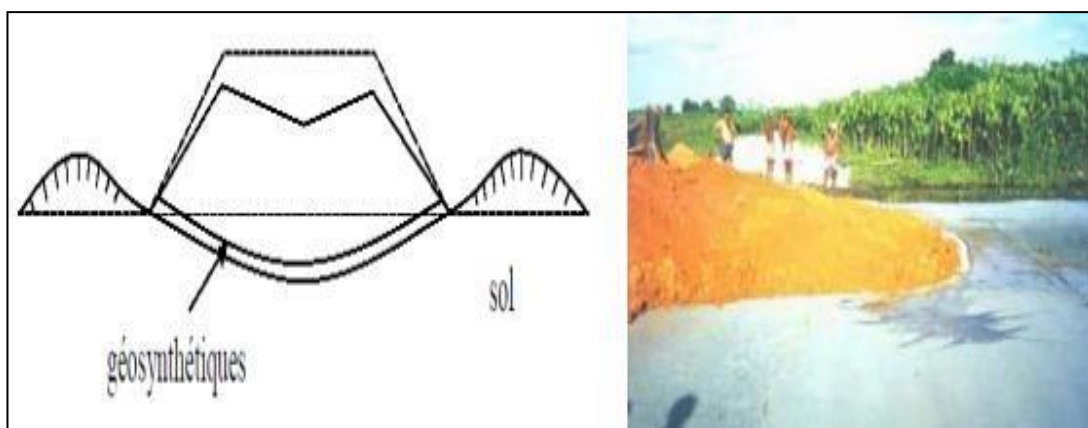


Figure II.25 : Géosynthétique sous-sol compressible [20]

- Prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation (Figure II.26).

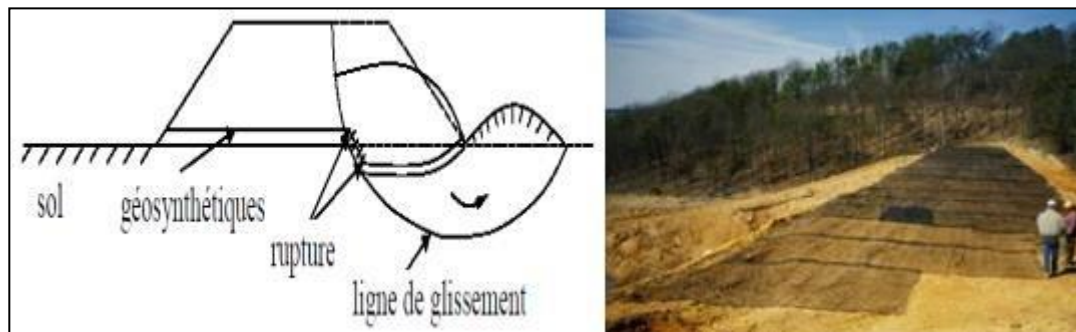


Figure II.26 : Une nappe géosynthétique pour une construction d'un remblai [20]

- Prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique (Figure II.27)

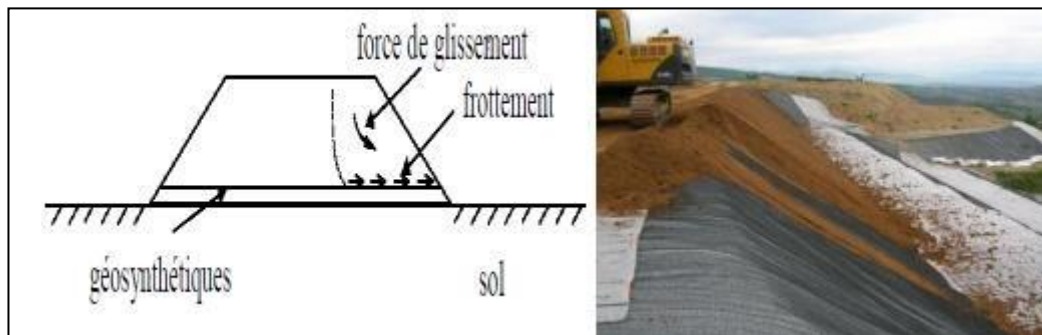


Figure II.27 : Une nappe géosynthétique dans une construction une pente [20]

II.6.4 Pour murs de soutènement

Des nappes horizontales de géosynthétiques peuvent être associées à un massif de remblai à parement vertical ou sub-vertical pour constituer un massif en sol renforcé équivalent à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage. Les différents types des géosynthétiques habituellement utilisés sont des nappes de géogrilles ou de géotextiles tissés ou des bandes polymères. La stabilité locale du talus renforcé en parement est assurée par liaison des nappes ou bandes de renforcement aux éléments de parement. Ces parements ont des formes et des constituants très variés (polymère, béton, bois, etc.). (Voir figure II.28). [19]

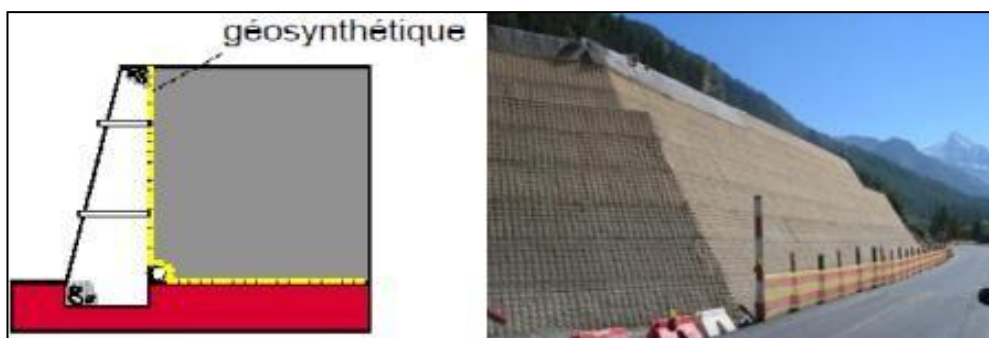


Figure II.28 : Un mur de soutènement renforcé par géosynthétique [20]

II.6.5 Pour le contrôle de l'érosion

L'érosion est un processus naturel causé par l'action de l'eau et du vent. Ce processus est influencé par nombreux facteurs tels que la nature du sol, de la végétation et la topographie et il peut être accéléré par l'activité humaine. L'absence de contrôle du processus d'érosion peut causer des dommages importants à l'environnement et aux infrastructures.

Selon le projet et les caractéristiques du site, un ouvrage de maîtrise de l'érosion peut impliquer l'utilisation d'un ou plusieurs produits géosynthétiques tels que géotextiles, géomatelas, géogrille, géocellules, géotubes. (Figure II.29) [20]



Figure II.29 : À gauche contrôle d'érosion sur pente, à droite travaux achevés [20]

De point de vue de vue environnemental et comme le développement durable repose sur trois piliers ou aspects fondamentaux : écologique (ou environnemental), économique et social comme le présente la figure II.30.

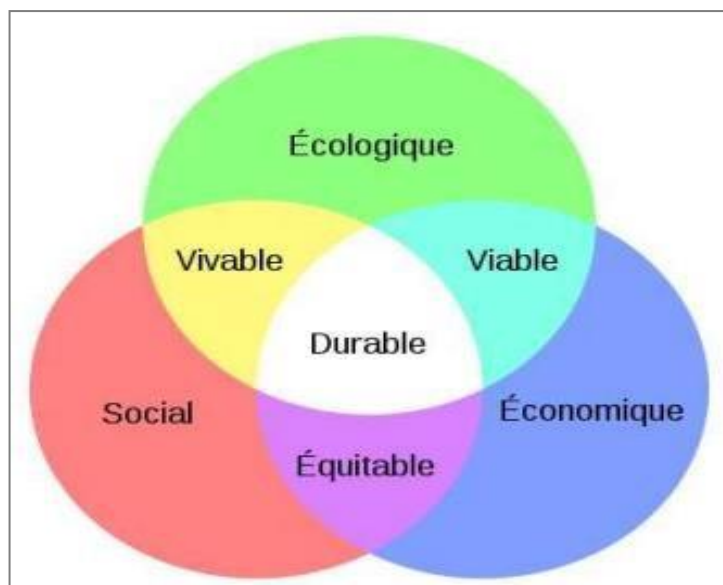


Figure II.30 : Les trois piliers du développement durable [28]

Le tableau suivant décrit les géo-synthétiques, résume leur rôle et leurs domaines d'application.

Tableau II.1 : Rôle et application des géosynthétiques [27]

Rôle du géosynthétique	Description	Ouvrage/ Application
Séparation	Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de nature différente	Routes, autoroutes, voies ferrées, Pistes forestières...
Filtration	Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides	Routes, voies ferrées, barrages, Tranchées drainantes, protection de Berges / rivages ...
Drainage	Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides	Drainage sous dallage, structure BA, Remblai ou Installation de Stockage De Déchets (ISD) ...
Etanchéité	Prévenir ou limiter la migration des fluides par une géomembrane	Bassins, ouvrages souterrains, Installations de Stockage de Déchets (ISD)...
Renforcement	Améliorer les propriétés mécaniques d'un sol (ou d'autres matériaux) en utilisant les propriétés de résistance/déformation d'un géosynthétique	Remblais (ferroviaires, routiers...) sur Sols compressibles, cavités où Inclusions rigides ; murs de Soutènement ; ...
Protection	Limitation de l'endommagement localisé d'un élément ou matériau	Protection des géomembranes
Lutte contre l'érosion de surface	Eviter les mouvements du sol et autres particules de surface	Talus de déblai, pentes naturelles, Berges...
Anti-fissuration	Retarder les remontées de fissure en surface dans les structures des chaussées	Aéroports, chaussées...

Parmi les principaux avantages des matériaux géosynthétiques, on peut citer :

- La préservation des ressources naturelles : Les géosynthétiques permettent de réduire les quantités de matériaux prélevés dans le milieu naturel (granulats, sable, argile). Ainsi ils permettent de supprimer la couche sacrifiée à la base des pistes de chantier, des routes non revêtues grâce à l'utilisation d'un géotextile de séparation, de remplacer le filtre granulaire dans les systèmes de drainage, les barrages ou les digues par un

géotextile de filtration, de remplacer la couche granulaire par un géocomposite de drainage, d'utiliser les sols du site, en substitution de matériaux élaborés (sable, graviers par exemple) dans les massifs renforcés des ouvrages de soutènement, de substituer la couche d'argile pour la réalisation d'une étanchéité par des géomembranes ou géosynthétiques bentonitiques, de contrôler et limiter les prélèvements d'eau souterraine ou de surface grâce à l'utilisation de géosynthétiques dans les bassins, canaux, retenues d'altitude, etc.

- La protection des ressources en eau : par la limitation des transferts de pollution, grâce à l'utilisation des géosynthétiques d'étanchéité et de drainage.
- La réduction du temps de réalisation et des coûts de chantier : Parmi les nombreux exemples, on pourra citer le drainage vertical par géosynthétiques qui permet d'accélérer la consolidation des sols mous.
- L'allongement de la durée de vie des ouvrages : Les géosynthétiques retardent la fissuration des chaussées, limitent l'orniérage des pistes de chantier, empêchent le colmatage des couches drainantes, permettent de préserver l'intégrité du ballast dans les voies ferrées, protègent les talus, les berges et les côtes en limitant l'érosion, permettent de sécuriser les infrastructures situées en zone à risque (effondrements potentiels, inondations) ainsi que les ouvrages critiques tels que les barrages, les pipelines, les gazoducs voire les réseaux d'eau. [28]

II.5 Généralités sur les matériaux composites

II.5.1 Définition

Un matériau composite peut être défini d'une manière générale comme l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux, l'assemblage final ayant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs. On appelle maintenant de façon courante "matériaux composites" des arrangements des fibres, des renforts qui sont noyés dans une matrice dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. Le schéma général d'un matériau composite est donné sur la figure II.31. La matrice assure la cohésion et l'orientation des fibres, elle permet également de transmettre les sollicitations auxquelles sont soumises les pièces. Les matériaux ainsi obtenus sont très hétérogènes et anisotropes. [29]

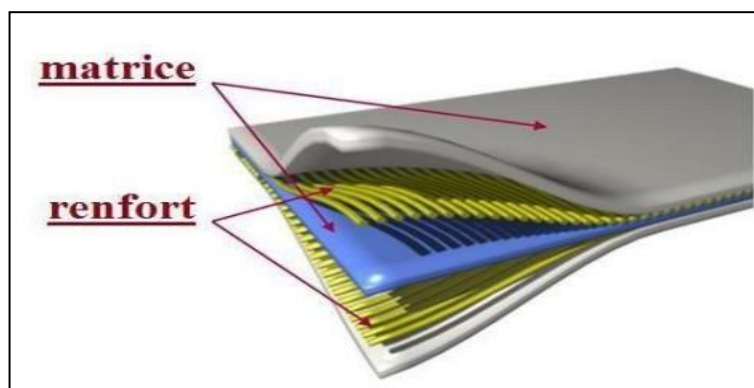


Figure II.31 : Schéma général d'un matériau composite [29]

II.5.2 Composition et caractéristiques des matériaux composites

Contrairement aux matières premières classiques dont on connaît à l'avance les caractéristiques mécaniques, celles des composites ne sont réellement connus qu'après fabrication, car on réalise, en même temps, le matériau et le produit. Actuellement, les composites à matrice organique représentent plus de 99%, des matériaux composites ; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale. [30]

II.5.2.1 La matrice

La matrice est l'un des deux principaux constituants de base des matériaux composites. Le rôle principal de la matrice est de maintenir les renforts en place et de leur assurer la cohésion et la protection. Elle permet également la transmission des efforts mécaniques vers les renforts. Elle est généralement homogène et isotrope. On distingue les matrices céramiques, les matrices métalliques, les matrices minérales et les matrices organiques. On utilise actuellement surtout des résines thermodurcissables (TD) que l'on associe à des fibres longues, mais l'emploi de polymères thermoplastiques (TP) renforcés de fibres courtes se développe fortement. Les principales résines thermodurcissables sont les polyesters très largement utilisés, les résines époxy (ou époxydes) qui constituent la résine type pour les composites HP et les résines phénoliques. Les principales résines thermoplastiques utilisées dans les composites sont le polypropylène (PP), les polyamides (PA). [31]

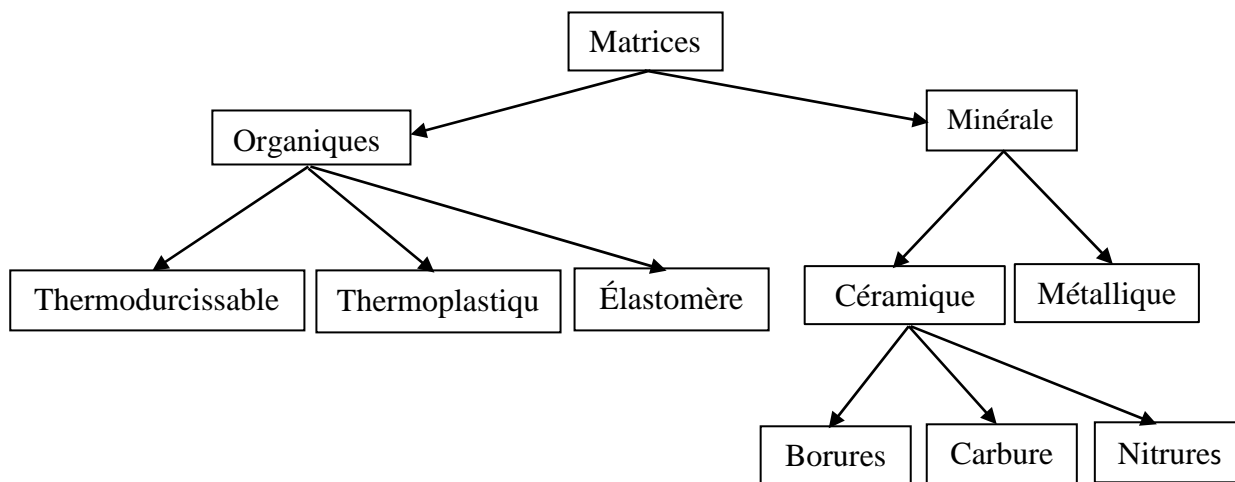


Figure II.32: Familles principales des matrices [31]

II.5.2.2 Renforts

Le renfort est généralement composé de matériau plus dur que la résine, son rôle principal est d'assurer au matériau une grande résistance surtout à la traction, et qui se présente généralement sous forme de fibres (diamètres de 5 à 20 μm) (Figure II.33) :

- Fibres longues unidirectionnelles (carbone, verre)
- Fibres longues tissées (tissus 3D et 2D)
- Fibres courtes réparties aléatoirement sans directions privilégiées (mat)

Les fibres sont de type organique (fibres en polyamide, polyester, polypropylène ...) et inorganiques (fibres de verre, de carbone, ...) ou encore naturelles (cellulose). En général, elles présentent d'excellentes caractéristiques mécaniques.

La figure suivante II.33, résume les différents types de renforts :

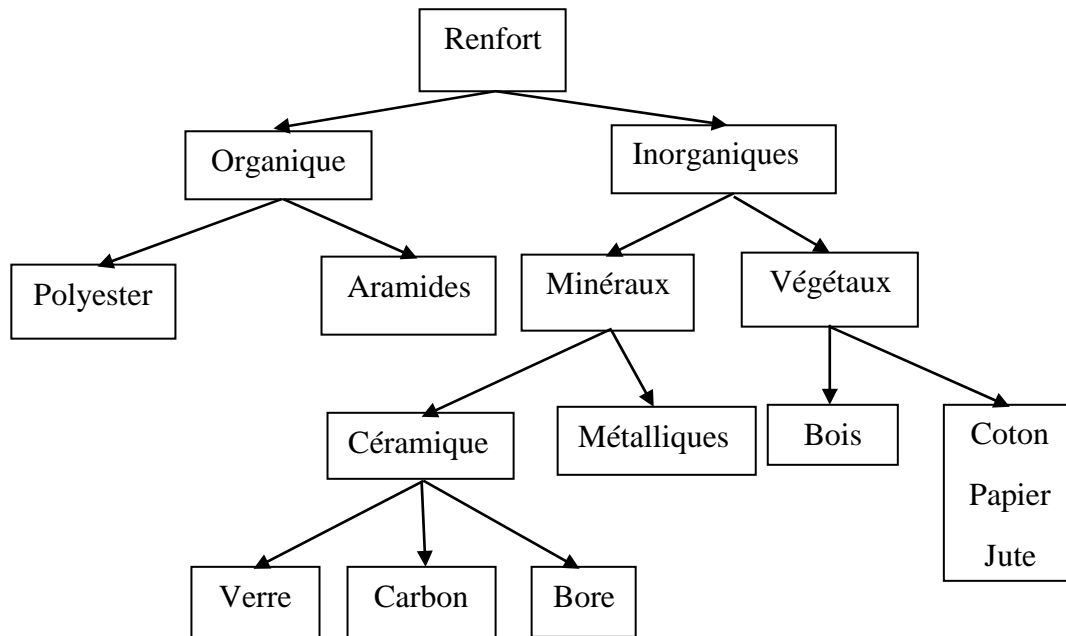


Figure II.33 : Principaux matériaux de renfort [30]

En fonction de la forme des renforts, on distingue deux types de composites (Figure II.34) :

- Les composites à fibres : constitués de fibres continues ou discontinues (fibres coupées ou courtes). Leur orientation permet de moduler les propriétés mécaniques du matériau et d'obtenir des matériaux isotropes ou anisotropes.
- Les composites à particules : les particules sont généralement utilisées pour améliorer certaines propriétés des matériaux.

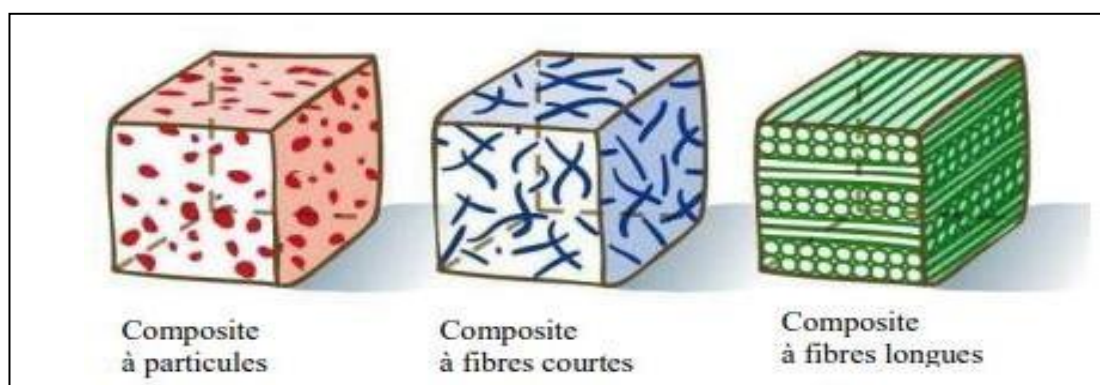


Figure II.34 : Structures des renforts de composites à fibres longues, courtes et à particules [31]

II.5.2.3 Les résines

Les résines dans le matériau composite ont pour rôle de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres et de les protéger de l'environnement extérieur. Elles doivent être assez déformables et présenter une bonne compatibilité avec les fibres. Parmi ces familles de résines, on distingue deux types de résines qui sont, actuellement, les plus utilisées :

- Les résines thermodurcissables (TD) qui sont, en général, associées avec des fibres longues. Les polymères thermodurcissables ont la forme d'un réseau tridimensionnel ; au cours de la polymérisation, ce réseau se pont (double liaison de polymérisation) et durcit de façon définitive lors du chauffage selon la forme souhaitée. La transformation est irréversible.
- Les résines thermoplastiques (TP) Renforcées avec des fibres courtes (et parfois, avec des fibres longues) se développent fortement. Les polymères thermoplastiques ont une structure linéaire : ils sont mis en forme par chauffage (les chaînes se plient), et durcissent au cours du refroidissement (les chaînes se bloquent). La transformation est réversible. [30]

II.5.3 Les principales fibres

Une fibre est un solide à une dimension dont la structure est fortement orientée. On définit une fibre par sa section moyenne dans la direction transversale. Elle est caractérisée par un diamètre moyen très faible, de l'ordre de 5 à 30 μm , sa longueur totale peut varier de 2 cm à plusieurs kilomètres. Parmi les différents types de fibres utilisées comme renforts on peut citer :

II.5.3.1 Les fibres de verre

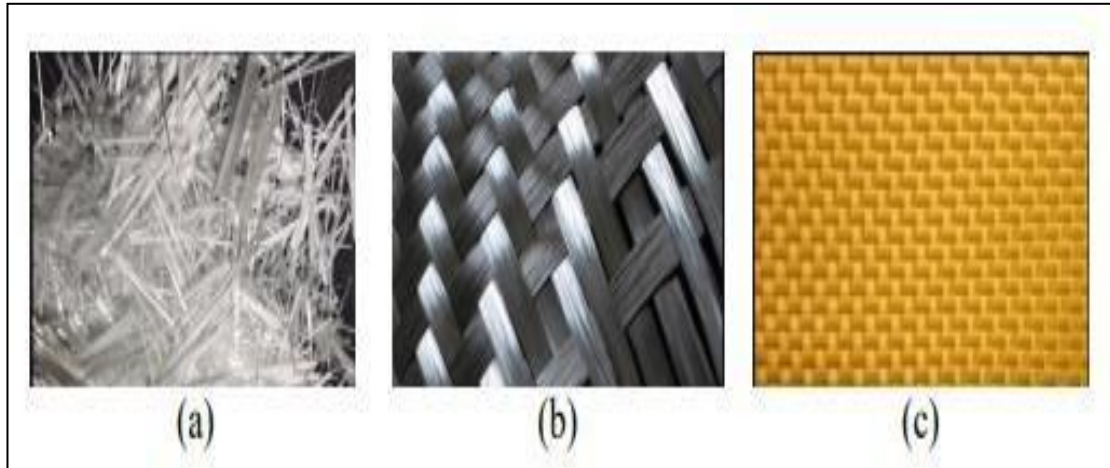
Sous forme massive, le verre est caractérisé par une grande fragilité et une forte sensibilité à la fissuration. Au contraire, le verre employé sous forme de fibres de faibles diamètres présente de très bonnes caractéristiques mécaniques. Ces fibres de verre sont obtenues par extrusion du verre à travers une filière percée de trous de 1 à 2 mm de diamètre. Les fibres de verre sont ensuite étirées jusqu'à obtenir des diamètres de 5 à 15 μm à la fin du processus elles sont enduites et bobinées (roving) (Figure II.35 (a)).

II.5.3.2 Les fibres de carbone

Elles sont fabriquées à partir de fibres de polymère de base appelé précurseur qui se présente lui-même sous forme de fibres orientées préalablement tissées, et carbonisées sous tension en plusieurs étapes, oxydation (100 à 200 $^{\circ}\text{C}$), puis pyrolyse (1500-2500 $^{\circ}\text{C}$). Selon la température et le temps de cuisson, les fibres présentent une "haute résistance" (HR) ou un "haut module" (HM). Généralement on utilise comme précurseur des fibres acryliques élaborées à partir du poly acrylonitrile (PAN) (Figure II.35 (b)).

II.5.3.3 Les fibres d'aramide (Kevlar)

Le poly-para-phénylène téréphtalamide, connu est commercialisée depuis les années 1970 sous le nom de Kevlar est constitué de noyaux de benzène séparés par des groupements amides. La fibre d'aramide Le Kevlar possède des propriétés très intéressantes pour l'industrie. Elle est caractérisée par une excellente résistance à la traction, aux chocs et à l'usure. Ce type de fibres est surtout utilisé dans la fabrication de gilets pare-balles et dans l'industrie aéronautique (Figure II.35 (c)).



Figures II.35: Les principales fibres : (a) fibres de verre, (b) fibres de carbone, (c) fibres d'aramide [30]

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques de quelques renforts de composites [31]

Fibres	ϕ (μm)	ρ	E (MPa)	G (MPa)	ν	σ_{tr}
Verre E	16	2.54	74000	30000	2.5	2500
Verre R	10	2.48	86000		0.2	3200
Carbone HM	6.5	1.80	390000	20000	0.35	2500
Carbone HR	7	1.75	230000	50000	0.3	3200
Kevlar	12	1.45	130000	12000	0.4	2900

II.5.4 Avantages des matériaux composites

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels. Ils apportent de nombreux avantages fonctionnels :

- Légèreté
- Résistance mécanique et chimique
- Maintenance réduite et liberté de formes
- Tenue aux chocs et au feu

- Isolation thermique et/ou phonique

II.5.5 Domaines d'application des matériaux composites

Le développement des composites modernes est dû essentiellement aux besoins de plus en plus poussés de l'industrie, surtout dans les secteurs [31] :

- Aérospatial
- Aéronautique
- Défense
- Sport
- Biomécanique
- Génie Civil
- Génie mécanique
- Chimie, Etc.....

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous venons de citer les différents types des géosynthétiques, leurs fonctions (séparation, renforcement, drainage...) et domaines d'application, ainsi que les matériaux composites, ce qui est très vaste et toujours en progrès. L'utilisation de ces produits est très avantageuse car il permet de réduire le cout de construction, gagner du temps, et protéger l'environnement. Ce qui incite à les utiliser pour renforcer les corps de chaussées et augmenter leur durée de vie.

Aussi, les matériaux composites, semblent donner des avantages très précieux pour le domaine de génie civil et ils peuvent redonner la portance aux structures renforcées après endommagements.

Chapitre III

PROGRAMME EXPERIMENTAL

III.1 Introduction

Dans le but d'améliorer la résistance du béton à la flexion, et en suivant la tendance de l'utilisation des géo-composites innovants, nous proposons la combinaison matériaux composites à base de fibres de carbone (CFRP) avec des géosynthétiques (géogrilles). Ces derniers sont bien connus pour leur très grande résistance.

Notre programme expérimental se composera d'une première partie qui s'intéresse à la formulation du béton ordinaire selon la méthode de Dreux-Gorisse ainsi qu'à la préparation des éprouvettes. La deuxième partie se focalise sur les essais de flexion quatre points sur des dalles de dimensions 400mm x 400mm x 50mm, pour évaluer le béton résultant, en valeur de la force, de la contrainte et la flèche, à la rupture.

Notre campagne expérimentale a été réalisée au niveau du Laboratoire Centrale des Travaux Publics LCTP d'Alger, durant la période de : début Janvier à fin Juin 2023.

II.2 Programme d'essais et préparation des éprouvettes

III.2.1 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés pour notre travail expérimental, sont le béton, les géogrilles et les matériaux composites (CFRP).

III. 2.1.1 Le béton :

Le béton utilisé pour la réalisation de notre travail, est constitué de deux graviers 3/8 et 8/15 provenant de la carrière "Keddara", de deux sables dont un sable 0/3 de la même origine de que les graviers précédents et un sable fin (0/1) provenant de la carrière de "Boussâada".

On a opté pour un ciment de classe CEM A 42.5, commercialisé par l'entreprise des matériaux de construction "Lafarge" sous le nom de "Matine" qui est certifié, conforme à la norme Algérienne NA442 – 2013 et Européenne EN 197 – 1 [32]

Un adjuvant est également ajouté qui est le "Master-Polyheed 3232", de la "SARL BASF". Il est à base de la deuxième génération de chaîne chimique de type éther polyacrylique, conçu spécialement pour le béton prêt à l'emploi.

a/ Le ciment :

A cause de sa forte disponibilité sur la marché national et vu notre besoin dans cette partie expérimentale, on a utilisé le ciment dans toutes les phases de notre travail le ciment portland composé (CEM II 42.5) selon la norme (NA 442/2013) [32]. Ce ciment est utilisé pour le béton à hautes performances destiné pour la construction des ouvrages d'art, des infrastructures en béton et les diverses superstructures de bâtiments et autres.



Figure III.1 : Ciment utilisé "Matine" [32]

Les caractéristiques physiques et mécaniques du ciment utilisé sont présentées dans les tableaux suivants. Il s'agit de la composition minéralogique du ciment (clinker) (Tableau III.1) et des valeurs de la résistance à la compression et des propriétés physiques du ciment (Tableau III.2).

Tableau III.1 : Composition minéralogique de ciment [32]

COMPOSITION MINERALOGIQUE DU CLINKER (BOGUE)	VALEUR (%)
SILICATE TRE CALCIQUE (C3S)	60 ± 3
ALUMINATE TRE CALCIQUE (C3A)	7.5 ± 1

Tableau III.2: Propriétés mécaniques et physiques du ciment [32]

LA RESISTANCE A LA COMPRESSION		VALEUR (MPA)
2 JOURS		≤ 10.0
28 JOURS		≤ 42.5
PROPRIETES PHYSIQUES DU CIMENT		Valeur
Temps de prise à 20° (NA 230)	Début de pris (min)	150 ± 30
	Fin de pris (min)	230 ± 50
Consistance normale (%)		26.5 ± 2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm^2/g) (NA231)		3700 - 5200
Retrais à 28 jours ($\mu\text{m}/\text{m}$)		< 1000
Expansion (mm)		< 3.0

b/ Les sables :

Pour le sable, on a utilisé deux types : sable (0/3) de Keddara et le sable correcteur (0/1) de Boussâada (Figure III.2).



Figure III.2: A gauche sable 0/3, à droite sable 0/1

c / Les graviers :

On a utilisé deux types de graviers, un gravillon 3/8 et un gravier 8/15 d'une même provenance (Keddara). (Figure III.3).



Figure III.3 : A gauche Gravillon 3/8, à droite gravier 8/15

d/ L'eau :

L'eau utilisée est l'eau potable du réseau (Ville d'Hussein Dey), avec l'analyse chimique effectuée eu LCTP (Tableau III.3).

Tableau III.3 : Analyse chimique de l'eau de gâchage

Désignations	Composition chimique
Chlorure (CL) (mg/l)	150.42
Sulfates (SO4) (mg/l)	181.82
Potentiel Hydrogène (pH)	7.2
Sels solubles	780.98
Matières en suspension (mg/l)	105.00

L'échantillon d'eau soumise à l'analyse chimique présente de faibles concentrations en chlorures, ce qui nous permet de la classer comme eau non agressive pour gâchage de béton selon la norme (NFP18-303).

e/ L'adjuvant :

MasterPolyheed 3232 est un superplastifiant innovant, à base de la deuxième génération de chaîne chimique de type polyacrylate, il est particulièrement adapté à l'industrie du béton prêt à l'emploi de haute qualité. Il est conforme aux normes (ASTM C-494 Type F&G) et (BS EN 934-2).

MasterPolyheed 3232 est un adjuvant pour béton qui doit être incorporé dans le malaxeur. L'effet optimal est obtenu par incorporation du MasterPolyheed 3232 dans le béton en différé, c'est à-dire après l'addition de 70% de l'eau de gâchage dans le malaxeur. Eviter d'ajouter le MasterPolyheed 3232 sur les granulats secs. Le tableau suivant (Tableau III.3) représente les caractéristiques du super plastifiant utilisé.

Tableau III.4 : Caractéristiques du super plastifiant Master Polyheed 3232 [33]

Aspect	Liquide
Couleur	Brun
Densité à 25° C	$1.05 \pm 0.005 \text{ g/cm}^3$
Ph	4.5 – 6.5
Viscosité (Cp)	10 - 45
Extrait sec	$18.5 \pm 1.5\%$
Teneur en chlorure	< 0.1%
Dosage	Plage normale d'utilisation : de 0,8 à 2,5 litres pour 100 kg de ciment
Stockage	À l'abri du soleil et protégé des températures extrêmes, de 5° à 35°C.
Durée de vie	12 mois, à compter de la date de fabrication

Le MasterPolyheed 3232 offre les avantages suivants :

- ✓ Capacité de fournir un béton de haute performance en tout temps sur chantier
- ✓ Béton de haute qualité et durabilité
- ✓ Production d'un béton de faible rapport E/C et long maintien d'ouvrabilité
- ✓ Multi-applications
- ✓ Une mise en œuvre facile, et résistances mécaniques élevées à jeune âge et long terme
- ✓ Amélioration des parements
- ✓ Garanti une mise en œuvre d'un béton spécifique à celui fourni par une centrale à béton (BPE).

III. 2.1.2 Les géogrilles :

Dans cette étude on utilise deux types de géogrilles fournis par le fabricant AFITEX (Algérie). Il faut préciser que le choix des deux types de géogrilles a été fait selon deux raisons principales. D'une part, grâce à leur résistance élevée et d'autre part, leur perméabilité parfaitement contrôlée sur les sites. Les géogrilles utilisées sont :

a/ Géogrille (1) : NOTEX AC 400/30-25

C'est un type de géogrilles de renforcement avec imprégnation acrylique avec :

- Câbles de renforcement en polyester haute ténacité.
- Imprégnation de protection a la mise en œuvre.
- Technologie unique dite « tissé-tricoté-tramé » assurant une mise en tension immédiate des fils technique.

La NOTEX AC 400/30-25 est représentée dans la figure suivante (Figure III.4)

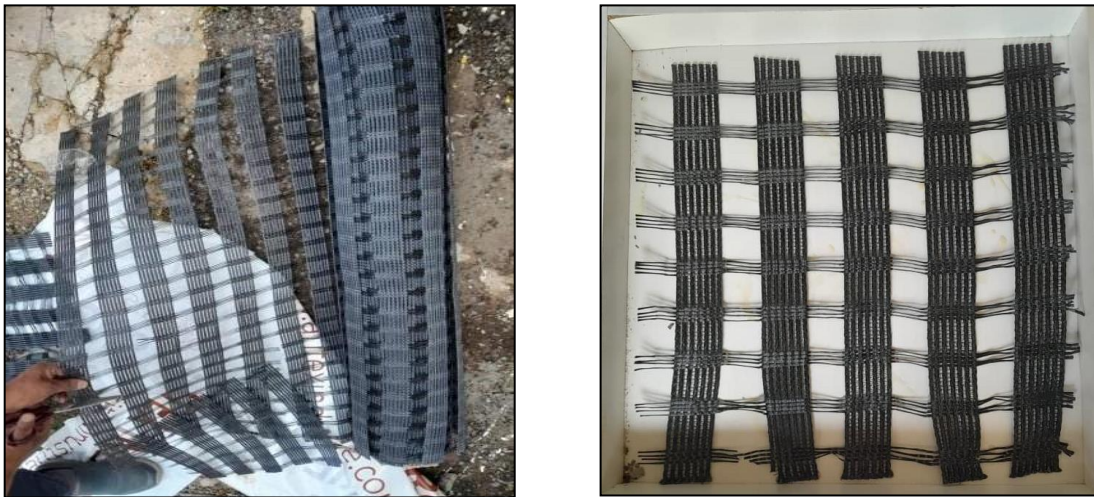


Figure III.4: Géogrille NOTEX AC 400/30-25 (en rouleau et coupé)

Les caractéristiques des géogrilles NOTEX AC 400/30-25 fournis par le fabricant sont les suivants :

Tableau III.5: Les caractéristiques de la géogrille NOTEX AC 400/30-25 [34]

Caractéristiques	Normes	Unités	Valeurs	Tolérances
Caractéristiques physiques				
Masse surfacique	ISO 9864	g/m ²	711	$639,9 \leq \text{Val} \leq 78,1$
Géométrie SP*	ISO 9864	mm	25	$20 \leq \text{Val} \leq 30$
Géométrie ST*	ISO 9864	mm	40	$32 \leq \text{Val} \leq 48$
Epaisseur sous 2 KPa	ISO 9864	mm	3,3	$2,64 \leq \text{Val} \leq 3,96$
Caractéristiques mécaniques				
Résistance à la rupture en traction SP*	ISO 10319	KN/m	421,00	$400 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à la rupture en traction ST*	ISO 10319	KN/m	31,00	$30 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Déformation à la rupture en traction SP*	ISO 10319	%	10	$8 \leq \text{Val} \leq 12$
Déformation à la rupture en traction ST*	ISO 10319	%	10	$8 \leq \text{Val} \leq 12$
Résistance à 2% d'élongation SP*	ISO 10319	KN/m	69,5	$65,99 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 2% d'élongation ST*	ISO 10319	KN/m	5,2	$4,93 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 3% d'élongation SP*	ISO 10319	KN/m	91,6	$87 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 3% d'élongation ST*	ISO 10319	KN/m	6,9	$6,51 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 5% d'élongation SP*	ISO 10319	KN/m	158,4	$150,48 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 5% d'élongation ST*	ISO 10319	KN/m	11,9	$11,25 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 6% d'élongation SP*	ISO 10319	KN/m	210,0	$199,51 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Résistance à 6% d'élongation ST*	ISO 10319	KN/m	15,7	$14,92 \leq \text{Val} \leq \text{NR}$
Caractéristiques au rouleau				
Largeur	m		5,30	
Longueur	m		50/100	
Surface	m ²		265/530	
Poids	Kg		188,42/376,83	

SP* : Sens production

ST* : Sens travers

b/ Géogrille (2) : NOTEX GLASS C 50/50-40

C'est un type de géogrilles de renforcement pour enrobés bitumineux avec :

- Câbles de renforcement fibres de verre haut module associés à un voile en polyester 17g/m².
- Technologie unique dite « tissé-tricoté-tramé » assurant une mise en tension immédiate des fils techniques.
- Prévoir un surdosage d'émulsion (bitume résiduel) d'environ 300g/m², à adapter selon les conditions du chantier.

La NOTEX GLASS C 50/50-40 est représentée dans la figure suivante (Figure III.5) :

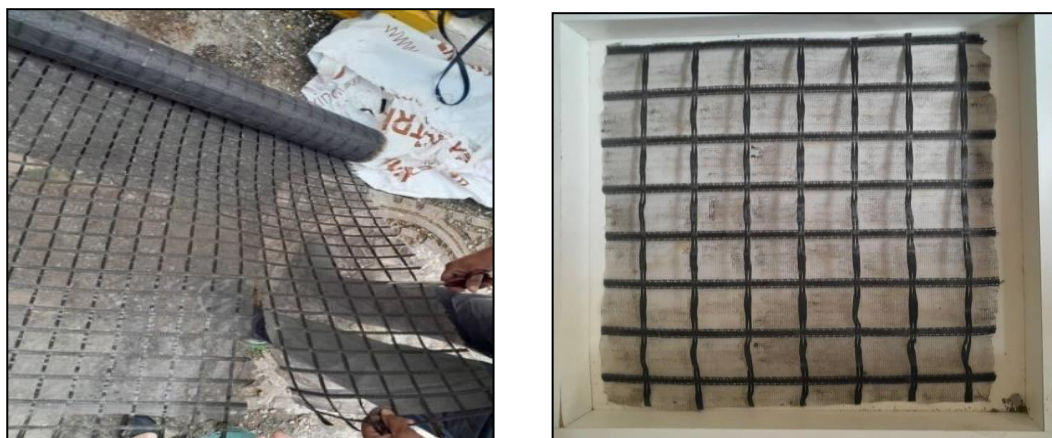


Figure III.5 : Géogrille GLASS C 50/50-40 (en rouleau et coupé)

Les caractéristiques des géogrilles NOTEX GLASS C50/50-40 fournis par le fabricant sont les suivants : [35]

Tableau III.6 : Les Caractéristiques de la géogrille NOTEX GLASS C50/50-40 [35]

CARACTERISTIQUES DESCRIPTIVE				
Caractéristique	Norme	Unité	Valeur	Tolérance
Masse surfacique	NF EN ISO 9864	g/m ²	270	±10%
Géométrie	NF EN ISO 9863-1	Mm*mm	40*40	±20%
CARACTERISTIQUES MECANIKES				
Résistance a la rupture en traction	NF EN ISO 10319:2015	KN/m	SP/MD* 50	Min
			ST/CMD* 50	Min
Déformation a la rupture en traction	NF EN ISO 10319:2015	%	SP/MD*3	±20%
			ST/CMD*3	±20%
AUTRES CARACTERISTIQUES				
Traitement spécifique	Imprégnation bitume polymère			
Point de ramollissement fibre de verre	Supplier méthode	°C	>800	-
Point de fusion voile polyester	NF EN ISO 11357	°C	257 ,82	-

SP*/MD : Sens Production/ Machine Direction ST*/CMD : Sens Trame/ Cross Machine Direction.

L'avantage qu'apporte l'utilisation de ces géogrilles est :

- Avoir une structure souple pour chaussées fraisées
- Augmenter la durée de vie des chaussées
- Une excellente adhésion grâce au voile

III. 2.1.3 Les matériaux composites :

Les matériaux composites utilisés dans ce programme expérimental sont principalement des nappes en fibre de carbone commercialisés en Algérie par SIKA EL DJAZAIR [36], sous les noms de SikaWrap®-230 C/45 et Tissu de fibre de carbone (TFC).

a/ Composite 1 : SikaWrap®-230 C/45

C'est un tissu unidirectionnel de renforcement de structures, à base de fibres de carbone, applicable « à sec » (sans imprégnation préalable). (Figure III.6).



Figure III.6 : Le matériau composite utilisé (SikaWrap®-230 C/45)

Les caractéristiques des SikaWrap®-230 C/45 fournis par le fabricant sont les suivants : [36]

- Facile à appliquer sur des surfaces planes ou courbes (poteaux, cheminées, dômes, silos ...)
- Multifonctions : renforcement vis-à-vis des efforts de flexion, de cisaillement, de traction, de torsion
- Insensible à la corrosion
- Epaisseur faible, même dans le cas d'application de plusieurs couches de tissu
- Légèreté extrême, permet un renforcement sans alourdir la structure
- Fibres de maintien latéral pour une meilleure stabilité du tissu
- Utilisation et application optimisées : tissu existe en 2 largeurs (30 et 60 cm)

Caractéristiques techniques :

- ✓ Couleur : Noir
- ✓ Grammage : $230 \text{ g/m}^2 + 10 \text{ g/m}^2$
- ✓ Epaisseur du tissu : $0,13 \text{ mm}$
- ✓ Densité des fibres : $1,76 \text{ g/cm}$

Caractéristiques physiques et mécaniques :

Caractéristiques des fibres :

- ✓ Résistance en traction : $4\,300 \text{ MPa}$ (nominale)
- ✓ Module d'Elasticité en traction : $234\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Elongation à rupture : $1,8 \%$ (nominale)
- ✓

Caractéristiques du composite (tissu+ résine) :

- ✓ Epaisseur du composite testé : 1 mm (imprégné avec Sikadur®-330).
- ✓ Charge ultime : 350 kN / m de largeur.
- ✓ Module d'élasticité en traction : 25 kN / mm^2

b/ Composite 2 : Tissu de fibres de carbone (TFC)

On appelle composite tissu de fibres de carbone (TFC), l'ensemble du tissu matricé dans la résine de synthèse. Le tissu obtenu par la fabrication, est composé d'environ 40% de tissu et 60% de résine. Ces proportions peuvent varier à l'exécution dans une fourchette de plus ou moins 7% selon les conditions d'application sur le chantier (température ambiante, surface spécifique du support.etc.) (Figure III.7).



Figure III.7 : Le matériau composite utilisé TFC

Le composite est constitué donc, du tissu du composite TFC et de la résine de la matrice du composite (Figure III.8) et il est constitué de fibres de carbone orientées à 90°. dans la chaîne et dans la trame, de manière à obtenir une armature souple et déformable pouvant épouser les formes du support.

Les largeurs nominales de tissu TFC sont : 300mm, 200mm, 150mm, 75mm et 40mm et il est livré en rouleau à la largeur commandée n'excédant pas 50m. Il peut être coupé sur le chantier à la longueur désirée au moyen d'un cutter ou d'une paire de ciseaux.

Le tableau III.7, ci-après, donne les principales caractéristiques de la fibre de carbone (TFC), qui compose le tissu du composite.

Tableau III.7 – Caractéristique de la fibre de carbone TFC

Propriétés Mécaniques		Unité	Maximum	Nominal	Minimum
Contrainte de rupture	Moyenne par lot	MPa	-	4900	4510
Module de traction	Moyenne par lot	GPa	240	230	221
Allongement à rupture	Moyenne par lot	%	-	2.1	1.8
Masse Linéique 12 k	Moyenne par lot	1000g/m	824	800	776
Densité	Moyenne par lot	%	1.84	1.8	1.76
* 12 k = 12000 filaments par mèches					

III.2.2 Instruments et appareils utilisés

Durant la partie expérimentale, on s'est servi d'un matériel et de plusieurs matériels (machines et instruments) pendant les différentes étapes de notre travail.

III.2.2.1 Caractérisation des appareils pour mesures :

- Bacs
- Dispositif de lavage des matériaux
- Tamis
- Dispositif d'essai Equivalent de sable
- Dispositif d'essai Masse volumique apparente et absolue
- Dispositif d'essai au Bleu de Méthylène
- Cône d'Abrams normalisé
- Moules cylindriques en acier
- Moules en bois de dimensions 400mm×400mm×50mm

III.2.2.2 Préparation des éprouvettes :

- Moules en bois de dimensions 400mm×400mm×50mm
- Malaxeur.
- Table vibrante.

III.2.2.3 Essais sur Béton durci :

- Machine de compression « MATEST » de capacité 3000 kN. (Figure III.8).
- Machine de flexion 04 Points « MATEST » de capacité 200 kN (Figure Iii.9).



Figure III.8 : Machine de compression



Figure III.9 : Machine de flexion 4 points

III. 2.3 Méthodologie expérimentale

III.2.3.1 Caractérisation des Matériaux :

III. 2.3.1.1 Teneur en eau :

- **Principe de l'essai :**

Selon la norme "NF EN 1097-5 [37]. Le séchage à l'étuve fournit une mesure de quantité totale d'eau libre présente dans une prise d'essai de granulats. Cette eau peut se trouver soit à la surface, soit à l'intérieur des grains, dans les pores accessibles à l'eau. Après pesée, une prise d'essai est placée dans une étuve ventilée à la température de (110 ± 5) °C. Par pesées successives, on détermine la masse constante de la prise d'essai séchée. À toute les stades de la manipulation et de la préparation avant l'essai, l'échantillon de laboratoire, puis la prise d'essai sont protégés contre toute perte ou tout gain d'eau. La teneur en eau est obtenue par la différence de masse entre la masse humide et la masse sèche, et elle est exprimée en pourcentage de la masse sèche de la prise d'essai.

- **Description de l'essai :**

Les étapes sont :

- Nettoyer et sécher un récipient de masse connue et ajouter la prise d'essai humide.
- Peser le récipient contenant la prise d'essai humide et déterminer sa masse totale. Enregistrer cette masse (M1).
- Placer le récipient contenant la prise d'essai dans l'étuve à 55°C jusqu'à ce que la masse constante soit atteinte.
- Une fois l'éprouvette sèche le récipient doit être retiré de l'étuve.
- Choisir la masse du récipient, du couvercle et de l'éprouvette séchée doit être déterminée (M2).

$$W = [(Mh - Ms) \times 100] / Ms (\%) \dots \dots \dots (1)$$

Où :

Ms : poids du sable sec en (g).

Mh : poids du sable humide en (g).

III. 2.3.1.2 Analyse Granulométrique :

- **Principe de l'essai :**

Selon la norme [NF EN 933-1 [38], l'essai consiste à diviser et séparer un matériau en plusieurs classes granulaires de dimensions décroissantes au moyen d'une série de tamis.

Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision requise. Le procédé adopté est le tamisage par lavage suivi du tamisage à sec. Lorsque le lavage peut altérer les caractéristiques physiques d'un granulat léger. Les masses de grains retenues sur les différents tamis sont rapportées à la masse initiale de matériau. Les pourcentages cumulés passant à travers chaque tamis sont présentés sous forme numérique et si nécessaire sous forme graphique. [38]

- **Description de l'essai :**

On place l'échantillon à étudier à l'étuve à 105°C pour le gravier et 55°C pour le sable pendant 24h (Figure III.10).



Figure III.10 : L'échantillon dans l'étuve

Les étapes sont :

- A prélever une quantité du matériau, et imbiber cette quantité dans l'eau pendant 24h
- On le repasse à l'étuve pendant 24h après avoir lavé le matériau pour éliminer les fines. (Figure III.11).



Figure III.11 : Lavage de l'échantillon

- On fait sortir le matériau puis on le verse sur les tamis disposés comme dans l'appareillage et on secoue aux mains ou au vibreur de tamis, il y aura un passage selon le diamètre des tamis.
- On enlève chaque tamis et on pèse le refus, au fur et à mesure en faisant un cumul sur le tamis suivant (Figure III.12).



Figure III.12 : Procédure de tamisage de l'échantillon

III. 2.3.1.3 Equivalant de Sable :

- **Principe de l'essai :**

Selon la norme "NF EN 933-8+A1" [39], une éprouvette de granulat de 0/2 mm ayant une teneur en fines maximale de 10 % (soit naturelle soit obtenue après ajustement de la courbe granulométrique) et une petite quantité de solution lavante et floculante sont versées dans un cylindre gradué, puis agitées de façon à détacher les éléments argileux des particules plus grosses de la prise d'essai. Le granulat est ensuite « irrigué » en utilisant le reste de solution lavante et floculante afin de mettre les particules de fines en suspension. À l'issue d'un laps de temps déterminé, l'équivalent de sable (SE (10)) est calculé comme étant la hauteur de sédiment exprimée en pourcentage de la hauteur totale de sédiment et de floculat dans le cylindre [39]

- **Description de l'essai :**
 - On verse dans une cylindrique jusqu'à trait repère inférieur, une solution lavante.
 - Introduire dans l'éprouvette une masse sèche de 120g de matériau à l'aide de l'entonnoir.
 - Frapper fortement à plusieurs reprises la base de l'éprouvette sur la paume de la main par déloger les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon.
 - Laisser reposer 10min et boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc

- Fixer l'éprouvette sur la machine d'agitation. (Figure III.13).
- Faire subir à l'éprouvette 90 cycle en 30s.
- Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essai.
- Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavante.
- En descendant le tube laveur dans l'éprouvette.
- Rincer les parois de l'éprouvette avec la solution lavante
- Puis laver le sable pour faire remonter les éléments argileux tout en maintenant l'éprouvette en position verticale.
- L'éprouvette étant soumise à un lent mouvement de rotation, remonter lentement et régulièrement le tube laveur .Lorsque le niveau de liquide atteint trait repère supérieur.
- Relever le tube laveur de façon à ce que le niveau de liquide se maintienne à hauteur de trait repère.
- Arrêter l'écoulement dès la sortie du tube laveur.
- Laisser reposer sans perturbation pendant 20min et mesurer les hauteurs.

L'équivalent de sable visuel est donné par la formule :

$$ES = h_2/h_1 * 100\% \dots\dots\dots (2)$$



Figure III.13: Machine d'agitation



Figure III.14 : Manipulation de l'essai d'équivalent de sable

III.2.3.1.4 Masse Volumique Absolue :

Principe d'essai masse volumique:

Avec la norme 'NF EN 1097-6' [40], la masse volumique absolue est calculée à partir du rapport masse/volume. La masse est déterminée en pesant la prise d'essai saturée surface sèche et de nouveau après séchage à l'étuve. Le volume est calculé à partir de la masse du volume d'eau déplacé, déterminée soit par réduction du poids dans le cas de la méthode du panier en treillis, soit par pesées dans le cas de méthode au pycnomètre. Il convient de ne pas chauffer artificiellement les prises d'essai avant l'essai en raison de l'impact du chauffage sur l'absorption. Cependant, si l'on utilise un matériau préalablement chauffé, cela doit être consigné dans le rapport d'essai. Si les granulats sont constitués de plusieurs classes granulaires, il peut s'avérer nécessaire de fractionner l'échantillon en différentes classes avant de préparer la prise d'essai. [40]

- **Description de l'essai masse volumique :**

Il faut immerger la prise d'essai préparée dans le pycnomètre rempli d'eau à une température de 22 ± 3 ° C. (Figure III.15) et (Figure III.16).



Figure III.15: Pycnomètre rempli d'eau Figure III.16: Remplissage de la prise d'essai

- Éliminer l'air occlus en faisant tourner et osciller doucement le pycnomètre en position inclinée. Placer le pycnomètre contenant la prise d'essai dans le bain d'eau et la maintenir à la température de $(22 \pm 3) ^\circ \text{C}$ pendant 24h (Figure III.17).



Figure III.17 : Le pycnomètre dans le bain d'eau

- Retirer le pycnomètre du bain d'eau et éliminer tout reste d'air occlus en faisant tourner et osciller doucement le pycnomètre.
- Faire déborder le pycnomètre en rajoutant de l'eau et placer le couvercle en évitant de piéger de l'air dans le récipient. Essuyer l'extérieur du pycnomètre et le peser, M2. (Figure III.18).

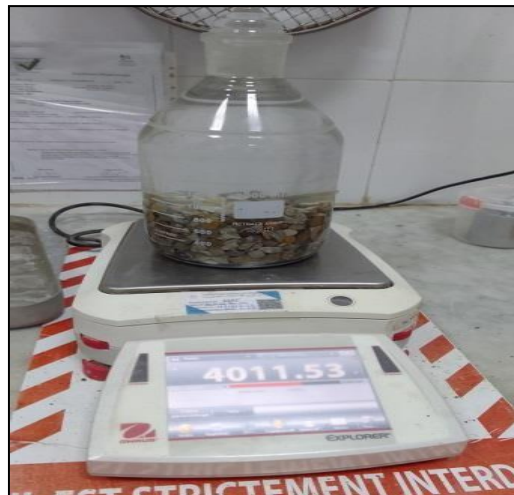


Figure III.18 : Pesage de M2

- Retirer les granulats de l'eau et les laisser s'égoutter quelques minutes. Remplir à nouveau le pycnomètre avec de l'eau et remettre le couvercle comme précédemment. Essuyer l'extérieur du pycnomètre et le peser, M3

- Transférer la prise d'essai égouttée sur l'un des chiffons absorbants. Sécher doucement en surface les granulats, puis les transférer sur un deuxième chiffon une fois que le premier n'absorbe plus d'eau.
- Transférer la prise d'essai saturée et séchée en surface sur un plateau et peser les granulats, M1.
- Sécher les granulats dans une étuve à $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante. Laisser refroidir à température ambiante et peser, M4.

La masse volumique absolue du sable est déterminée par la formule :

$$P_s = M / V_1 \dots\dots\dots(3)$$

III.2.3.1.5 Masse Volumique Apparente :

- **Principe d'essai masse volumique apparente :**

La norme "NF EN 1097-6" [41], prévoit une masse sèche des granulats remplissant un conteneur spécifié est déterminée par pesage et la masse volumique apparente correspondante est calculée. Le pourcentage de porosité intergranulaire se calcule à partir de la masse volumique apparente et la masse volumique réelle. [41]

- **Description de l'essai masse volumique apparente :**

Les phases sont :

- Prélever trois éprouvettes.
- Les granulats doivent être séchés à $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante, la masse de chaque prise d'essai doit être comprise entre 120% et 150% de la masse nécessaire pour remplir le conteneur.
- Peser les conteneurs vides, secs et propres (m1)
- Peser le conteneur sur une surface horizontale et le remplir à l'aide de la pelle jusqu'à ce qu'il déborde.
- Durant le remplissage du conteneur, limiter la ségrégation en appuyant sur le bord supérieur. À aucun moment le bord de la pelle ne doit être plus de 50 mm au-dessus du conteneur.
- Enlever avec soin tout excédent au sommet du conteneur en veillant à ce que la surface soit étalée de manière uniforme afin d'éviter tout phénomène de ségrégation.
- Nivelier la surface des granulats à l'aide de la règle, en ayant soin d'éviter tout compactage à la surface.
- Peser le conteneur rempli et enregistrer sa masse à 0,1% près (m2). Soumettre trois prises d'essai à cet essai.

La masse volumique apparente est déterminée par la formule suivante :

$$\gamma = (M_2 - M_1) / V \dots\dots\dots (4)$$

Où :

V : volume du récipient.

M₂ : poids de l'ensemble (granulat + récipient)

M₁ : poids de récipient à l'état vide.

III. 2.3.1.6 Bleu de méthylène :

En application de la norme 'NF EN 933-9' [42], on a :

- **Principe de l'essai :**

Des doses d'une solution de bleu de méthylène sont ajoutées successivement à la prise d'essai suspendue dans l'eau. L'absorption de la solution colorée, par les potentiels minéraux argileux de la prise d'essai, est vérifiée après chaque addition de solution. Pour ce faire, un test à la tâche est effectué sur du papier filtre pour déceler la présence de colorant libre, ce qui indique que l'adsorption est terminée. Lorsque la présence de colorant libre est confirmée, la valeur de bleu de méthylène est calculée et exprimée en grammes de colorant adsorbé par kilogramme de la fraction granulaire testée. [42]

- **Description de l'essai :**

- Prendre 30 grammes de sol sec passé au tamis 5mm.
- Mettre la prise d'essai à tremper dans un béccher avec 100 cm d'eau.
- A l'aide de l'agitateur (700 tr/min), dispersée la suspension pendant 5 min. (Figure III.19).



Figure III.19: Agitation de la prise d'essai

- A l'aide du dispositif de dosage, introduire 5 cm³ de bleu et agiter (400 tr/min) pendant 1min. (Figure III.20).



Figure III.20 : Agitation de la prise d'essai avec dosage de bleu

- A l'aide d'une baguette, déposer une goutte de la suspension sur du papier filtre (l'essai de la tâche). (Figure III.21).



Figure III.21 : L'essai de la tâche

Après avoir effectué cet essai, le résultat peut s'avérer positif ou négatif.

a/ Pour le test négatif

Si le test est négatif (tâche sans auréole), ajouter 5 cm³ de bleu et refaire l'essai de la tâche (Opération 5) après une minute. Cette opération sera répétée autant de fois qu'il sera nécessaire jusqu'à ce que le test de la tâche soit positif (tâche avec auréole).

b/ Pour le test positif

Si le test est positif (tâche avec auréole), procéder à 5 essais successifs (un test par minute) sans ajouter de bleu. Si les 5 essais sont positifs, l'essai est terminé et si, au cours de ces tests de la tâche, l'une des tâches deviendra sans auréole, ajouter uniquement 2,5 cm³ et reprendre les tests de la tâche jusqu'à ce que les 5 essais

III. 2.3.1.7 Los Angeles :

Selon la norme Française " NF EN 1097-2", du mois d'Octobre 1998 [43], on a :

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités types, de la classe granulaire 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre.

Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité. Si P est le matériau soumis à l'essai, p le poids des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, la résistance combinée à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques s'exprime par la quantité :

$$CLA = 100 \times p / P \dots\dots\dots(4)$$

Cette quantité sans dimension est appelée, par définition, "Coefficient Los Angeles" du matériau. [43]

- **Description de l'essai los Angeles :**

- Tamiser l'échantillon à sec sur chacun des tamis de la classe granulaire choisie en commençant par le tamis le plus grand.
- Laver le matériau tamisé et le sécher à 105°C jusqu'à l'obtention de la masse constante.
- La charge utilisée sera fonction de la classe granulaire.
- Replacer le couvercle.
- Faire effectuer à la machine 500 rotations.

- Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac sur le tamis de 1,6mm, le matériau étant pris plusieurs fois afin de faciliter l'opération.
- Laver le refus au tamis de 1,6mm. Égoutter et sécher à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constant.
- Peser le refus une fois séché. Soit m le résultat de la pesée.

Si (M) est la masse du matériau soumis à l'essai et (m) la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, la résistance à la fragmentation aux chocs s'explique par le coefficient Los Angeles LA :

$$LA = (m / M) \times 100 \dots\dots\dots(5)$$

III. 2.3.1.8 Micro-Devale :

- **Principe de l'essai :**

Selon la norme Française "NF EN 1097-1" [44], l'essai détermine le coefficient micro-Devale qui est le pourcentage de l'échantillon d'origine réduit à une dimension inférieure à 1,6 mm par rotation dans un cylindre. L'essai consiste à mesurer l'usure produite dans des conditions définies par frottements réciproques des granulats dans un cylindre en rotation avec une charge abrasive. Lorsque la rotation est achevée, on calcule le coefficient micro-Devale à partir du pourcentage de granulats retenus sur un tamis de 1,6 mm [44]

- **Description de l'essai :**

- Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105°C jusqu'à obtention de la masse constante.
- Tamiser à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie.
- Pour commencer l'essai, peser 200g de l'échantillon.
- La charge à utiliser sera fonction de la classe granulaire.
- Mettre les cylindres en rotation à une vitesse de 100 tr/min pendant 2h ou 12000 tours.
- Après essai, recueillir le granulat et la charge abrasive dans un bac en prenant soin d'éviter les pertes de granulat.
- Laver soigneusement à la pissette l'intérieur du cylindre en recueillant l'eau et les parties minérales entraînées
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur tamis de 1,6mm, la charge abrasive sera retenue sur un tamis de 8mm.

- Laver l'ensemble sans un jet d'eau et retire la charge abrasive. Procéder plusieurs fois pour faciliter l'opération.
- Sécher le refus à 1,6 mm à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante.
- Peser ce refus au gramme après, soit m'le résultat de la pesée.

III.3.2 Formulation du béton

III.3.2.1 Méthode Dreux-Gorisse

C'est une méthode pratique qui simplifie et rend la formulation du béton plus pragmatique. Elle consiste à rechercher conjointement la résistance à la compression et l'ouvrabilité désirée à partir des données de base essentielles pour la formulation du béton telles que la dimension des granulats(D). La méthode de formulation de "Dreux-Gorisse" permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges. Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton. Il faut déterminer au préalable le rapport E/C, C et E, le mélange optimal à minimum de vides, la compacité du béton et les masses des granulats. [45]

III.3.2.2 Malaxage du béton :

Toutes les masses de sable, graviers, ciment sont introduites dans le malaxeur et malaxés pendant 1 min à sec, plus 2 min après ajout d'eau et l'adjuvant, le mélange est laissé reposer pendant 5 min, et malaxé encore autre fois pendant 30 seconde (Figures III.22)

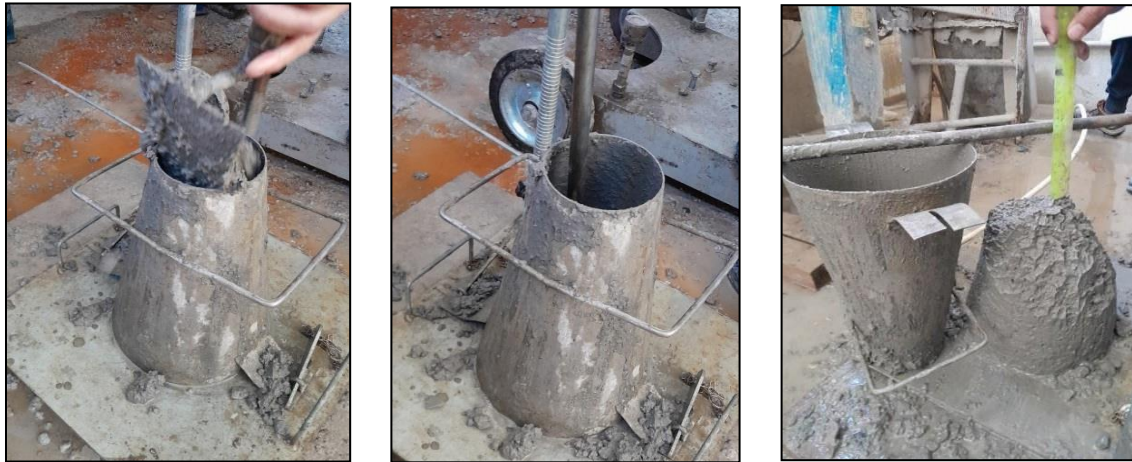


Figures III.22: Le malaxeur avec les matériaux

III.3.2.3 Affaissement au cône d'Abrams :

- Le cône d'Abrams est placé puis fixé sur la plaque ;

- Le cône est rempli avec du béton frais en trois fois. À chaque fois, chaque couche est piquée par 25 coups à l'aide de la tige
- Le cône est arasé avec une tige ;
- Le cône est levé immédiatement, verticalement et doucement en le tournant un peu pour le démouler ;
- L'affaissement du béton frais est ensuite mesuré comme le montre la figures III.24 (a , b et c).[46]



Figures III.23 (a, b et c) : Phases de l'essai du Cône d'Abrams

III.3.2.4 Préparation des éprouvettes :

Les étapes de confection des éprouvettes sont les suivantes :

- On utilise des moules de dimension $400 \times 400 \times 50$ mm ;
- On les étale avec l'huile pour faciliter le démoulage ;
- On verse le mortier dans les moules ;
- On remplit les éprouvettes puis on les vibre pour éliminer les bulles d'air.

Au total, un nombre de vingt-deux (22) dallettes d'essai sont coulés dans des moules en bois, confectionnées à cet effet (Figure III.25), dont les dimensions sont les mêmes et constantes. Un béton ordinaire identique, issu de la composition a été adopté afin d'éviter toute dispersion des résultats. Tous les essais ont été réalisés sur les dalles en béton avec ou non renforcement.



Figure III.24 : Photos prises des moules en bois

Les dallettes sont des deux types: dalles témoins et dalles renforcées. Les dimensions prises pour ces dallettes sont : $(400 \times 400 \times 50)$ mm.

Notre étude consiste à la confection des dalles non renforcées et renforcées (par des géogrilles et/ou composites CFRP). Le programme et les types des dallettes avec ou non renforcement sont les suivantes : (Figures : III.26, III.27, III.28, III.29 et III.30).

- Confection de deux dalles témoin (référence) (R) en béton seul ;
- Confection de deux dalles avec géogrille 1 (G1), placé à 1/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec géogrille 2 (G2), placé à 1/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec composite 1 (C1), placé à 2/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec composite 2 (C2), placé à 2/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec deux nappes de géogrille1 (G11), placé à 2/3 et 1/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec deux nappes de géogrille2 (G22), placé à 2/3 et 1/3 de la base ;
- Confection de deux dalles avec 1 nappe de géogrille1 placé à 2/3 et composite 1 placé à 1/3 de la base (C1G1) ;
- Confection de deux dalles avec 1 nappe de géogrille2 placé à 2/3 et composite 1 placé à 1/3 de la base (C1G2) ;
- Confection de deux dalles avec 1 nappe de géogrille1 placé à 2/3 et composite 2 placé à 1/3 de la base (C2G1)
- Confection de deux dalles avec 1 nappe de géogrille2 placé à 2/3 et composite 2 placé à 1/3 de la base (C2G2)



Figure III.25 : Coulage du béton à 1/3 de la base



Figure III.26 : Pose de nappe géogrille



Figure III.27 : Pose du tissu CFRP



Figure III.28 : Dallette coulée et vibrée

Une fois, tous les types des dalles programmées sont terminés, on les liasse pendant 36 heures, jusqu'au durcissement du béton (Figure III.29), pour les transporter après, dans la chambre humide (froide), ou elles sont conservées après le démoulage pendant 28 jours jusqu'au jour de l'essai. La chambre humide a une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 2$ et d'un taux d'humidité de 90% (Figure III.30).



Figure III.29: Démoulage des dalles après durcissement du béton

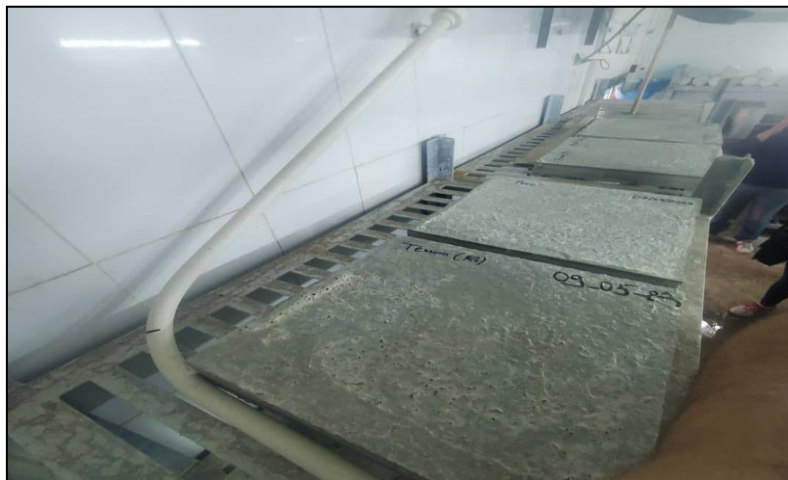


Figure III.30 : Pose des dalles dans la chambre humide

III.4 Procédures de contrôle et d'essai

III. 4.1 Contrôle et essai de compression

Les essais de compression sur des éprouvettes de béton fibre et témoin sont réalisés au laboratoire de LCTP à l'aide d'une Presse de compression de capacité 3000 KN [3R] à asservissement hydraulique, en contrôlant la vitesse de chargement. Le pilotage de la presse est assuré par un logiciel qui donne les résultats sous forme numérique et graphiques. L'essai est mené sur des éprouvettes de forme cylindrique normalisées (16 × 32) cm,

L'éprouvette, une fois rectifiée (Figure III.31), doit être centrée sur la presse d'essai avec une erreur inférieure à 1% de son diamètre. La vitesse de montée en charge est effectuée à raison de 0.6 MPa /s avec une tolérance de 0.2 MPA. Pour des éprouvettes de 16 × 32 cm, La charge de rupture est la charge maximale enregistrée au cours de l'essai. La contrainte de résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette. [47]

La résistance à la compression est donnée par l'équation suivante :

$$F_c = F/A_c \dots\dots\dots (6)$$

Avec :

F_c : Résistance en compression,

F : Charge maximale, exprimée en Newtons ;

A_c : Aire de la section de l'éprouvette sur laquelle la force de compression est appliqué.



Figure III.31 : Essai de compression

III. 4.2 Essai de flexion sur dalle

L'objectif des essais de flexion 4 point c'est de déterminer la résistance de chaque dalle à la flexion, avant et après son renforcement par géo-composites, cet essai est réalisé par une machine de flexion de marque « MATEST » et de force maximale de 200 KN (Figures III.32 et III.33).

Le schéma de l'application de la force est représenté dans la figure suivante :

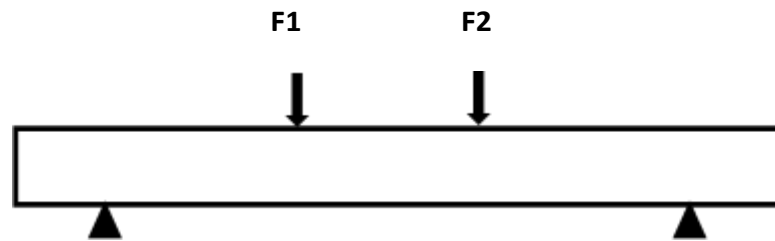


Figure III.32: Schéma de flexion 04 points



Figure III.33: Machine de Flexion 04 point

III.4.3 Procédure des essais

Dans cette partie nous exposons les résultats obtenus dans la partie de la caractérisation des matériaux et préparation des éprouvettes.

III.4.3.1 Caractérisation des matériaux :

- *Analyse Granulométrique :*
 - *Sable 0/3 :*

Les résultats de l'analyse granulométrique du sable 0/3, sont donnés dans le tableau III.8 et la courbe granulométrique est représentée par la figure III.35.

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse granulométrique du sable 0/3

Tamis (mm)	Passants (%)
4	94.3
3.15	82.2
2	72.7
1.6	64.3
1	55.3
0.5	44.8
0.25	25.3
0.125	18.3
0.063	11.3

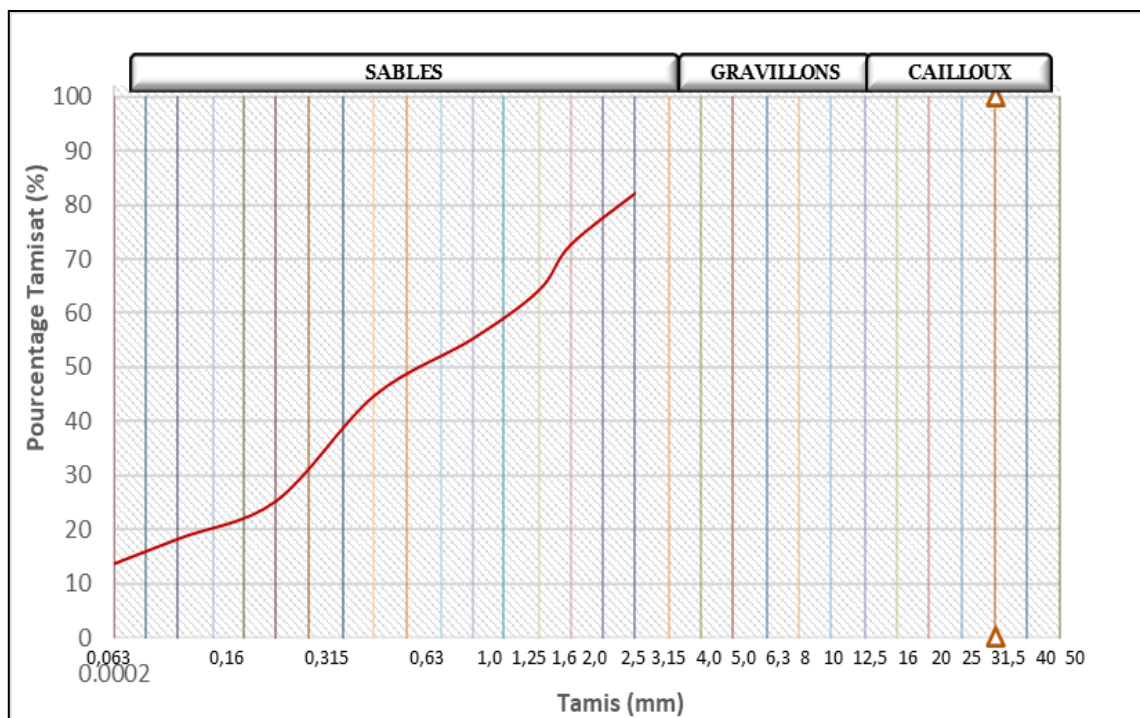


Figure III.34 : Courbe granulométrique du sable 0/3

- **Module de finesse :**

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger de la grosseur du sable, il est exprimé par le rapport de la somme des refus cumulés des tamis de mailles : (0.16-0.315-0.63-1.25-2.5 et 5(mm)) sur 100 et calculé par la relation suivante :

$$M_f = \Sigma R_c / 100 \dots\dots\dots(7)$$

Avec :

R_c : Refus cumulé

Pour le sable de 0/3 : $M_f = 2.89$

- **Sable Correcteur 0/1 :**

Vu le module de finesse élevé du sable choisi, et pour se rapprocher du module de finesse idéal de 2.5, on a opté pour l'utilisation d'un sable fin comme un sable correcteur.

Tableau III.9: Résultats de l'analyse granulométrique du sable correcteur 0/1

Tamis (mm)	Passants (%)
4	100
3.15	100
2	100
1.6	100
1	100
0.5	99.4
0.25	90.6
0.125	7.7
0.063	0.5

Le module de finesse du sable 0/1 : $M_f = 1,10$

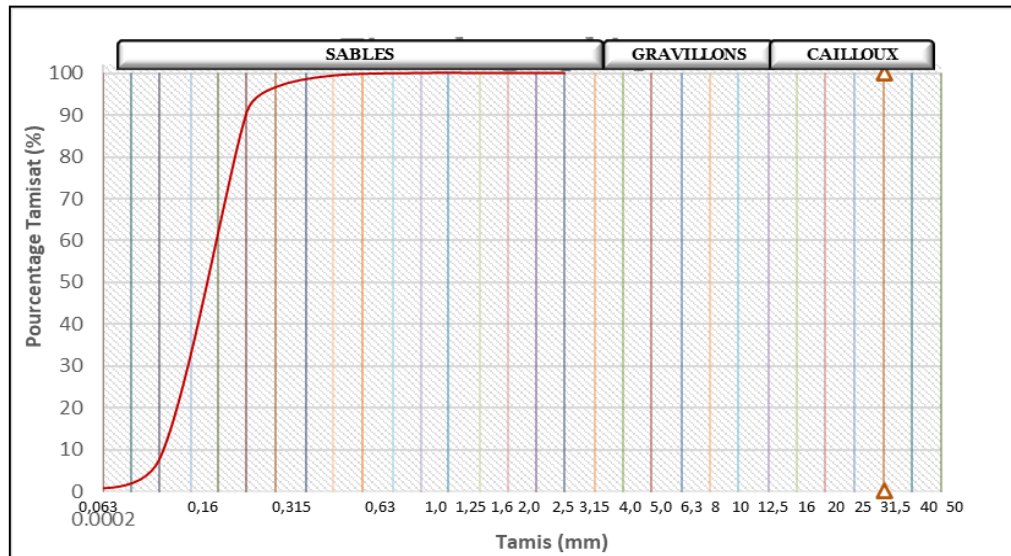


Figure III.35: Courbe granulométrique du sable 0/1

- **Gravillon 3/8 :**

Tableau III.10: Résultats de l'analyse granulométrique du gravillon 3/8

Tamis (mm)	Passants (%)
16	100
12.5	100
10	100
8	100
6.3	89.6
5	33.1
4	2.6
2	1.9

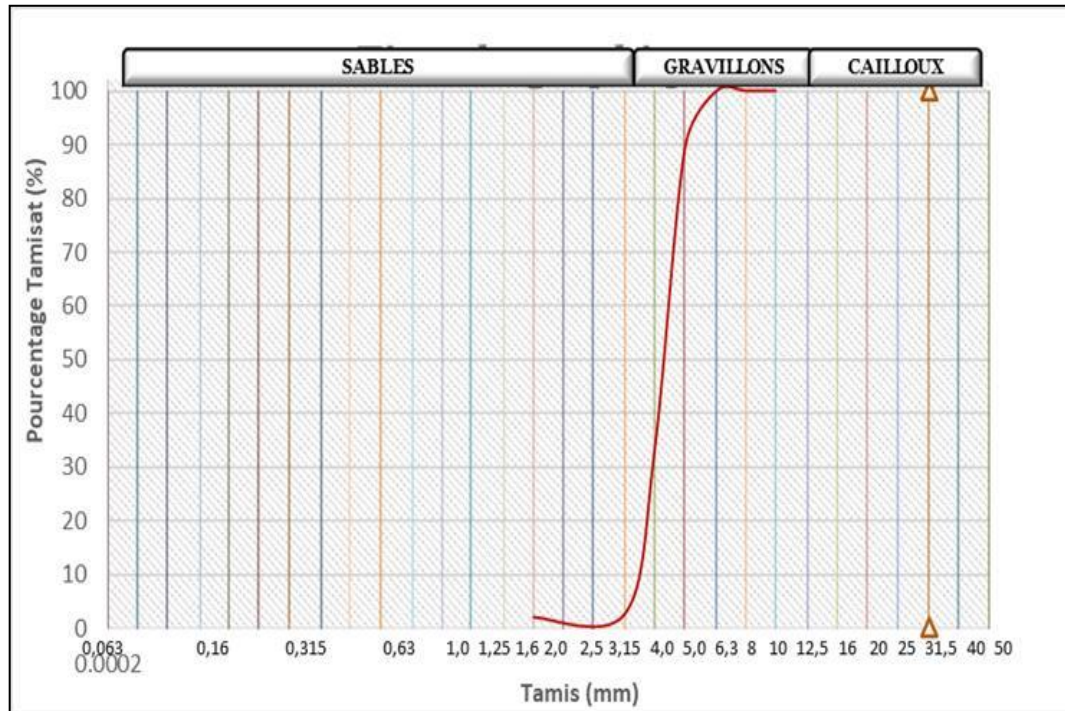


Figure III.36: Courbe granulométrique du gravillon 3/8

- **Gravier 8/15 :**

Tableau III.11: Résultats de l'analyse granulométrique du gravier 8/15

Tamis (mm)	Passants (%)
31.5	100
25	100
20	98.6
16	90.3
12.5	54.7
10	32.8
8	16.8
6.3	7.5
2.5	4.2
1.25	2.1
0.063	0.5

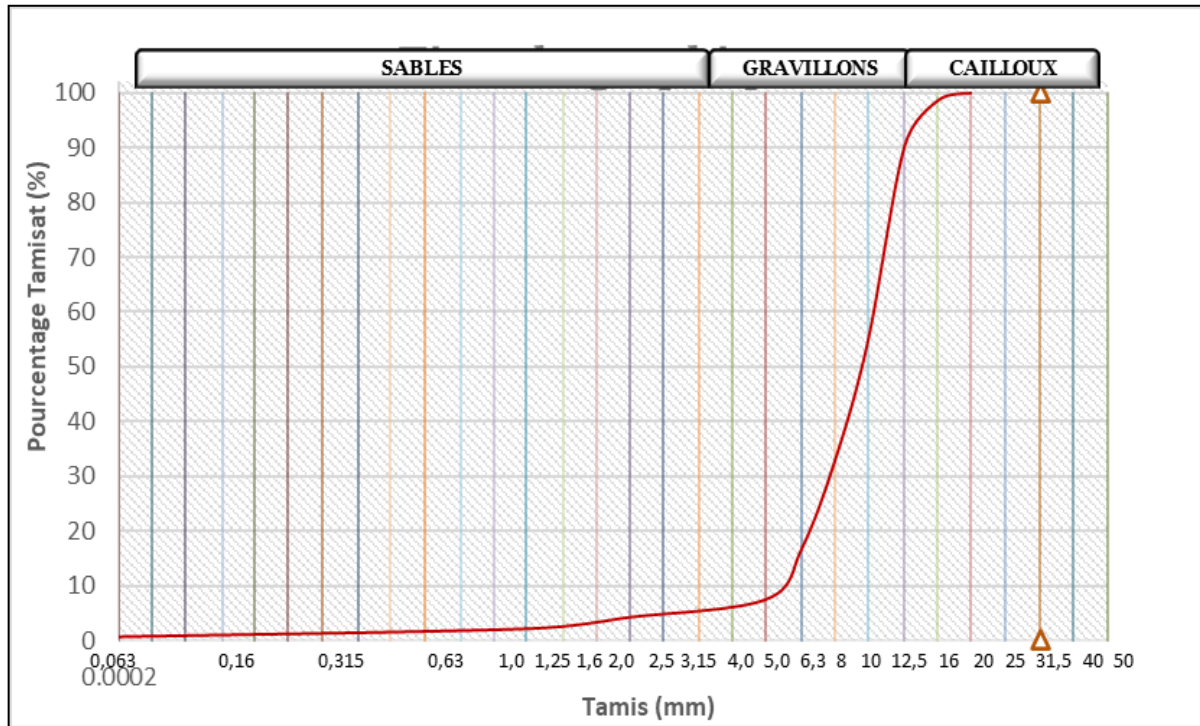


Figure III.37 : Courbe granulométrique du gravier 8/15

Pour tous les granulats, la superposition des courbes granulométriques, est illustrée dans la figure III.39.

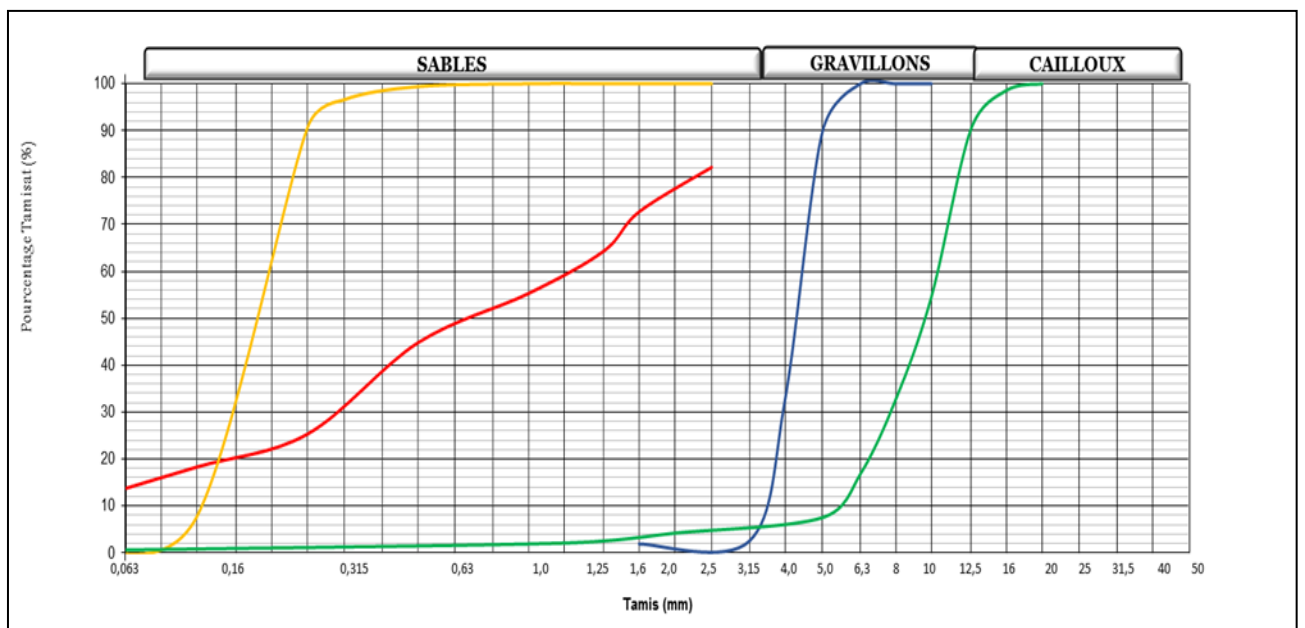


Figure III.38 : Courbe granulométrique des granulats

- ***Equivalent de Sable « Es »***

Tableau III.12: Résultats de l'essai d'équivalent de sable pour le sable 0/3

Mesure	Désignation	Essai 01	Essai 02
Hauteur du flocculat à la règle (mm)	H ₁	110	113
Hauteur du sédiment au piston (mm)	H ₂	80	79
Equivalent de sable	SE	72.72	69.91
Moyenne		71.32	

Pour le sable 0/3 et les graviers 3/8 et 8/15, on les résultats des essais de masses volumiques (Tableau III.13).

Tableau III.13: Résultats des essais de masses volumiques absolue et apparente

Echantillon	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Masse volumique absolue (t/m)	2.70	2.68	2.70
Masse volumique apparente (t/m)	1.56	1.42	1.45

- ***Essai au Bleu de Méthylène (Qualification des fines) :***

- ***Sable 0/1***

Tableau III.14: Résultats de l'essai au bleu de méthylène pour le sable 0/1

Masse sèche de la prise d'essai M1(g)	Volume de Bleu de Méthylène versé V1 (ml)	Valeur MB (g de colorant/ kg de grains de fraction 0/2mm)
300	40	1.33

- ***Sable 0/3 :***

Tableau III.15: Résultats de l'essai au bleu de méthylène pour le sable 0/3

Masse sèche de la prise d'essai M1(g)	Volume de Bleu de Méthylène versé V1 (ml)	Valeur MB (g de colorant/ kg de grains de fraction 0/2mm)
300	15	0.5

- **Essai Los Angeles et Micro-Deval :**
 - **Gravier 3/8, Gravier 8/15 :**

Tableau III.16: Résultats des essais Los Angeles et micro-Deval

Echantillon	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Los Angeles	24.92	28.30
Micro Deval	21.43	18.82

III.4.4 Formulation d'un béton ordinaire selon la méthode de Dreux-Gorisse :

III.4.4.1 Critère de résistance :

Le béton doit être formulé pour qu'à 28 jour sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique σ'_{28} . Cette valeur doit, par mesure de sécurité, être supérieure de 15 % à la résistance minimale en compression f_{c28} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$\sigma'_{28} = 1,15 \times f_{c28} \dots\dots\dots(8)$$

III.4.4.2 Détermination du Rapport C/E :

Le rapport E / C est calculé grâce à la formule de Bolomey :

$$f_{cm} = G \times \sigma_{c28} \times \left(\frac{C}{E} - 0.5\right) \dots\dots\dots(9)$$

Avec :

f_{cm} : la résistance moyenne en compression à 28 jours [MPa].

σ_{c28} : la classe vraie du ciment à 28 jours [MPa].

C : le dosage en ciment [kg.m^{-3}].

E : le dosage en eau totale sur matériaux secs [kg.m^{-3}].

G : le coefficient granulaire.

$$f_{cm} = f_{c28} \times 15\% \dots\dots\dots (10)$$

Le Béton ordinaire souhaité présente une résistance visée à 28 jours de 25 MPa, donc :

$$f_{cm} = 25 \times 15\% = 28,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots (11)$$

Le ciment disponible est CEM II 42,5 (classe de résistance commerciale). La classe vraie est estimée à :

$$\sigma_{c28} = 55 \text{ MPa}$$

Tableau III.17 : Correspondance entre classe vraie et dénomination normalisée des ciments.

Dénomination normalisée	32,5 MPa	42,5 MPa	52,5 MPa
Classe vraie $\sigma'c$	45 MPa	55 MPa	> 60 MPa

La granularité des graviers permet l'estimation du coefficient granulaire G avec :

Tableau III.18 : Coefficient Granulaire G, Méthode Dreux-Gorisse

Qualité des granulats	Dimension D_{\max} des granulats		
	Fins $D_{\max} < 12,5 \text{ mm}$	Moyens $20 < D_{\max} < 31,5$	Gros $D_{\max} > 50 \text{ mm}$
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

On a : **G = 0.45**

Le rapport pondéral E/C est :

$$\frac{E}{C} = \left(\frac{f_{cm}}{\sigma_{c28} \times G} + 0.5 \right) = \left(\frac{28.75}{55 \times 0.45} + 0.5 \right) = 1.66$$

III.4.4.3 Évaluation de la quantité de ciment C et de la quantité d'eau E :

Pour un dosage en ciment choisi $C = 350 \text{ Kg/m}^3$ et en utilisant l'Abaque de Dreux Permettant l'évaluation de la quantité d'eau E et de l'Affaissement A on obtient :

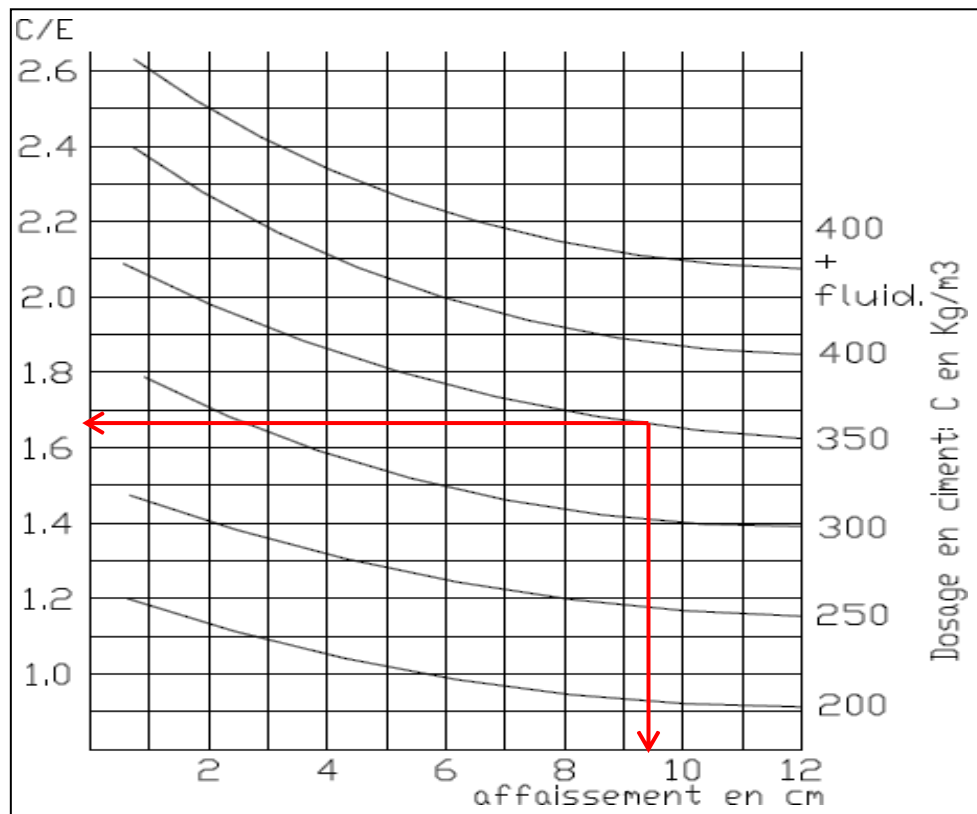


Figure III.39: Abaque pour l'estimation de la quantité de ciment.

Tableau III.18: Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône.

Plasticité	Serrage	Affaissement	Dénomination NF-EN 206/CN
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2	S1
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5	S1/S2
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9	S2
Béton mou	Piquage	10 à 13	S3
Béton liquide	Léger piquage	14	S3/S4/S5

Tableau III.19: Dénomination des affaissements selon la Norme EN 206-1 en mm.

S1	S2	S3	S4	S5
De 10 à 40	De 50 à 90	De 100 à 150	De 160 à 210	220

Donc la Quantité d'eau nécessaire est :

$$E = \frac{C}{1.66} = \frac{350}{1.66} = 210.84 \text{ L/m}^3$$

- **Correction de la quantité d'eau :**

$D_{\max} = 16 \text{ mm}$; d'après le tableau suivant, la correction à apporter est de +4% sur le dosage en eau E soit : $210.84 \times 1.04 = 219.28 \text{ L.m}^{-3}$.

Tableau III.20: Correction en pourcentage d'eau en fonction de la dimension des plus gros granulats D_{\max} (correction si $D_{\max} \neq 25 \text{ mm}$).

Dimension maximale des plus gros granulats D_{\max} (mm)	5	10	16	25	40	63	100
Correction sur le dosage en eau E	+15	+9	+4	0	-40	-8	-12

- **Correction du Sable :**

Deux sables sont disponibles, on utilise la règle d'Abram afin d'avoir un module de finesse optimal $M_{Fopt} = 2,5$.

- Sable 0/3 (S1) MF1 = 2,89 (sable grossier).
- Sable correcteur (S2) MF2 = 1.10 (sable fin).

La règle d'Abram est nécessaire afin d'avoir un sable avec un Mf optimal qui vaut 2.5 (NF-EN-12620).

$$\checkmark \text{ Proportion du sable S1} = \frac{M_{\text{fopt}} - M_{f2}}{M_{f1} - M_{f2}}$$

$$\checkmark \text{ Proportion du sable S2} = \frac{M_{f1} - M_{f2}}{M_{f1} - M_{\text{fopt}}}$$

Soit :

$$\checkmark S1 = \frac{2.50 - 1.10}{2.89 - 1.10} = \mathbf{0.78}$$

$$\checkmark S2 = \frac{2.89 - 2.50}{2.89 - 1.10} = \mathbf{0.22}$$

Donc 78% de sable 0/3 et 22% de sable correcteur 0/1.

- **Courbes Granulométriques**

Calcul des points de brisure pour la courbe de référence (OAB) :

Tableau III.21: dimension de courbe de référence (OAB)

Courbe de référence (OAB)	
O	(0, 0)
A	(Xa, Ya)
	$Xa = D_{\text{max}} / 2 = 16/2 = \mathbf{8}$
	$Ya = 50 - \sqrt{1.25 D_{\text{max}} + K}$ $= 50 - \sqrt{1.25 \times 16 + 2} = \mathbf{47.53}$
B	(Dmax, 100%) = (16, 100%)

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

Dans cette application, les granulats sont concassés, la puissance de la vibration est normale et le dosage en ciment C de 350. K est donc pris à +2.

Les valeurs de K sont données sur le tableau (III.21)

Tableau III.22 : valeur du terme correcteur K en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats.

Vibration	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
400+Superplastifiant	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	+2	-2	0	-4	-2
350	+2	+4	0	+2	-2	0
300	+4	+6	+2	+4	0	+2
250	+6	+7	+4	+6	+2	+4
200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

- **Estimation du coefficient de compacité :**

Le coefficient de compacité γ estimé à l'aide du tableau suivant permet de déduire la quantité des différents autres composants de la formulation. La compacité γ est définie comme le rapport entre le volume de solide et le volume total du béton :

Tableau III.23 : Valeur du coefficient de compacité γ

Consistance	Serrage	coefficient de compacité γ						
		D _{max=5}	D _{max=10}	D _{max=12,5}	D _{max=20}	D _{max=31,5}	D _{max=50}	D _{max=80}
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,780	0,810	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter une correction :

- Sable roulé et gravier concassé -0,01
- Sable et gravier concassés -0,03

Dans notre cas pour une consistance plastique et une vibration normale, le tableau donne les valeurs de γ pour les diamètres de granulats $D_{\max} = 12.5$ et $D_{\max} = 20$, donc il y a lieu de faire une interpolation pour obtenir la valeur de γ pour le diamètre $D = 16$.

$$\gamma = \frac{(0.825 - 0.815)}{(20 - 12.5)} \times (16 - 12.5) + 0.815 = 0.820$$

Notre sable est un sable roulé de rivières et notre gravier est un gravier concassé, ainsi le coefficient de compacité est :

$$\gamma = 0.82 - 0.01 = 0.81$$

Calcul des quantités des différents constituants du béton :

Pour 1 m³ de béton avec un coefficient de compacité $\gamma = 0.82$ le volume des granulats est calculé comme suite :

$$\gamma_{th} = \frac{V_{ciment} + V_{granulats}}{V_{Béton}} = \frac{V_{ciment} + V_{granulats}}{1}$$

$$V_{granulats} = \gamma_{th} - V_{ciment} = 0.81 - \frac{350 [kg]}{3100 [kg.m^{-3}]}$$

$$V_{granulats} = 0.697 m^3 = 697 L$$

Essais d'ouvrabilité ou essai au cône d'Abrams :

Après plusieurs essais par tâtonnement est afin d'obtenir un béton plastique, les quantités finales choisies sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.24: composition retenue

Composition	Quantité pour 1mt	Pour 8L (Gâchée expérimentale)
Sable 0/1	252 Kg	12.6 Kg
Sable 0/3	612 Kg	30.6 Kg
Gravier 3/8	416 Kg	20.8 Kg
Gravier 8/15	658 Kg	32.9 Kg
Ciment	350 Kg	17.5 Kg
Eau	180 L	9 L
Adjuvant (Masterpolyheed 3232)	3.8 Litres	0.19 L
Affaissement mesuré	A=9.5 cm	

Vérification de la résistance du béton :

Tableau III.25: Vérification de la résistance du béton à 28 jours

Eprouvette	01	02	03
Masse (Kg)	14.66	14.85	15.02
F_{c28}(mPa)	39.21	39.29	39.30
Moyenne	39.26		

Conclusion :

Dans cette étude expérimentale, nous pouvons dire que nous avons présenté l'ensemble des méthodes expérimentales, caractéristiques des matériaux utilisés, la composition et la préparation des mélanges à partir de méthode de Dreux-Gorisse, qui nous a permis de bien étudier les résultats et connaître l'effet des géo-composites insérés dans le béton.

Chapitre IV

RESULTATS ET DISCUSSIONS

IV.1 Préambule

On présentera dans ce chapitre les résultats trouvés dans la campagne expérimentale, concernant toutes les étapes des essais effectués au laboratoire "LCTP- Alger". Il s'agit des résultats de la flexion en quatre points, des dalles en forme de "dalles", surnommées "témoins" (sans renforcement) et celles renforcées par différents types de fibres, énumérées dans le chapitre précédent. On présentera tout d'abord, les valeurs de la force de rupture pour chaque cas testé, ainsi que la contrainte de rupture correspondantes et la flèche de rupture mesurée (calculée). Tous les essais ont été effectués avec une moyenne de deux éprouvettes pour chaque cas et on prendra la valeur moyenne correspondante.

IV.2 Présentation et nomination des dalles testées

Le tableau suivant illustre, le type de la dalle testée ainsi que la nomination et ce, afin de faciliter la lecture des résultats.

Tableau IV.1. Identification des dalles testées

Numéro test	Identification	Type de renforcement	Nomination	Emplacement
01	Témoin	Sans	R	-
02	Renforcée par 1 nappe	Géogrid G1	G1	1/3 de la base
03	Renforcée par 1 nappe	Géogrid G2	G2	1/3 de la base
04	Renforcée par 1 nappe	Composite C1	C1	2/3 de la base
05	Renforcée par 1 nappe	Composite C2	C2	2/3 de la base
06	Renforcée par 2 nappes	Géogrid G1	G11	1/3 et 2/3 de la base
07	Renforcée par 2 nappes	Géogrid G2	G22	1/3 et 2/3 de la base
08	Renforcée par 1 nappe G1 et composite C1	Géogrid G1 et composite C1	C1G1	1/3 et 2/3 de la base
09	Renforcée par 1 nappe G2 et composite C1	Géogrid G2 et composite C1	C1G2	1/3 et 2/3 de la base
10	Renforcée par 1 nappe G1 et composite C2	Géogrid G1 et composite C2	C2G1	1/3 et 2/3 de la base
11	Renforcée par 1 nappe G2 et composite C2	Géogrid G2 et composite C2	C2G2	1/3 et 2/3 de la base

Les figures ci-après, donnent un aperçu sur le schéma statique pour chaque type de dalle testé, en flexion "4 points" (Figures : IV.1 à IV.11).

- Dalle témoin (Reference)



Figure IV.1: Dalle non renforcée (R)

- Dalle renforcée par une nappe G1

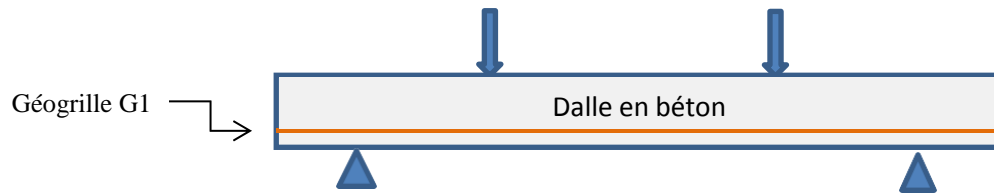


Figure IV.2: Dalle renforcée par une nappe (G1)

- Dalle renforcée par une nappe G2

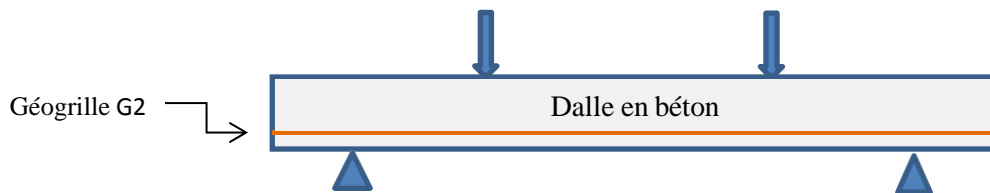


Figure IV.3: Dalle renforcée par une nappe (G2)

- Dalle renforcée par composite C1

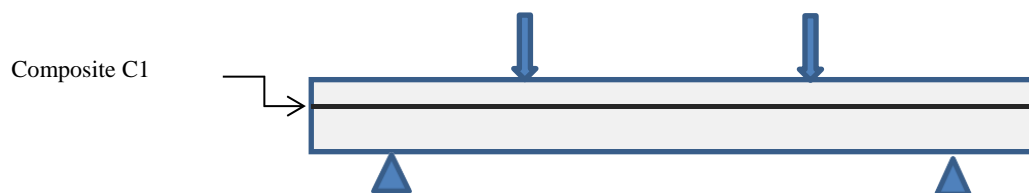


Figure IV.4: Dalle renforcée par composite C1

- Dalle renforcée par composite C1

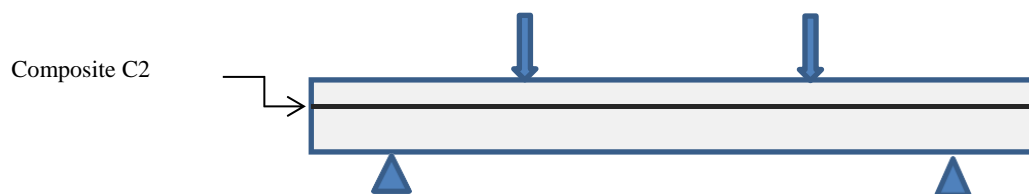


Figure IV.5: Dalle renforcée par composite C2

- Dalle renforcée par deux nappes G1

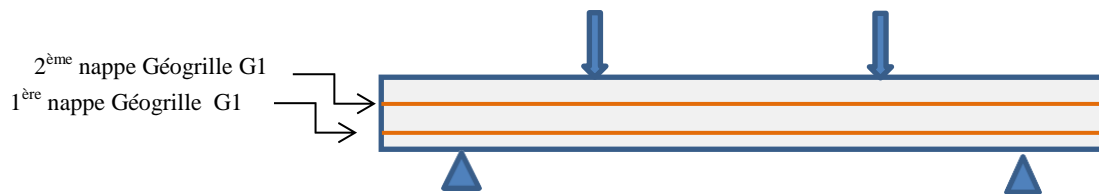


Figure IV.6: Dalle renforcée par deux nappes (G1)

- Dalle renforcée par deux nappes G2

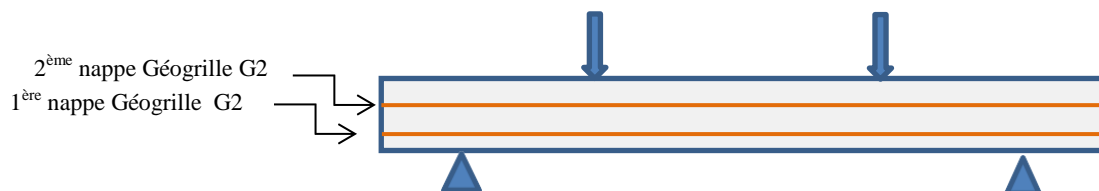


Figure IV.7: Dalle renforcée par deux nappes (G2)

- Dalle renforcée par géogrille G1 et composite C1

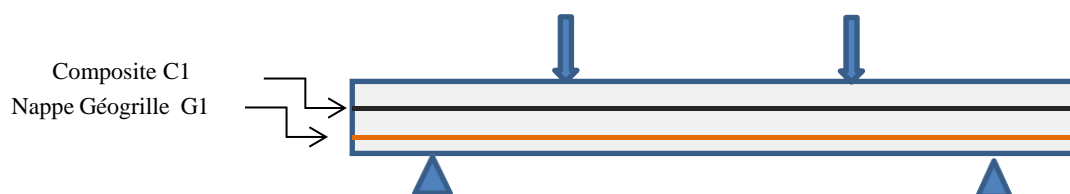


Figure IV.8: Dalle renforcée par géogrille G1 et composite C1

- Dalle renforcée par géogrille G2 et composite C1

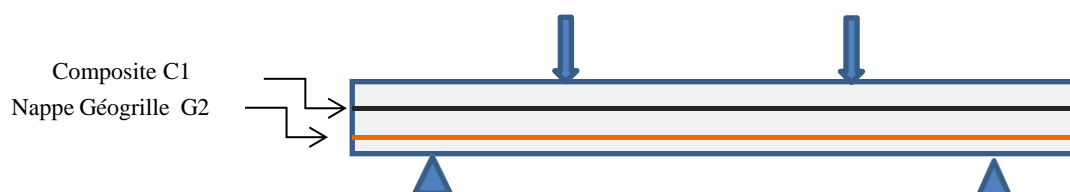


Figure IV.9: Dalle renforcée par géogrille G2 et composite C1

- Dalle renforcée par géogridde G1 et composite C2

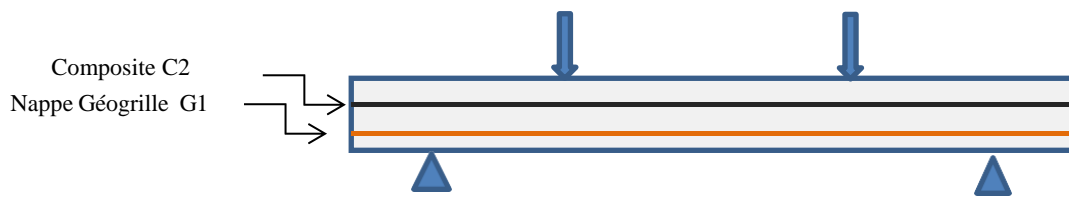


Figure IV.10: Dalle renforcée par géogridde G1 et composite C2

- Dalle renforcée par géogridde G2 et composite C2

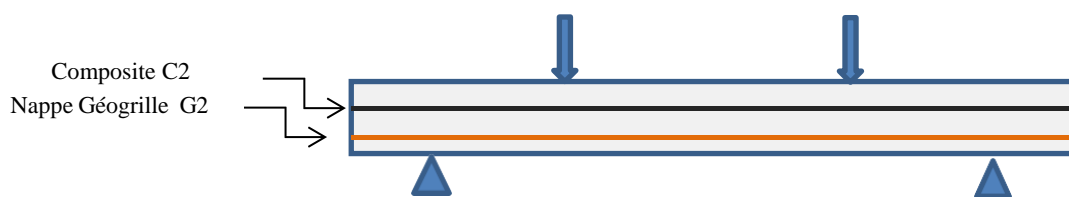


Figure IV.11: Dalle renforcée par géogridde G1 et composite C2

IV.2 Présentation des essais et emplacements

IV.2.1 Essai de Flexion sur les dallettes

L'essai de flexion 04 points est effectué à l'aide d'une machine de flexion 04 points de marque « MATEST », disponible au niveau du laboratoire 'Blanc' au LCTP. Sa capacité 200 kN avec un dispositif de control électronique. La vitesse de chargement est fixée à 0.5 kN/s. Les dallettes ont été positionnées dans le dispositif d'essai avec un centrage parfait en respectant le schéma de chargement représenté dans la figure suivante où la portée libre des dallettes était de 360 mm et l'espacement entre les deux points d'application de la force était de 120 mm.

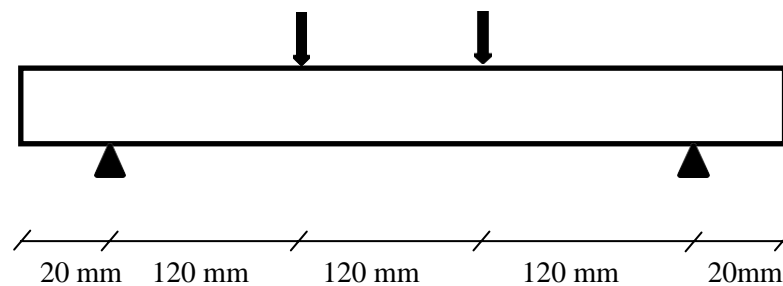


Figure IV.12 : Schéma de flexion 04 points d'une dalle



Figure IV.13 : Placement axé de dalle pour essai de flexion 4 points

Les résultats obtenus, dans le sens des valeurs de charge maximale de rupture, de la contrainte ultime, pour chaque type de dalle, ont été lus sur l'écran du capteur universel "Servo-Plus" (Figure IV.14), donnant la force et contrainte en fonction du temps de la durée de l'essai.



Figure IV.14 : "Servo-Plus" pour lecture des résultats

Les valeurs moyennes (pour chaque deux dalles d'essai) sont illustrées dans le tableau VI.1, ci-après.

Tableau IV.2 : Résultats des valeurs trouvées et mesurées des essais de flexion 04 points

Dallettes (nomination)	Force de rupture (kN)	Contrainte de rupture [MPa]	Flèche calculée (mm)
Référence (R)	15,435	5,557	0,247
Renforcement par 1 nappe (G1)	14,081	8,063	0,567
Renforcement par 1 nappe (G2)	12,641	6,911	0,509
Renforcement par composite (C1)	16,170	5,821	0,174
Renforcement par composite (C2)	16,038	5,773	0,201
Renforcement par 2 nappes (G11)	16,538	8,224	0,664
Renforcement par 2 nappes (G22)	13,628	7,582	0,534
Renforcement par nappe G1 et composite C1	10,131	3,770	0,408
Renforcement par nappe G2 et composite C1	9,572	4,327	0,365
Renforcement par nappe G1 et composite C2	9,942	3,984	0,447
Renforcement par nappe G2 et composite C2	8,274	4,207	0,383

IV.2.2 Présentation des courbes Force- flèche

A l'aide du logiciel "Excel", on a pu dessiner toutes les courbe ((Force –flèche), en prenant en compte, la durée de l'essai et en faisant une interpolation, qui nous permet d'avoir les courbes suivantes (Figures : IV.15 à IV.25).

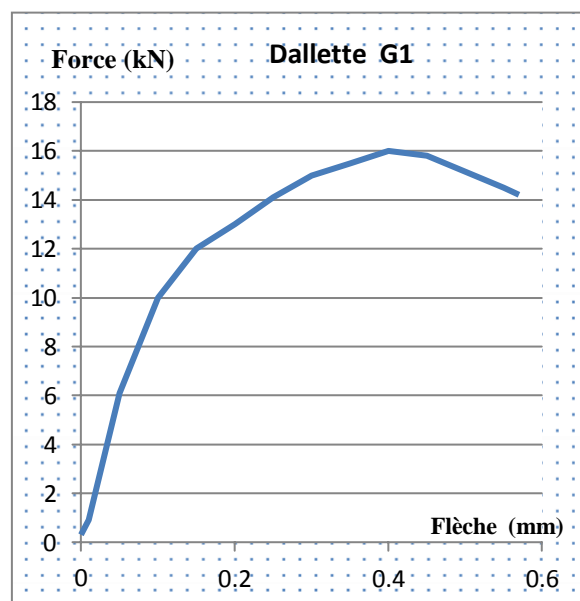
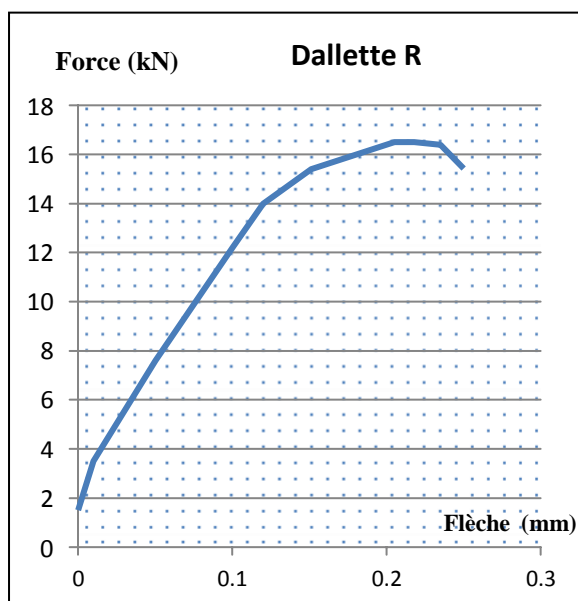


Figure IV.15 : Courbe Force-flèche (Dalette R)

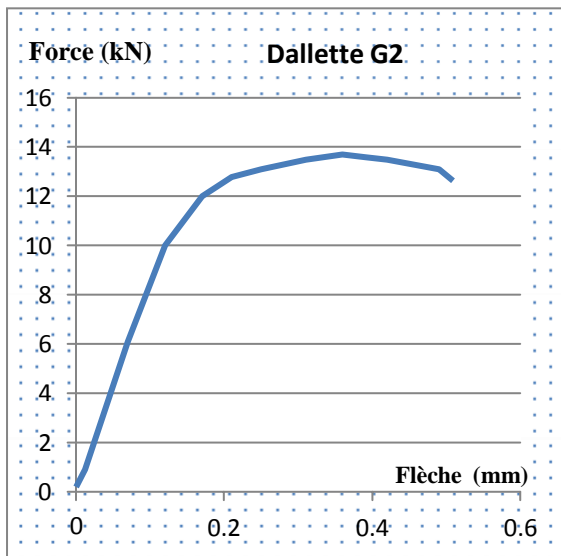


Figure IV.16 : Courbe Force-flèche (Dalette G1)

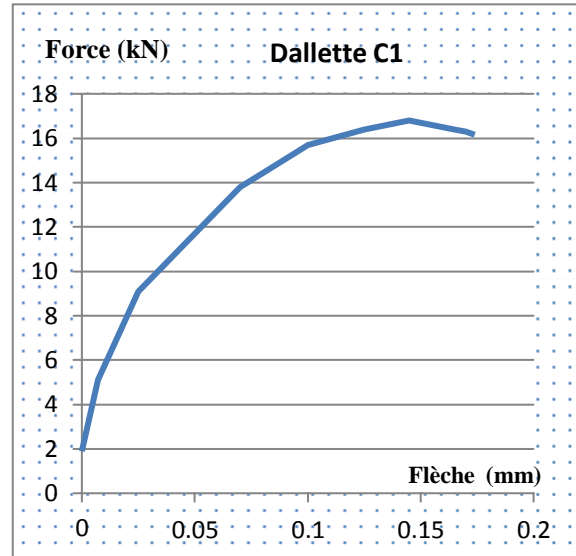


Figure IV.17 : Courbe Force-flèche (Dalette G2)

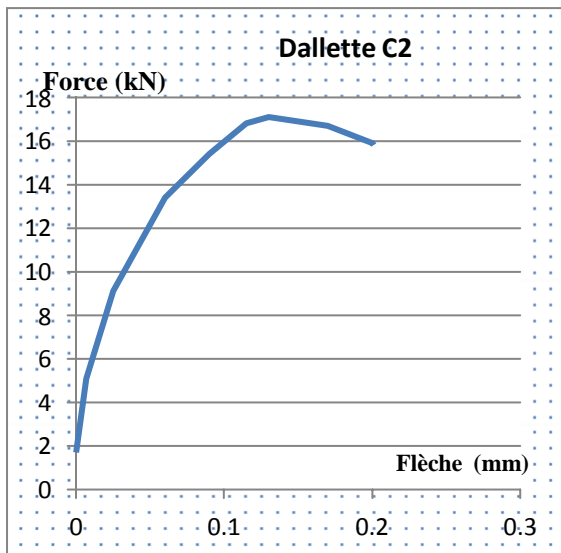


Figure IV.18 : Courbe Force-flèche (Dalette C1)

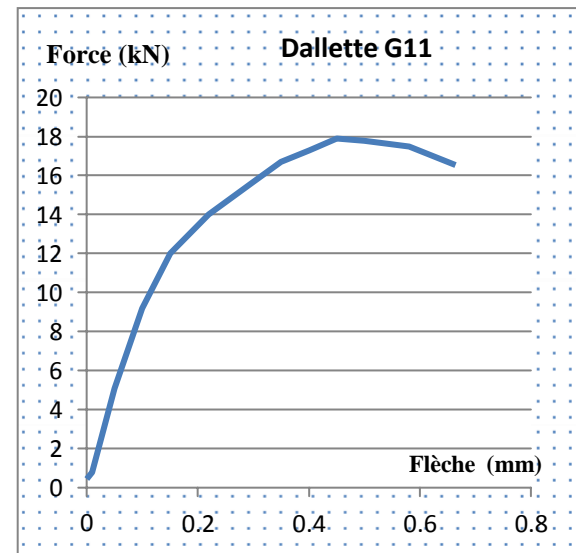


Figure IV.19 : Courbe Force-flèche (Dalette C2)

Figure IV.20 : Courbe Force-flèche (Dalette G11)

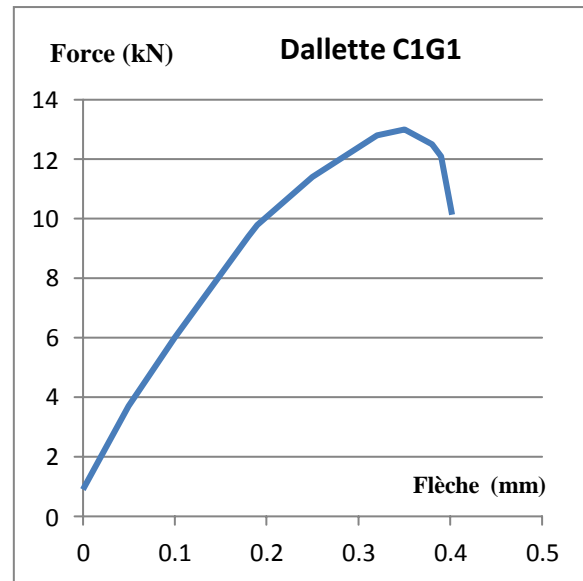
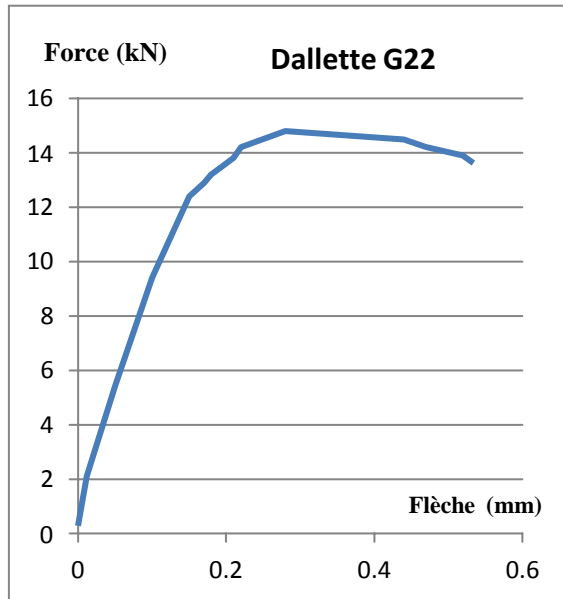


Figure IV.21 : Courbe Force-flèche (Dallette G22) Figure IV.22 : Courbe Force-flèche (Dallette C1G1)

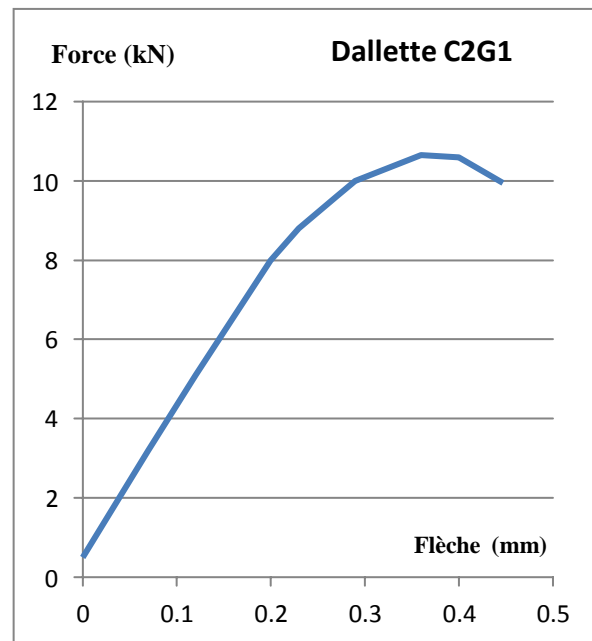
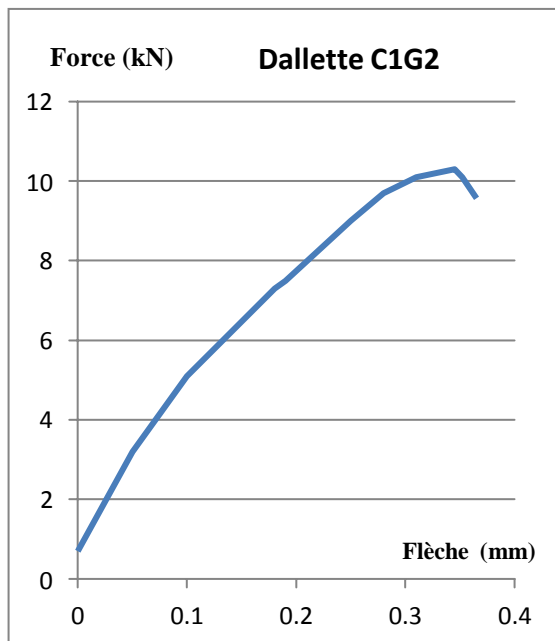


Figure IV.23 : Courbe Force-flèche (Dallette C1G2) Figure IV.24 : Courbe Force-flèche (Dallette C2G1)

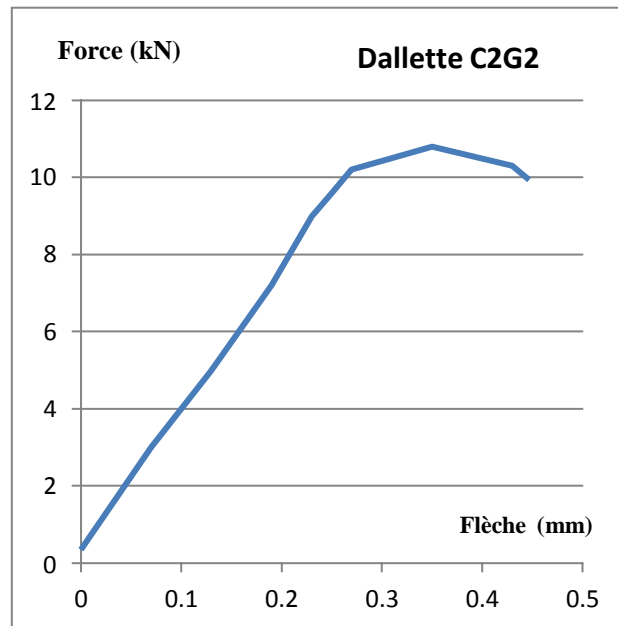


Figure IV.25 : Courbe Force-flèche (Dalette C2G2)

Sur la base des résultats obtenus en faisant une lecture des courbes ‘‘Force-flèche’’, on constate que pour tous les essais, une certaine évolution de la flèche (déplacement au milieu de dalle) en fonction de la force appliquée (répartie en deux) selon la flexion ‘‘4 points’’.

Chaque courbe est composée de trois parties : partie élastique (linéarité selon la loi de Hook), la partie élasto-plastique, jusqu’à la valeur limite (sommet de la courbe) et la phase finale jusqu’à la rupture (Figure IV.26).

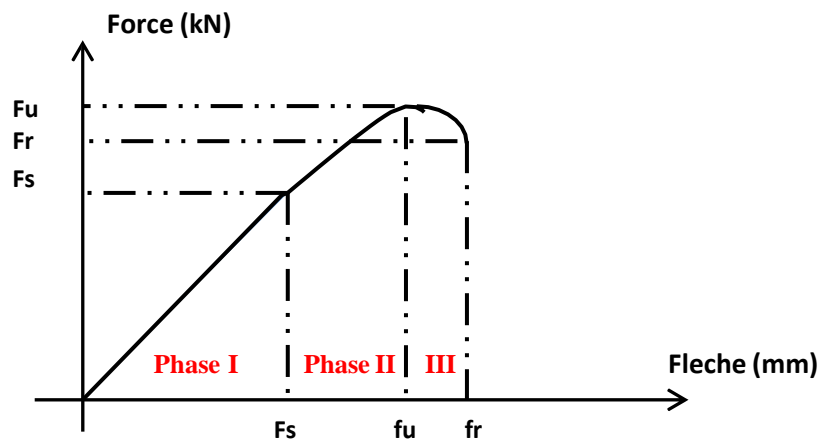


Figure IV.26 : Phases du comportement de flexion dalle

Concernant les forces de rupture, pour la dalle de référence, la valeur de rupture de la force est d'une valeur de 15.435 kN, contre les forces, pour renforcement par une nappe de géogridde, qui sont de l'ordre, respectivement, de 14.081 kN et 12.641 kN, soit des pourcentages de 8.78 % (pour G1) et 18.11 % (pour G2). Les composites, semblent donné des gains, pour les forces de rupture (augmentation des contraintes), soit des valeurs de force de 16.170 kN (gain de 4.77% pour C1) et 16.038 kN (gain de 3.91% pour C2). Le double renforcement par deux nappes de géogridde, a donné des pourcentages d'écart de 7.15 % (pour G11) et un écart négatif de 12.36% (pour G22). Le renforcement par deux nappes de G1 est plus performant.

La combinaison de la nappe géogridde avec un tissu de composite, adonné des valeurs de force de : 10.131 kN (pour C1G1), 9.572 kN (pour C1G2), 9.942 kN (pour C2G1) et 8.274 kN (pour C2G2), soit des pourcentages d'écart (non augmentation de la force de rupture), respectivement de : -34.23%, -37.98%, -35.59% et -46.39%.

Par contre, on a remarqué que les géogriddes (1 nappe ou deux nappes de renforcement), ne réduisent pas la flèche, contrairement aux composites (C1 ou C2). La flèche pour le composite C1 est de 0.174 mm (contre 0.247 mm pour la référence R), soit un gain de 29.56% et une flèche pour le composite C2, de 0.201 mm, soit un gain de 18.63%. Les géogriddes, par contre ont augmenté la flèche de rupture, avec des pourcentages de -129.55% (pour G1), -106.07 (pour G2), -168.82% (pour G11) et -116.20%. La meme remarque semble appliquée pour la combinaison de composite et géogridde avec des pourcentages allant de -47.77% et -80.97%.

Pour la rigidité (augmentation du module de Young E), représentée par l'inclinaison de la courbe "force-flèche", la figure IV.27, montre que par rapport à la poutre de référence "R", les composites C1 et C2, sont plus avantageux (plus performant), avec un léger avantage pour le composite C2 (bi-directionnel). Tout type de géogridde, (une nappe, deux nappes ou combiné), ne semble pas améliorer la rigidité de la dalle renforcée.

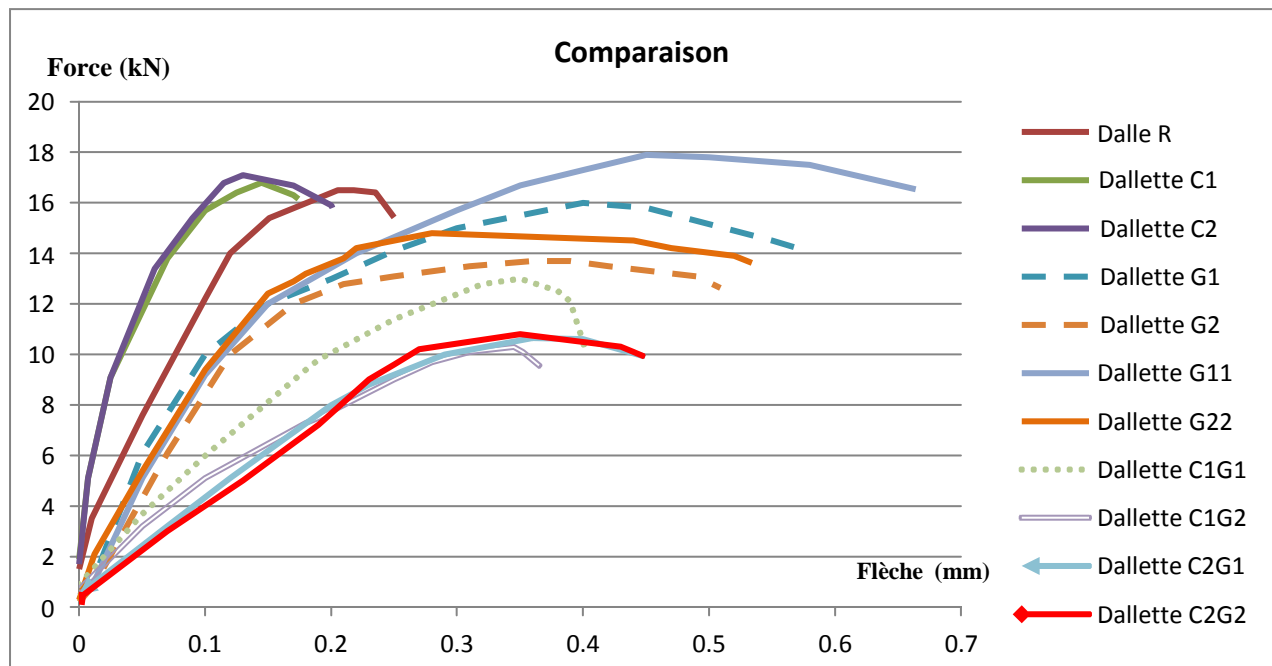


Figure IV.27 : Superposition des courbes et comparaison

IV.2.3 Evolution des fissures et modes de rupture

Le suivi des essais des écrasements effectués sur les dalles, en flexion 4 points, ont mis en évidence, des lectures concernant les avantages à recueillir pour les différents renforcements.

Le premier constat, a donné pour résultat, que toutes ruptures ont été situées au milieu et à la base (fibre inférieure), ce qui confirme que la rupture est une rupture de flexion [48]. Les figures IV.28 et IV.29, montrent l'évolution de la fissure lors du chargement monotone.

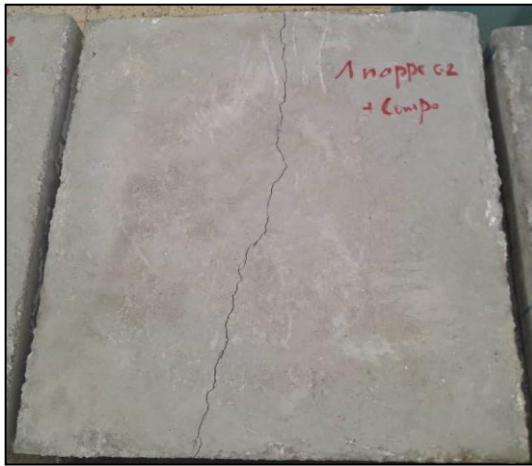


Figure IV.28 Apparition et évolution de la fissure Figure IV.29 Fissure de rupture lors de l'essai

Pour les dalles, renforcées par des nappes de géogrilles, il y avait apparition de deux types de fissures, aux droites de l'application de la force, vers chaque appui. Cela est dû au rôle joué par la géogrille (stoppage de la propagation de fissure) (Figures IV.30 et IV.31) [49]

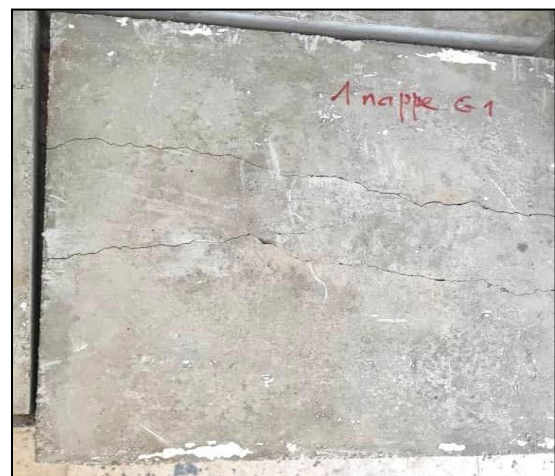
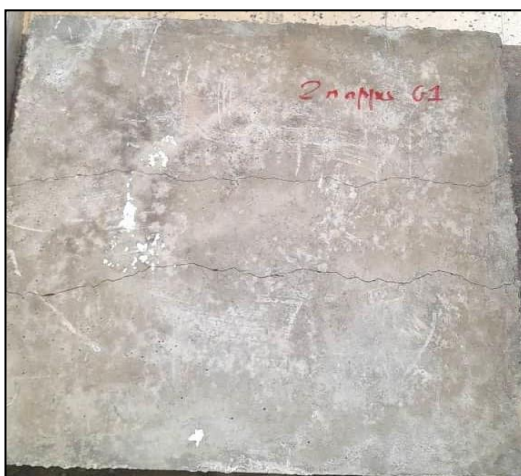


Figure IV.30 Evolution de la fissure avec géogrille Figure IV.31 Fissure avancée pour G11 et G22

Pour les valeurs des contraintes mesurées, qui ont un lien direct avec la rigidité de chaque dalle renforcée et les gains peuvent atteindre les valeurs comprises entre 11% et 51%. Il s'est avéré que le renforcement par géogridde est plus avantageux que les autres renforcements, viendra en deuxième lieu le renforcement par composite C1 ou C2. Les autres combinaisons (géogridde-composite), bien qu'elles sont moins avantageuses en terme de force de rupture et de contrainte de rupture, mais rendent les dalles plus ductiles (pas de cassure brute) et la plasticité est plus durable (Figure IV.32).

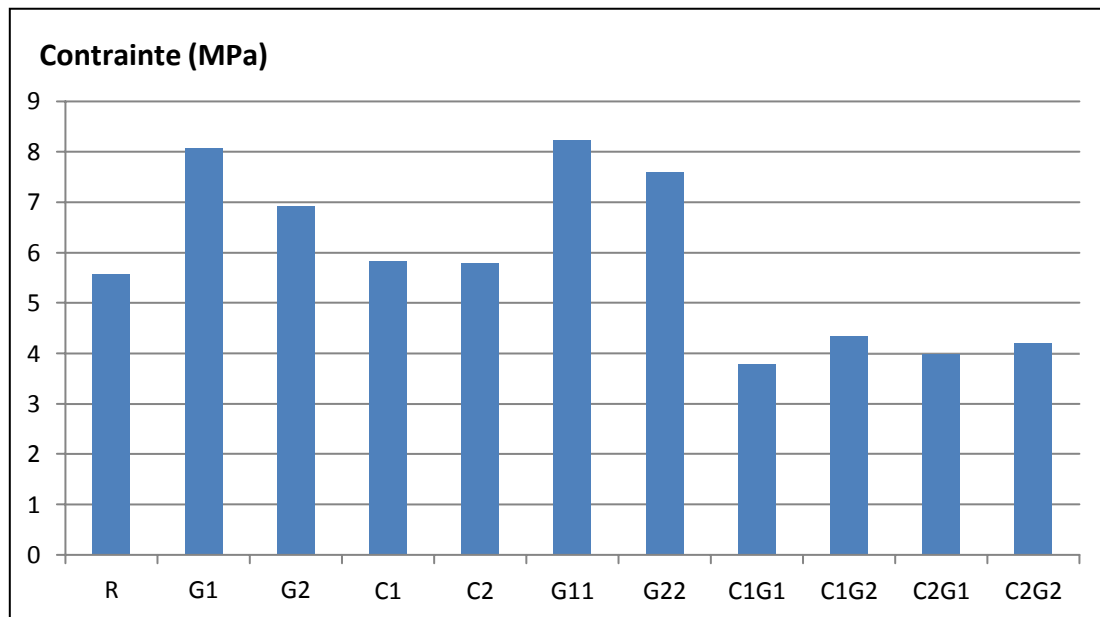


Figure IV.32 Histogramme montrant l'évolution de la contrainte de rupture

Conclusion :

L'étude expérimentale effectuée sur un ensemble de dalles (en forme de dalle) en béton, sous flexion "4 points", nous a permis d'avoir des idées concernant les chaussées rigides (routières ou aéroportuaires). Les géogriddes, en plus de leur fonction de séparation, a donné des avantages en contraintes et en force de rupture. Les composites (monodirectionnel ou bidirectionnel), a permis de voir l'augmentation de la rigidité et du module élastique (Young). Par contre la combinaison "composite-géogridde", a donné plu d'avantage à la ductilité de la dalle testée (pas de rupture brutale et cassure immédiate).

Conclusion Générale

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

A la lumière des résultats exposés, tout au long de ce mémoire, on a pu tirer plusieurs conclusions. En effet, ce travail expérimental, effectué au laboratoire Centrale des Travaux Publics (LCTP-Alger), a permis de contribuer à la compréhension de la solution ‘‘insertion des géogrilles-composites ’’, dans leurs applications aux chaussées rigides, destinées pour les trafics routiers et aéroportuaires. Le travail consiste à confectionner des échantillons, en forme de dalles, en béton de ciment, avec l’insertion des nappes de géogrilles (famille des géosynthétiques) et/ou des composites monodirectionnels et/ou bidirectionnels (à base de fibres de carbone).

Après avoir passé plus de quatre mois au niveau de ce laboratoire et le passage par toutes les phases d’identification des matériaux (sable, graviers, ciment, eau et adjuvant) et les essais nécessaires pour cela, une composition optimale a été choisie pour le béton destiné pour la confection des dalles d’essai. Les dalles ont été testées en flexion ‘‘4 points’’, avec la prise en compte de 22 (vingt-deux) échantillons (dalles). L’objectif, était de déterminer les forces, contraintes et les déplacements sous chargements statiques monotones, jusqu’à la rupture.

La discussion et interprétation des résultats obtenus a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Dans presque tous les essais, l’insertion d’une nappe ou deux nappes de géogrilles, dans une dalle rigide, permet de renforcer cette dalle et donne un retardement à la croissance des fissures ;
- Le composite donne un avantage à la rigidité et augmente le module de Young de la dalle renforcée ;
- Le choix de la position la plus optimale et le type de géogrille, sont des variables importantes qui influencent sur le comportement global de l’échantillon testé ;
- La combinaison ‘‘composite-géogrille’’, augmente la ductilité (pas de rupture brutale) et se considère comme une solution prometteuse pour les travaux sur terrain.
- Pour les valeurs des contraintes mesurées, il s’est avéré que le renforcement par géogrille est plus avantageux que les autres renforcements, viendra en deuxième lieu le renforcement par composite C1 ou C2 ;
- Le gain apporté pour ces types de renforcement, varie entre 4% et 13% (concernant la force de rupture) en faveur du renforcement par géogrille, de 18% à 30% (concernant la flèche) et de 11% à 51% (concernant les contraintes) ;
- Il est possible de généraliser ce type de travail à d’autres problèmes et applications (pistes d’aérodrome, chaussées routières), que ce soit en chaussée souple ou rigide et peut être très bénéfique pour l’économie des projets de modernisation.

Pour les recommandations pour futurs travaux de mémoire de master ou recherches post graduations, Il y a sans aucun doute des progrès à faire dans le domaine de la conception, de l'entretien et du renforcement des chaussées. La connaissance de caractéristiques des matériaux et leur comportement mécanique permet de savoir reconnaître, mesurer et décrire l'état de dégradation d'une chaussée et ensuite employer les modes d'intervention les plus adaptés et prévoir leur nouvelle durée de vie.

Cette étude représente un pas en avant pour les études expérimentales menées dans le domaine des chaussées (géotechnique), où les géogrilles et les matériaux composites de ce type, sont de plus en plus souvent employés. Il est souhaitable de pousser plus ce type de travaux et prendre d'autres cas de chaussées mixtes, souples et rigides, avec des analyses numériques pour choisir un modèle adéquat qui peut caler les résultats expérimentaux trouvés.

Références bibliographiques

- [1] Tarek A, (2005), Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la ville de Montréal, Mémoire présenté à l'école de technologie supérieure, Ecole de technologie supérieure, Université du Québec.
- [2] Abdessemed M. (2017), Voies et ouvrages d'art, Cours magistral de Master2- Option Géotechnique, Département de Génie Civil, Université de Blida1, Algérie.
- [3] Chabota L, Mundia M. and Kanyuka M. (2009), Cost escalation and schedule delays in road construction projects in Zambia, International Journal of Project Management, Vol. 27, pp: 522–531.
- [4] Ivanova I. and Masarova J. (2013), Importance of road infrastructure in the economic development and competitiveness, Economics and Management, Volume 18, N° 2.
- [5] <https://ev-labo.aeroportsdeparis.fr/genie-civil/infrastructures/chaussees-aeronautiques>
- [6] Jean-Michel Carsuzaa, le 06 septembre 2017, La structure de la chaussée.
<https://www.wikiterritorial.cnfpt.fr/xwiki/bin/view/vitrine/La%20structure%20de%20la%20chauss%C3%A9e%20#H1.1.Constitutiond2019unechaussE9e>
- [7] Généralités sur les chaussées <https://geniecivilpdf.com/generalites-sur-les-chaussees/>
- [8] <https://www.wikiterritorial.cnfpt.fr/xwiki/bin/view/vitrine/Le%20dimensionnement%20de%20la%20chauss%C3%A9e>
- [9] <https://tpdemain.com/module/les-differents-types-de-chaussees/>
- [10] Nehaoua Adil.cour de route. Département de GC. Faculté U.F.A.S.2013
- [11] <http://www.carte-algerie.com/carte-routiere-algerie.html>
- [12] Senhadji A, Saim A, (2019), Procédures de gestion géométrique d'un réseau routier à l'aide d'un SIG Application : Wilaya de Tlemcen, Mémoire de Master, Université de Tlemcen.
- [13] https://fr.wikipedia.org/wiki/Transport_en_Alg%C3%A9rie#R%C3%A9seau_routier
- [14] <https://tpdemain.com/module/les-pathologies-de-voirie/>
- [15] État de la surface des chaussées aéronautiques, Catalogue pour la réalisation des relevés visuels de dégradations sur chaussées aéronautiques, service technique de l'Aviation civile, Avril 2007.
- [16] https://jlsystems.aero/pdf/_BALISAGE/ITAC/chap09.pdf
- [17] <https://www.cfg.asso.fr/les-geosynthetiques>

- [18] Attache S, Etude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géosynthétiques, Thèse de Doctorat, Spécialité Génie Civil, Université de Biskra.
- [19] SHUKLA Sanjay Kumar, an introduction to geosynthetic engineering [Ouvrage]. - London: CRC Press/Taylor & Francis Group, 2016. - 1st Edition: p. 472. – 9780429255403
- [20] Mirech A, Juin 2013, Utilisation des géosynthétiques en géotechnique routière, Mémoire de Master, Spécialité Génie Civil, Université de Guelma.
- [21] <https://fr.bpmgeosynthetics.com/types-of-geosynthetics/>
- [22] <https://idgeomembrane.com/fr/quels-sont-les-types-de-geogrilles/#:~:text=Quels%20sont%20les%20types%20de%20g%C3%A9ogrilles%20%3F%20II,pour%20le%20renforcement%20du%20sol%20et%20la%20chauss%C3%A9e.>
- [23] <https://fr.bpmgeosynthetics.com/product/geosynthetic-clay-liner/>
- [24] <https://geofoamintl.com/what-is-geofoam/>
- [25] Boudouaia Y. & Gorine A, Stabilisation et renforcement des corps de chaussée par utilisations des géosynthétiques, Mémoire de Master, Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen, 2020.
- [26] Mameri K & Mani S, Etude de stabilité et confortement d'un glissement de terrain RN 24 au PK 235+500 [Livre]. – Bejaïa, Université Abderrahmane. MIRA, 2015
- [27] Huckert A, Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides, 2014
- [28] https://www.cfg.asso.fr/sites/default/files/files/avis-expert/EXPERT_PHDELMAS_geosynthetiques_et_dev_durable_FINAL_14_03_2011.pdf.
- [29] Moussaoui A, Effet des traitements chimiques sur les propriétés mécaniques des composites polychlorures de vinyle/fibre de palmier, Mémoire de Master, 2020
- [30] Elaboration d'un programme de calcul d'un tablier de pont à poutres en béton armé renforcé par matériaux composites, Projet de fin d'études, Génie civil, Ecole Nationale Polytechnique.
- [31] Deghboudj S, Matériaux composites, Construction Mécanique, 2^{ème} Année Master, Université Larbi Tebessi, Tébessa.
- [32] Normes NA 442/2013 (2017), Ciment Portland au calcaire, Construction de maisons individuelles. Tous travaux de maçonnerie, Caractéristiques techniques, GICA- Entreprise des Ciments et Derivés d'Ech-cheliff « E.C.D.E », Algérie.
- [33] Fiche technique du superplastifiant MasterPolyheed 3232, SARL BASF
- [34] Fiche technique de NOTEX AC 400/30-25, afitexindustrie
- [35] Fiche technique de NOTEX GLASS C 50/50-40, afitexindustrie
- [36] Sika El Djazair Notice Technique (30/11/2009), SikaWrap®-230 C/45 Tissu de fibres de carbone pour renforcement de structures

[37] Afnor Editions NF EN 1097-5 (2008), essai pour déterminer les caractéristiques mécanique et physique des granulats – partie 5 : détermination de teneur en eau par séchage en étuve ventilée, Norme Française, Paris, France

[38] Afnor Editions, Norme NF EN 933-1 (2012) Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats, partie 1 : Détermination de la granularité-analyse granulométrique par tamisage. Norme Française, Paris, France.

[39] Afnor Editions NF EN 933-8+A1 (2015), Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats Partie 8 : Évaluation des fines - Équivalent de sable, Norme Française, Paris, France

[40] Afnor Editions NF EN 1097-6 (2022), Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique et du coefficient d'absorption d'eau, Norme Française, Paris, France.

[41] Afnor Editions NF EN 1097-6 (2022), Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique et du coefficient d'absorption d'eau, Norme Française, Paris, France.

[42] Afnor Editions NF EN 933-9 Février (2022), Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats-partie 9 : qualification des fines –Essais au bleu de méthylène, Norme Française, Paris, France.

[43] Afnor Editions NF EN 1097-2 Octobre 1998 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation

[44] Afnor Editions NF EN 1097-1 Novembre 1996 Micro-Derval : Essais pour déterminer les caractéristiques Mécaniques et physiques des granulats Partie 1 : Détermination de la résistance l'usure (micro-Deval)

[45] Safi B, (2011), « les méthodes composition de béton » pp 1-5

[46] Afnor Editions NF EN 12350-2 Avril 2012, Essais pour béton frais - Partie 2 : essai d'affaissement)

[47] NF EN 12390-3 Février 2003 Essai pour béton durci Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes

[48] Abdessemed M. (2011), Etude expérimentale et modélisation du comportement des poutres en béton armé, renforcées par des matériaux composites sous flexion- Cas des ponts, Thèse de Doctorat en Science, Ecole Nationale Polytechnique, El Harrach, Alger, 176 pages.

[49] M Abdessemed, S Kenai and A Bali (2015), Experimental and numerical analysis of the behavior of an airport pavement reinforced by geogrids Construction and Building Materials, Volume 94, 30 September 2015, Pages 547-554