

THÈSE

PRÉSENTÉE À

L'UNIVERSITÉ BORDEAUX I

ÉCOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGÉNIEUR

Par M. Gunther GIDEL

POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR

SPÉCIALITÉ : MÉCANIQUE

**COMPORTEMENT ET VALORISATION DES GRAVES NON
TRAITÉES CALCAIRES UTILISÉES POUR LES ASSISES DE
CHAUSSÉES SOUPLES**

Soutenu le 27 septembre 2001,

Devant la commission d'examen formée de :

MM.	B. CAMBOU, Professeur École Centrale Lyon	Rapporteur et Président du jury
	C. PETIT, Professeur, Université LIMOGES	Rapporteur
	D. BREYSSE, Professeur, Université BORDEAUX I	Directeur de thèse
	A. DENIS, Maître de Conférence, Université BORDEAUX I	Examineur
	P. HORNYCH, Chargé d'études, Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur
	J.M. PIAU, Responsable de la Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur

N° d'ordre : 2366

THÈSE

PRÉSENTÉE À

L'UNIVERSITÉ BORDEAUX I

ÉCOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGÉNIEUR

Par M. Gunther GIDEL

POUR OBTENIR LE GRADE DE

Docteur

SPÉCIALITÉ : MÉCANIQUE

**COMPORTEMENT ET VALORISATION DES GRAVES NON
TRAITÉES CALCAIRES UTILISÉES POUR LES ASSISES
DE CHAUSSÉES SOUPLES**

Soutenue le : 27 septembre 2001

Devant la commission d'examen formée de :

MM.	B. CAMBOU, Professeur École Centrale Lyon	Rapporteur et Président du jury
	C. PETIT, Professeur, Université LIMOGES	Rapporteur
	D. BREYSSE, Professeur, Université BORDEAUX I	Directeur de thèse
	A. DENIS, Maître de Conférence, Université BORDEAUX I	Examineur
	P. HORNYCH, Chargé d'études, Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur
	J.M. PIAU, Responsable de la Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur

-- 2001 --

à la mémoire de mon père,
à ma mère et à Jean-Jacques,
à Jessica,
et à tous les autres membres de ma famille.

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements, et sans doute les plus vifs, sont adressés à mon directeur de thèse, monsieur Denys BREYSSE, sans qui ce travail n'aurait pas vu le jour. Je lui suis également reconnaissant pour les qualités scientifiques et pédagogiques de son encadrement et pour la disponibilité sans faille dont il a fait preuve durant ces trois années. Je remercie aussi monsieur Alain DENIS, Maître de Conférences à l'Université Bordeaux I, pour sa grande disponibilité et pour tous ses précieux conseils.

J'adresse également de sincères remerciements à l'ensemble du personnel du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux de m'avoir aussi bien accueilli au sein de leur établissement. Ils vont en priorité à madame Ketty GAUTRON, et à messieurs Jean-Jacques CHAUVIN et Gérard MAILLE qui ont rendu les conditions de mon séjour très agréables. Autant de remerciements vont à monsieur Pierre HORNYCH, du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes, pour avoir apporté toute sa connaissance et son expérience du comportement des matériaux routiers, contribuant indéniablement à la qualité scientifique de ce travail.

Je remercie aussi monsieur Debleecker, du Conseil Général de Charente-Maritime, d'avoir permis et financé les instrumentations des deux chantiers expérimentaux. Je félicite et encourage sa politique de valorisation de leurs matériaux locaux, dont les performances mécaniques, des graves non traitées calcaires notamment, sont tout à fait remarquables.

Enfin, je remercie cordialement messieurs CAMBOU, Professeur à l'Ecole Centrale de Lyon, et PETIT, Professeur à l'Université de Limoges, d'avoir accepté d'être les rapporteurs de mon travail.

Quant à Jessica, ma compagne, et tous les membres de famille, je leur adresse mes plus chaleureux remerciements. Leur soutien moral, indispensable pour moi, m'a permis de tenir bon et de ne pas abandonner dans les moments difficiles. Ils ont su me soutenir, et parfois me supporter. Qu'ils soient certains de toute ma reconnaissance et de tout mon amour.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements.....	5
Table des matières.....	7
Table des illustrations.....	11
Liste des tableaux.....	15
Liste de abréviations et notations.....	17
Introduction générale.....	21

PREMIÈRE PARTIE :

Les graves non traitées, leur comportement et les moyens d’approche

I. INTRODUCTION.....	25
II. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES SOUPLES.....	25
II.1. Définition des chaussées souples.....	26
II.2. Méthode de dimensionnement des chaussées.....	28
II.3. Définition et classement des GNT.....	30
III. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES GNT – ÉTAT DE L’ART.....	32
III.1. Influence des paramètres qui conditionnent l'évolution des déformations permanentes des GNT.....	33
III.1.1. Paramètres liés au chargement.....	34
III.1.1.1. Influence du niveau de chargement.....	34
III.1.1.2. Influence de la rotation des directions principales des contraintes.....	35
III.1.1.3. Influence de la répétition de la sollicitation.....	37
III.1.1.4. Influence de l'histoire des contraintes.....	40
III.1.1.5. Influence de la fréquence du chargement.....	42
III.1.2. Paramètres liés au matériau et sa mise en œuvre.....	42
III.1.2.1. Influence de la nature minéralogique et de la morphologie des granulats.....	43
III.1.2.2. Influence de la granulométrie – teneur en fines.....	44
III.1.2.3. Influence de la densité.....	44
III.1.2.4. Influence de la teneur en eau.....	45
III.2. Modélisation du comportement des GNT.....	48
IV. UN ENSEMBLE DE MOYENS POUR AMÉLIORER LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES GNT.....	50
IV.1. Présentation de la stratégie générale de l'étude.....	51
IV.1.1. Etude sur chantier.....	52
IV.1.2. Etude en laboratoire.....	52
IV.1.3. Liens entre les mesures du site et les résultats de laboratoire.....	52
IV.2. Principe et intérêt des moyens utilisés.....	53
IV.2.1. L'essai TCR par paliers à q/p fixé.....	53
IV.2.2. Les plans d'expériences.....	55
V. CONCLUSION.....	57

DEUXIÈME PARTIE :

Étude de la mise en œuvre - État initial

I. INTRODUCTION.....	61
II. ÉTUDE SUR SITE RÉEL.....	61
II.1. Présentation du site expérimental.....	62
II.1.1. Situation du site.....	62

II.1.2. Description de la planche d'essai.....	62
II.2. Mesure des propriétés physiques de la GNT en place et de leur variabilité	64
II.2.1. Évolution de la teneur en fines de la GNT.....	64
II.2.2. Mesure de la teneur en eau de la GNT en place.....	66
II.2.3. Mesure de la densité sèche de la GNT en place et de sa variabilité.....	67
II.2.3.1. Mesure de la densité sèche.....	67
II.2.3.2. Répétabilité de la mesure et variabilité spatiale intrinsèque	68
II.3. Mesure des propriétés mécaniques de la GNT en place et de leur variabilité.....	70
II.3.1. Mesure de déflexion	71
II.3.2. Mesure de portance.....	73
II.3.3. Corrélations entre d et EV_2	75
II.4. Influences des propriétés physiques sur les propriétés mécaniques.....	76
III. ÉTUDE EN LABORATOIRE	77
III.1. Matériaux étudiés	78
III.1.1. Origine des matériaux	78
III.1.2. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux étudiés (granulats).....	79
III.1.3. Caractérisation des GNT (mélanges granulaires)	79
III.1.3.1. La granulométrie	80
III.1.3.2. Les caractéristiques à l'OPM	80
III.1.3.3. Les modules caractéristiques au TCR.....	81
III.2. Présentation du plan d'expériences	83
III.2.1. Définition des paramètres étudiés (entrées du plan).....	83
III.2.1.1. Paramètres liés à la grave utilisée.....	83
III.2.1.2. Paramètres liés à la fabrication des éprouvettes	86
III.2.2. Conception du plan d'expériences	89
III.2.3. Mesure des paramètres d'état initial (sorties du plan).....	90
III.2.3.1. Essai au banc gamma – Détermination de ρ_d^i et de e^i	92
III.2.3.2. Essai TCR – Détermination de α^i et de E_1^i	98
III.3. Résultats et modélisation.....	102
III.3.1. Analyse en composantes principales	102
III.3.2. Modélisation des paramètres d'état initial	105
III.3.2.1. Stratégie d'élaboration d'un modèle et méthode d'interprétation	105
III.3.2.2. Modélisation des paramètres physiques	106
III.3.2.3. Modélisation des propriétés mécaniques.....	110
III.3.3. Pertinence et validité des modèles.....	112
IV. CONCLUSION.....	114

TROISIÈME PARTIE :

Étude du comportement à long terme

I. INTRODUCTION	119
II. ÉTUDE SUR SITE RÉEL	120
II.1. Présentation de l'instrumentation du site.....	120
II.1.1. Emplacement de l'instrumentation	120
II.1.2. Sondes de teneur en eau et principe de mesure.....	121
II.1.3. Capteurs de déformation et principe de mesure.....	122
II.2. Résultats des mesures	123
II.2.1. Évolution de la teneur en eau de la couche de GNT	123
II.2.2. Évolution de la déformation permanente de la couche de GNT	124
II.3. Mesure de l'orniérage de la chaussée au transversoprofilomètre à ultrasons (TUS).....	126
II.3.1. Mesure de la profondeur d'ornière	126
II.3.1.1. Profil transversal individuel.....	126
II.3.1.2. Mesure sur une portion de chaussée	127
II.3.2. Comparaison entre les résultats des capteurs et ceux obtenus avec le TUS.....	130
II.4. Autopsie de la planche d'essai.....	131
II.4.1. Mesure de densité et de teneur en eau de la couche de GNT après service	131
II.4.2. Granulométrie de la GNT après service et évolution de la teneur en fines.....	132

II.4.3. Mesure de portance de la GNT et la plate-forme après service	133
III. ÉTUDE EN LABORATOIRE	134
III.1. Présentation du plan d'expériences	135
III.1.1. Définition des paramètres étudiés (entrées du plan).....	135
III.1.1.1. Paramètre lié aux GNT utilisées.....	135
III.1.1.2. Paramètres liés à l'état initial des éprouvettes.....	135
III.1.1.3. Paramètre lié au chargement.....	137
III.1.2. Conception du plan.....	138
III.1.3. Mesure des caractéristiques à long terme (sorties du plan)	139
III.2. Résultats et modélisation.....	140
III.2.1. Résultats d'essais	140
III.2.1.1. Matrice des corrélations	140
III.2.1.2. Résultats des mesures des paramètres d'état initial.....	142
III.2.1.3. Résultats des essais TCR par paliers	143
III.2.2. Modélisation des résultats	145
III.2.2.1. Modèle de $\varepsilon_1^p(N=20000)$	146
III.2.2.2. Modèle de $\varepsilon_3^p(N=20000)$	148
III.2.2.3. Prédiction de la déformation volumique $\varepsilon_v^p(N=20000)$	151
III.2.2.4. Modèle de $E_1(N=20000)$	152
IV. CONCLUSION.....	152

QUATRIÈME PARTIE :

Lien chantier/laboratoire et validation des modèles expérimentaux

I. INTRODUCTION	157
II. ESTIMATION DU MODULE ÉLASTIQUE INITIAL DE LA COUCHE DE GNT	159
II.1. Estimation à partir du module de portance initial.....	160
II.1.1. Simulations numériques de l'essai à la plaque.....	160
II.1.2. Estimation du module élastique initial de la couche de forme.....	162
II.1.3. Estimation du module élastique initial de la couche de GNT	163
II.1.3.1. Estimation du module au 22 août 2000.....	163
II.1.3.2. Estimation du module au 28 août 2000.....	164
II.2. Estimation à partir du module de laboratoire	166
II.2.1. Élaboration d'un modèle plus approprié à l'extrapolation.....	166
II.2.2. Prédiction du modèle.....	167
II.3. Comparaison des résultats et discussion	168
III. PRÉDICTION DU COMPORTEMENT À LONG TERME DE LA COUCHE DE GNT	170
III.1. Prédiction du module élastique à long terme de la couche de GNT	170
III.1.1. Prédiction à partir du module de portance final (à la démolition de la planche d'essai)	170
III.1.2. Prédiction à partir du modèle de laboratoire	171
III.1.2.1. Détermination des paramètres initiaux de la GNT en place	172
III.1.2.2. Détermination des paramètres liés au chargement	173
III.1.2.3. Prédiction du modèle	175
III.1.3. Comparaison des résultats et discussion.....	176
III.2. Prédiction de la déformation permanente à long terme de la couche de GNT	177
III.2.1. Détermination des paramètres initiaux de la GNT en place	179
III.2.1.1. Détermination de la plage de valeurs de Γ_d^i	179
III.2.1.2. Détermination des plages de valeurs de Σ_1^i	179
III.2.2. Détermination des paramètres liés au chargement	180
III.2.3. Prédiction du modèle	181
IV. CONCLUSION.....	183
Conclusions générales et perspectives.....	185
Références bibliographiques.....	191
Annexes.....	201
Liste des publications.....	249

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure I.1 : Coupe verticale d'un corps de chaussée [SET 94].....	26
Figure I.2 : Les différentes causes d'ornièrage des chaussées souples.	27
Figure I.3 : Paramètres utilisés en Europe pour le dimensionnement des chaussées à assise non traitée.....	28
Figure I.4 : La cellule triaxiale et son instrumentation [PAU ² 94].....	31
Figure I.5 : Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR [PAU ² 94].	31
Figure I.6 : Classement des GNT au TCR, et mise en évidence de la non corrélation entre les caractéristiques d'usure des granulats et les performances mécaniques des mélanges granulaires [PAU ¹ 94].....	32
Figure I.7 : Évolution des déformations permanentes axiale et radiale d'une GNT issue d'un microgranite sous chargement triaxial cyclique [GID 01].	33
Figure I.8 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction de q/σ_3 [BRO 75].....	34
Figure I.9 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes.....	36
Figure I.10 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles [KHE 85].	37
Figure I.11 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles pour (a) une grave calcaire et (b) une grave granitique – Comparaison entre les mesures et le modèle [HOR 93].....	38
Figure I.12 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles – Comparaison entre les mesures et le modèle [WOL 94].....	38
Figure I.13 : Théorie du "Shakedown" – (a) les différents modes de comportement des matériaux granulaires et (b) leurs limites pour un sable graveleux [WER 01].	40
Figure I.14 : Mise en évidence de l'influence de l'histoire du chargement [BRO 75].....	41
Figure I.15 : Mise en évidence de l'influence de l'histoire du chargement [MON 75].....	41
Figure I.16 : Validation de l'utilisation des essais TCR par paliers – Mise en évidence de la non influence de l'histoire du chargement quand q/p reste constant [GID 97].	42
Figure I.17 : Évolution des déformations permanentes axiale et radiale pour trois graves – Mise en évidence de l'influence de la nature minéralogique [HOR 93].	43
Figure I.18 : Mise en évidence de l'influence de la teneur en fines sur la déformation permanente après 100 000 cycles de chargement, sur des graves issues de granite et gneiss [BAR 72].	44
Figure I.19 : Évolution des déformations permanentes en fonction de la densité [ALL 73].	45
Figure I.20 : Évolutions de la pluviométrie et de la teneur en eau dans une chaussée [RAI 86].	46
Figure I.21 : Évolution de la déformation de la chaussées lors d'un apport d'eau [MAR 82].	46
Figure I.22 : Évolution de la déformation permanente axiale caractéristique en fonction de la teneur en eau pour des graves calcaires et microgranitiques [HOR ¹ 98].	47
Figure I.23 : Évolution de la déformation permanente axiale d'une grave dioritique en fonction du nombre de cycles de chargements et du niveau des contraintes, et comparaison avec les prédictions du modèle [CHA 01].	48
Figure I.24 : Comparaison entre (a) les résultats d'un essai de cisaillement cyclique sur un sable et (b) la simulation obtenue par le modèle CJS4 [MAL 98].	49
Figure I.25 : Schéma de la stratégie générale de l'étude.....	51
Figure I.26 : Illustrations des différentes étapes de validation de la procédure d'essais TCR par paliers à q/p fixé [GID 97].	54
Figure I.27 : Utilisation des essais TCR par paliers à q/p constant - Comparaison entre les résultats expérimentaux pour une grave granitique et les prédictions du modèle [GID 01].	55
Figure I.28 : Comparaison entre la méthode des plans d'expériences et la méthode classique d'étude de sensibilité [PIL 92].	56
Figure II.1 : Emplacement du site expérimental.....	62
Figure II.2 : Découpage de la planche d'essai en quatre zones, et emplacement des points de mesure.	64
Figure II.3 : Évolution de la granulométrie de la GNT en fonction de l'intensité de compactage.	65
Figure II.4 : Profils longitudinaux de teneur en eau pour chaque quart de planche.	66

Figure II.5 : Profils longitudinaux de densité sèche obtenus par le laboratoire Eurovia pour chaque quart de planche.	68
Figure II.6 : Comparaison entre les valeurs de densité sèche mesurées le 21 et le 28 août – Répétition des mesures 1 à 24.	69
Figure II.7 : Exemple de détermination de la variance de répétabilité et de la variance totale des mesures de masse volumique sèche pour la zone f_c	69
Figure II.8 : Profils longitudinaux de déflexion pour chaque quart de planche.	73
Figure II.9 : Profils longitudinaux de portance pour chaque quart de planche.	74
Figure II.10 : Corrélation entre les mesures de déflexion d et de portance EV2.	75
Figure II.11 : Provenance des matériaux et âge des formations.	78
Figure II.12 : Courbes granulométriques des cinq GNT étudiées.	80
Figure II.13 : Résultats des essais Proctor modifiés réalisés sur les cinq graves étudiées – Courbes et caractéristiques à l'optimum.	81
Figure II.14 : Résultats d'essais TCR et classement des cinq GNT calcaires étudiées selon la norme NF P 235-129	82
Figure II.15 : Comparaison des granulats de Saint-Porchaire et de Saint-Agnant.	83
Figure II.16 : Courbes granulométriques de référence pour 10%et 15% de fines.	84
Figure II.17 : Évolution de la courbe granulométrique pour la grave C après essai TCR.	85
Figure II.18 : Évolution de la courbe granulométrique pour la grave C après malaxage et après essai TCR – Mise en évidence de la production de fines lors du malaxage.	86
Figure II.19 : Principe du procédé de fabrication des éprouvettes par vibrocompression.	87
Figure II.20 : Courbes Proctor et caractéristiques à l'optimum pour les différentes compositions des mélanges utilisés.	88
Figure II.21 : Chronologie des essais réalisés sur chaque éprouvette.	91
Figure II.22 : Principe de mesure et types de profil pour les deux matériaux étudiés.	93
Figure II.23 : Profils verticaux de la masse volumique sèche de l'éprouvette 42A2 - Répétabilité de la mesure au banc gamma.	94
Figure II.24 : Exemple de détermination de ρ_d^i et de e^i (essai 42P1).	96
Figure II.25 : Valeurs de e^i en fonction de celles de ρ_d^i pour les deux matériaux étudiés – Mise en évidence de l'influence de l'angularité des granulats.	97
Figure II.26 : Chemins de contraintes utilisés pour la détermination de α^i et de E_1^i	98
Figure II.27 : Évolution de la valeur moyenne de α^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul.	99
Figure II.28 : Exemple de détermination de E_1^i et α^i (éprouvette 11P2).	100
Figure II.29 : Évolution de la valeur moyenne de E_1^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul.	101
Figure II.30 : Corrélation entre les valeurs mesurées de E_1^i et α^i	104
Figure II.31 : Résultats de l'analyse en composantes principales.	105
Figure II.32 : Dispersion des valeurs de densité mesurées en fonction de l'intensité de la vibrocompression.	107
Figure II.33 : Comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et celles prédites par le modèle.	107
Figure II.34 : Comparaison entre les valeurs de e^i mesurées et celles prédites par le modèle.	108
Figure II.35 : Comparaison entre les valeurs de α^i mesurées et celles prédites par le modèle.	110
Figure II.36 : Prédications du modèle et comparaison avec les valeurs expérimentales.	111
Figure II.37 : Domaine de validité des modèles, et risques liés à l'extrapolation – Exemple pour le modèle de E_1^i	112
Figure II.38 : Incertitude sur la valeur de E_1^i – Comparaison entre l'incertitude liée au modèle et celle liée à la variabilité de la teneur en eau sur chantier.	113
Figure III.1 : Emplacement des différents capteurs et sondes.	120
Figure III.2 : La sonde TDR est son appareil de mesure, le TRASE.	121
Figure III.3 : Signal type de l'onde électromagnétique (enregistré par le TRASE).	121
Figure III.4 : Capteur de déformation, de la fabrication jusqu'à la pose dans la couche de GNT.	122
Figure III.5 : Courbe d'étalonnage des capteurs de déformation.	123
Figure III.6 : Évolution de la teneur en eau de la GNT et des précipitations en fonction du temps– Influence de la pluviométrie sur la teneur en eau de la GNT.	124
Figure III.7 : Évolution de la déformation permanente verticale et de la teneur en eau de la couche de GNT en fonction du temps (trafic) – Influence du trafic et de la teneur en eau sur la déformation de la couche de GNT.	125

Figure III.8 : Profil transversal individuel de la déformée de la surface de la chaussée dans la zone f_c – Représentation de l'ornièrre droite (côté rive) et mesure de sa profondeur.	127
Figure III.9 : Profil transversal individuel de la déformée de la surface de la chaussée dans la zone fortement compactée.	127
Figure III.10 : Représentation en 3D de l'ornièrage de la chaussée d'après les mesures réalisées lors d'un passage du TUS.	128
Figure III.11 : Profils longitudinaux de la profondeur d'ornièrre droite (côté rive) et profil moyen de la densité sèche initiale de la GNT.	128
Figure III.12 : Profils longitudinaux de la profondeur d'ornièrre gauche (côté axe) et profil moyen de la densité sèche initiale de la GNT.	129
Figure III.13 : Illustration des déformations mesurées par le capteur et par le TUS.	131
Figure III.14 : Exemple de détermination de la teneur en eau d'une éprouvette pour obtenir la raideur verticale initiale visée.	137
Figure III.15 : Chemins de contraintes utilisés pour les essais TCR par paliers.	139
Figure III.16 : Comparaison entre les valeurs de E_1^i mesurées et les valeurs visées.	143
Figure III.17 : Comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et les valeurs visées.	143
Figure III.18 : Exemple d'évolution des déformations permanentes au cours d'un essai TCR par paliers (essai 24A1).	144
Figure III.19 : Illustration de la répétabilité des essais TCR par paliers sur les mesures des déformations permanentes, axiale et radiale, après 20000 cycles de chargement.	144
Figure III.20 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "plan d'expériences".....	146
Figure III.21 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "statistique".	147
Figure III.22 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".	148
Figure III.23 : Évolution de $\epsilon_1^p(N=20000)$ en fonction de q - Comparaison entre les valeurs expérimentales et les prédictions du modèle "physique".....	148
Figure III.24 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "plan d'expériences".....	149
Figure III.25 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "statistique".	150
Figure III.26 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".	151
Figure III.27 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_v^p(N=20000)$ mesurées et celles prédites à partir des modèles "physiques" des déformations permanentes, axiale et radiale.	151
Figure III.28 : Comparaison entre les valeurs de $E_1(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".	152
Figure IV.1 : Illustration de la démarche utilisée pour la détermination du module élastique initial de la couche de GNT à partir des mesures de portance et du modèle expérimental.	159
Figure IV.2 : Illustration du maillage, des conditions aux limites et des conditions de chargement pour les simulations numériques de l'essai à la plaque dans le cas du tricouche.	160
Figure IV.3 : Déplacements des nœuds de contact entre la plaque et la couche de GNT.	161
Figure IV.4 : Évolution du module de portance $EV2_{PF}$ "simulé" en fonction du module élastique de la couche de forme E_{CF}	162
Figure IV.5 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs moyennes de EV2 mesurées sur la GNT le 22 août.	163
Figure IV.6 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs de EV2 mesurées sur la GNT le 22 août en tenant compte la dispersion des mesures.	164
Figure IV.7 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs moyennes de EV2 mesurées sur la GNT le 28 août.	164
Figure IV.8 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs de EV2 mesurées sur la GNT le 28 août en tenant compte la dispersion des mesures.	165

Figure IV.9 : Prédiction du modèle et comparaison avec les valeurs expérimentales.	167
Figure IV.10 : Évolution du module E_1^i en fonction de la teneur en eau – Comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions du modèle.	167
Figure IV.11 : Évolution du module $EV_{2_{GNT}}$ "simulé" en fonction de l'épaisseur de la couche de GNT et de son module élastique.....	169
Figure IV.12 : Évolution du module de portance $EV_{2_{GNT}}$ "simulé" en fonction du module E_{GNT} et estimation du module E_{GNT} final d'après les valeurs moyennes de EV2.	170
Figure IV.13 : Évolution du module de portance $EV_{2_{GNT}}$ "simulé" en fonction du module E_{GNT} et estimation du module E_{GNT} final d'après les valeurs de EV2 mesurées sur la GNT lors de la démolition de la planche d'essai en tenant compte la dispersion des mesures.	171
Figure IV.14 : Illustration du maillage, des conditions aux limites et des conditions de chargement pour les simulations numériques d'un chargement routier.	174
Figure IV.15 : Position des profils verticaux des contraintes p et q réalisés dans la couche de GNT.....	174
Figure IV.16 : Répartition des contraintes p et q dans la couche de GNT pour les trois profils verticaux.....	175
Figure IV.17 : Représentation des valeurs du déviateur q en fonction de la contrainte moyenne p pour chaque sous-couche.	181
Figure IV.18 : Représentation de l'ornièrre maximale prédite pour la zone F_c à la fin de la période sèche.	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Définition des classes de trafic [SET 94].....	26
Tableau I.2 : Valeurs du module d'élasticité attribuées forfaitairement à la GNT en l'absence de résultats d'essais mécaniques [SET 94].....	29
Tableau I.3 : Quelques lois d'évolution de la déformation permanente axiale en fonction des contraintes.	35
Tableau I.4 : Quelques lois d'évolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de sollicitation.	39
Tableau II.1 : Évolution de la teneur en fines en fonction de l'intensité de compactage.	65
Tableau II.2 : Résultats des mesures de teneur en eau de la GNT avant et après séchage.	66
Tableau II.3 : Résultats des mesures de la densité sèche en place obtenus par la DDE de La Rochelle.	67
Tableau II.4 : Résultats des mesures de la densité sèche en place obtenus par le laboratoire Eurovia.....	67
Tableau II.5 : Résultats de l'analyse de la variabilité de la masse volumique sèche de la GNT en place.....	70
Tableau II.6 : Résultats des mesures de déflexion.....	72
Tableau II.7 : Résultats des mesures de portance.....	73
Tableau II.8 : Matrice des corrélations entre les propriétés physiques et les propriétés mécaniques de la GNT mesurées in situ.	76
Tableau II.9 : Modèles de la déflexion d et du module de portance EV2 – Réduction de la variance résiduelle en utilisant les moyennes locales.	77
Tableau II.10 : Propriétés physiques et mécaniques des cinq matériaux étudiés.	79
Tableau II.11 : Teneurs en fines de référence et après essais pour chacune des GNT – Mesure de la quantité de fines produites.	85
Tableau II.12 : Récapitulatif des niveaux des différents paramètres d'entrée du premier plan d'expériences.	89
Tableau II.13 : Plan d'expériences factoriel fractionnaire à 16 essais pour l'étude de l'influence des paramètres W, F, M, %OPM.	90
Tableau II.14 : Résultats de l'analyse de l'homogénéité en densité et en compacité des éprouvettes fabriquées par vibrocompression.	95
Tableau II.15 : Résultats d'essais du plan d'expériences obtenus au banc gamma.	96
Tableau II.16 : Résultats de l'analyse de variabilité de densité sèche initiale et d'indice des vides initial entre éprouvettes "identiques".	97
Tableau II.17 : Résultats des essais TCR du plan d'expériences.	101
Tableau II.18 : Résultats de l'analyse de variabilité de E_1^i et α^i entre éprouvettes "identiques".	102
Tableau II.19 : Matrice des coefficients de corrélation entre des données du plan d'expériences (entrées et sorties).	103
Tableau II.20 : Modèles possibles pour la modélisation de E_1^i en fonction des paramètres d'entrée du plan d'expériences.	106
Tableau III.1 : Accroissement de déformation permanente verticale de la couche de GNT mesurés aux différentes phases de l'expérimentation.....	125
Tableau III.2 : Valeurs moyennes des ornières calculées à chaque passage du TUS et pour chaque zone de compactage.....	129
Tableau III.3 : Comparaison entre les déformations mesurées par les capteurs et celles mesurées par le TUS, et estimation de la déformation de l'enrobé.....	130
Tableau III.4 : Résultats des mesures de la masse volumique sèche et de la teneur en eau de la couche de GNT après service.	132
Tableau III.5 : Résultats de l'analyse granulométrique de la GNT après service.....	133
Tableau III.6 : Résultats des mesures du module de portance EV2 réalisées sur la GNT et sur la plate-forme après service.	133

Tableau III.7 : Valeurs moyennes des mesures de teneur en eau et de portance de la couche de GNT obtenues à la construction et à la démolition de la planche d'essai.....	134
Tableau III.8 : Récapitulatif des niveaux des différents paramètres d'entrée du second plan d'expériences.	137
Tableau III.9 : Plan d'expériences factoriel fractionnaire à 16 essais pour l'étude de l'influence des paramètres Σ_1^i , Q/P, M, et %OPM.....	138
Tableau III.10 : Matrice des coefficients de corrélation entre des données du second plan d'expériences (entrées et sorties).....	140
Tableau III.11 : Résultats de mesure des paramètres d'état initial des éprouvettes du second plan d'expériences	142
Tableau IV.1 : Résultats des essais à plaque réalisés au cours de l'expérimentation du site.	158
Tableau IV.2 : Estimation de l'erreur de prédiction du module élastique E d'un massif par la simulation numérique d'un essai à la plaque.	161
Tableau IV.3 : Estimations du module élastique initial de la couche de GNT réalisées à partir des portances initiales mesurées sur la couche GNT et des simulations numériques de l'essai à la plaque.	166
Tableau IV.4 : Prédiction du module élastique initial de la couche de GNT aux 22 et 28 août à partir du modèle de E_1^i	168
Tableau IV.5 : Récapitulatif des estimations du module élastique initial de la couche de GNT.....	168
Tableau IV.6 : Estimations du module élastique final de la couche de GNT réalisées à partir des portances initiales mesurées sur la couche GNT et des simulations numériques de l'essai à la plaque.	171
Tableau IV.7 : Plages de valeurs du paramètre V^i correspondantes aux valeurs de e^i déterminées à partir du modèle expérimental de e^i pour les zones F_c et f_c	172
Tableau IV.8 : Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i pour les zones F_c et f_c	173
Tableau IV.9 : État de contraintes de la couche de GNT lorsque la chaussée est soumise à un chargement routier.	175
Tableau IV.10 : Prédiction du module élastique final de la couche de GNT à partir du modèle de $E_1(N=20000)$	176
Tableau IV.11 : Récapitulatif des estimations du module élastique final de la couche de GNT.....	177
Tableau IV.12 : Déformations et variations d'épaisseur de la couche de GNT mesurées sur le site expérimental.	178
Tableau IV.13 : Plages de valeurs du paramètre Γ_d^i correspondantes aux valeurs de ρ_d^i déterminées à partir du modèle expérimental pour les zones F_c et f_c	179
Tableau IV.14 : Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i (éq. IV.2) pour les zones F_c et f_c et pour l'état initial EI-1.	180
Tableau IV.15 : Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i (éq. IV.2) pour les zones F_c et f_c et pour l'état initial EI-2.	180
Tableau IV.16 : État de contraintes de la couche de GNT lorsque la chaussée est soumise à un chargement routier.	180
Tableau IV.17 : Prédiction de la déformation permanente de la couche de GNT à la fin de la période sèche (état initial EI-1) et comparaison avec les mesures des capteurs.....	181
Tableau IV.18 : Prédiction de la déformation permanente de la couche de GNT à la fin de l'expérimentation (état initial EI-2) et comparaison avec les mesures des capteurs.....	182

LISTE DES NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

A	GNT provenant de Saint-Agnant
A_{1c}	module de déformation permanente axiale caractéristique, exprimé en 10^{-4}
Ag	paramètre normé qui caractérise l'angularité des granulats
A^i	paramètre normé de α^i
C	GNT provenant de Crazannes
$CaCO_3$	teneur en carbonate, exprimée en %
CLC	contrainte latérale (σ_3) constante (pour les essais TCR)
CLV	contrainte latérale (σ_3) variable (pour les essais TCR)
d	déflexion, exprimée en 10^{-2} mm
DCP	dynamic cone penetrometer (pénétromètre dynamique pour la mesure de la résistance des corps de chaussées)
e	indice des vides inter-granulaires, exprimé en %
$E_{1(N=20000)}$	module (sécant) élastique vertical après 20 000 cycles de chargement, exprimé en MPa
E_1^i	module (sécant) élastique vertical initial mesuré au TCR, exprimé en MPa
E_c	module élastique caractéristique mesuré au TCR, obtenu pour $p = 250$ kPa et $q = 500$ kPa et exprimé en MPa
e^i	indice des vides inter-granulaires initial, exprimé en %
EV2	module de portance, déterminé par l'essai à la plaque exprimé en MPa
F	paramètre normé de f
f	teneur en fines (particules $< 80 \mu m$), exprimée en %
f_c	faiblement compacté
F_c	fortement compacté
FWD	falling weight deflectometer (appareil de mesure dynamique de la déflexion des structures de chaussée)
G	GNT provenant de Geay
GNT	grave non traitée
GPV	gammadensimètre à pointe à profondeur variable
H	hauteur de l'éprouvette, exprimée en cm
Ka	constante diélectrique
LA	coefficient Los Angeles
LRPC	Laboratoire régional des Ponts et Chaussées
M	masse totale des constituants d'une éprouvette de GNT, exprimée en kg
M	paramètre normé caractérisant le matériau étudié
MDE	coefficient micro-Deval
M_i	masse du constituant i d'une éprouvette de GNT, exprimée en kg
MJA	moyenne journalière annuelle du trafic de poids lourds par sens de circulation
N	nombre de cycles de sollicitation
N	nombre de particules gamma qui ont traversé l'éprouvette de GNT
n_g	porosité des granulats, exprimée en %
No	nombre de particules gamma émises par la source radioactive
OPM	optimum Proctor modifié
p	contrainte moyenne, exprimée en kPa ($p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ pour l'essai triaxial où $\sigma_2 = \sigma_3$)
P	GNT provenant de Saint-Porchaire

P	paramètre normé de p
p_{\max}	valeur maximale de p (au maximum du cycle), exprimée en kPa ($p_{\max} = (\sigma_{1\max} + 2\sigma_{3\max})/3$)
q	déviateur, exprimé en kPa ($q = \sigma_1 - \sigma_3$ pour l'essai triaxial où $\sigma_2 = \sigma_3$)
Q	paramètre normé de q
q/p	chemin de contraintes
Q/P	paramètre normé de q/p
q_{\max}	valeur maximale de q (au maximum du cycle), exprimée en kPa ($q_{\max} = \sigma_{1\max} - \sigma_{3\max}$ pour l'essai triaxial où $\sigma_2 = \sigma_3$)
S	GNT provenant de Soubise
TCR	triaxial à chargements répétés (appareil ou essai)
TDR	time domain reflectometry (principe de mesure des sondes de teneur en eau)
TUS	transversoprofilomètre à ultrasons (appareil de mesure de l'orniérage des chaussées)
VAR(x)	variance intrinsèque de x
VAR _{répétabilité}	variance de répétabilité
VAR _{totale}	variance totale
V^i	paramètre normé de e^i
$V_{\text{normée}}$	valeur normée
$V_{\text{réelle}}$	valeur réelle
V_{th}	valeur basse théorique
V_{th}	valeur haute théorique
W	paramètre normé de $w - w_{\text{OPM}}$
w	teneur en eau massique, exprimée en %
w_{OPM}	teneur en eau à l'OPM, exprimée en %
Γ_d	paramètre normé de la masse volumique sèche mesurée sur le site expérimental
Γ_d^i	paramètre normé de ρ_d^i
Γ_g	paramètre normé qui caractérise la masse volumique sèche des granulats
Σ_1^i	paramètre normé de E_1^i
α^i	coefficient d'anisotropie déterminé pour un chargement isotrope ($\alpha^i = \epsilon_3^r / \epsilon_1^r$)
ϵ_1^p	déformation permanente axiale, exprimée en 10^{-4}
$\epsilon_1^{p(N=20000)}$	déformation permanente axiale après 20 000 cycles de chargement, exprimée en 10^{-4}
ϵ_1^r	déformation réversible axiale (à la décharge du cycle), exprimée en 10^{-4}
ϵ_3^p	déformation permanente radiale, exprimée en 10^{-4}
$\epsilon_3^{p(N=20000)}$	déformation permanente radiale après 20 000 cycles de chargement, exprimée en 10^{-4}
ϵ_3^r	déformation réversible radiale, exprimée en 10^{-4}
ϵ_v^p	déformation permanente volumique, exprimée en 10^{-4} ($\epsilon_v^p = \epsilon_1^p + 2 \epsilon_3^p$ pour l'essai triaxial où $\epsilon_2^p = \epsilon_3^p$)
$\epsilon_v^{p(N=20000)}$	déformation permanente volumique après 20 000 cycles de chargement, exprimée en 10^{-4}
ϕ	diamètre de l'éprouvette, exprimé en cm
μ'	coefficient d'absorption des particules gamma, exprimé en cm^2/g
ν_{13}	coefficient de Poisson entre les directions 1 (verticale) et 3 (horizontale)
θ	teneur en eau volumique, exprimée en %
ρ	masse volumique humide, exprimée en g/cm^3
$\rho_{d, \text{OPM}}$	masse volumique sèche à l'OPM, exprimée en g/cm^3
ρ_d^i	masse volumique sèche initiale, exprimée en g/cm^3

ρ_g	masse volumique des granulats, exprimée en g/cm^3
ρ_s	masse volumique spécifique, exprimée en g/cm^3
σ_1	contrainte verticale (ou axiale), exprimée en kPa
$\sigma_{1\text{max}}$	valeur maximale de σ_1 (au maximum du cycle de chargement), exprimée en kPa
σ_3	contrainte horizontale (ou radiale), exprimée en kPa
$\sigma_{3\text{max}}$	valeur maximale de σ_3 (au maximum du cycle de chargement), exprimée en kPa
ω	paramètre normé de la teneur en eau mesurée sur le site expérimental
%OPM	paramètre normé qui caractérise l'intensité de la vibrocompression

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les graves non traitées (GNT) sont largement utilisées en France, dans les chaussées à faible et moyen trafic (chaussées souples), pour la réalisation des couches d'assise et des couches de forme. Le comportement mécanique de ces matériaux est encore mal modélisé et la méthode française de dimensionnement ne peut qu'imparfaitement prendre en compte leur comportement. Les spécifications françaises pour la réalisation des structures de chaussées souples, qui dépendent principalement de critères basés sur les caractéristiques physiques et mécaniques des granulats, n'autorisent l'utilisation des GNT calcaires qu'en couche de fondation et pour des faibles trafics, du fait des faibles résistances mécaniques de leurs granulats et de leur forte sensibilité à l'eau. Or, sous chargements triaxiaux répétés, les GNT calcaires ont généralement un très bon comportement mécanique (caractérisé par une forte rigidité et des faibles niveaux des déformations permanentes). Ceci met en avant tout l'intérêt de l'essai triaxial à chargements répétés (TCR) qui permet de caractériser le comportement des matériaux non liés à partir du mélange granulaire œuvré, plus représentatif de l'état du matériau dans la chaussée, et non plus à partir des seules caractéristiques des ses granulats. Notre travail s'est donc consacré à l'amélioration de la caractérisation du comportement des GNT, ici calcaires, à partir d'essais TCR. On a principalement étudié l'accumulation des déformations permanentes des GNT qui non seulement dépend du matériau et du chargement, mais aussi de l'état initial de la GNT en place. Il est donc nécessaire de définir préalablement les paramètres qui caractérisent cet état initial du matériau, et leur sensibilité aux paramètres liés au matériau et à sa mise en œuvre.

La première partie commence par un rappel de la méthode actuelle de dimensionnement des chaussées et la façon dont elle intègre le comportement des GNT. Elle présente ensuite l'état actuel des connaissances sur le comportement mécanique des GNT et notamment des facteurs dont il dépend. Enfin, elle définit la stratégie et les moyens que nous avons mis en œuvre afin d'améliorer la modélisation du comportement à long terme des GNT.

La seconde partie est consacrée à la caractérisation de l'état initial du matériau. L'étude, réalisée à la fois en laboratoire et sur chantier, sert à quantifier l'influence des paramètres liés au matériau et à sa mise en œuvre (intensité de compactage, teneur en fines et teneur en eau après compactage) sur les caractéristiques initiales des GNT en place (module élastique initial et densité sèche initiale). Elle aboutit enfin à l'élaboration de modèles expérimentaux simples qui permettent la prédiction des paramètres d'état initial du matériau œuvré.

La troisième partie concerne l'étude du comportement à long terme des GNT, c'est à dire après un grand nombre de sollicitations. L'étude est réalisée là aussi sur site réel et en laboratoire. Sur site, on a essentiellement suivi l'évolution de la teneur en eau et des déformations permanentes de la couche d'assise, l'étude en laboratoire permettant de quantifier et de modéliser l'influence du matériau, de son état initial, et du chargement sur les déformations permanentes accumulées à long terme.

La dernière partie est consacrée à la comparaison entre les données de chantier et les mesures de laboratoire. Elle est réalisée essentiellement à partir de simulations numériques d'essais à la plaque et d'un chargement routier standard, dont les résultats, couplés aux mesures du site, servent à évaluer la pertinence des prédictions des modèles établis en laboratoire.

PREMIÈRE PARTIE

LES GRAVES NON TRAITÉES,

LEUR COMPORTEMENT

ET LES MOYENS D'APPROCHE

I. INTRODUCTION

Les graves non traitées sont largement utilisées en France, dans les chaussées à faible et moyen trafic, pour la réalisation des couches d'assise et des couches de forme. Le comportement mécanique de ces matériaux est encore mal modélisé et la méthode française de dimensionnement ne peut qu'imparfaitement prendre en compte leur comportement. L'utilisation d'essais triaxiaux cycliques a permis de réaliser d'importantes avancées sur la caractérisation de leurs comportements irréversible et réversible (beaucoup plus étudié, [HIC 71], [BOY 80], [ELH 91], [HOR² 98], [GUE 94] et [COU 98]). Cependant les modèles d'évolution des déformations permanentes se cantonnent souvent à décrire uniquement les effets du cyclage ou ceux du niveau des sollicitations, et peu combinent réellement les deux effets. Il existe également des modèles élastoplastiques, mais pour le comportement cyclique ils sont encore en phase de validation et leur utilisation demeure complexe.

Cette première partie fait un rappel de la méthode de dimensionnement des chaussées et dresse un état de l'art du comportement des GNT. Elle présente enfin la stratégie générale de notre étude et les moyens mis en œuvre pour contribuer à l'amélioration de la modélisation du comportement des GNT et du dimensionnement des chaussées souples à assise non traitée.

II. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES SOUPLES

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est de rendre admissibles les contraintes au niveau du sol (certaines couches ont en plus des rôles d'adhérence, d'anti-remontée des fissures, anti-poinçonnement, etc). Le dimensionnement des chaussées consiste à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière.

II.1. Définition des chaussées souples

Selon l'importance du trafic, on définit quatre grands types de chaussées, les chaussées souples pour les trafics faibles à moyens ($\leq T2$), les chaussées bitumineuses épaisses et les chaussées semi-rigides (à assises traitées aux liants hydrauliques) pour les forts trafics ($T2 \leq T_i \leq T0$), et les chaussées rigides, généralement utilisées pour les très forts trafics ($\geq T0$). Les valeurs T_i sont définies en classes de trafic par le nombre de poids lourds journalier moyen (MJA) qui circuleront sur la chaussée pendant la durée de service de l'ouvrage. Le Tableau I.1 résume les différentes classes de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [SET 94].

Tableau I.1 :
Définition des classes de trafic [SET 94].

Classe	T5	T4	T3		T2		T1		T0		T5		TEX
			T3 ⁻	T3 ⁺	T2 ⁻	T2 ⁺	T1 ⁻	T1 ⁺	T0 ⁻	T0 ⁺	T5 ⁻	T5 ⁺	
MJA	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1 200	2 000	3 000	5 000

Un trafic $T2 = 200$ PL/J correspond à un trafic cumulé sur 15 ans de plus de 10^6 PL, ce qui justifie que les critères de fatigue soient essentiels lors du dimensionnement des chaussées. La répétition des charges peut aussi provoquer une accumulation des déformations dans les matériaux constituant la chaussée.

Le corps de chaussée est constitué par la superposition de trois types de couches, la couche de surface, la couche d'assise, et la plate-forme support de chaussée, constituée du sol généralement surmonté d'une couche de forme (la couche de surface peut être divisée en une couche de liaison et une couche de roulement, et la couche d'assise en une couche de fondation et une couche de base). La Figure I.1 représente une coupe verticale d'un corps de chaussée.

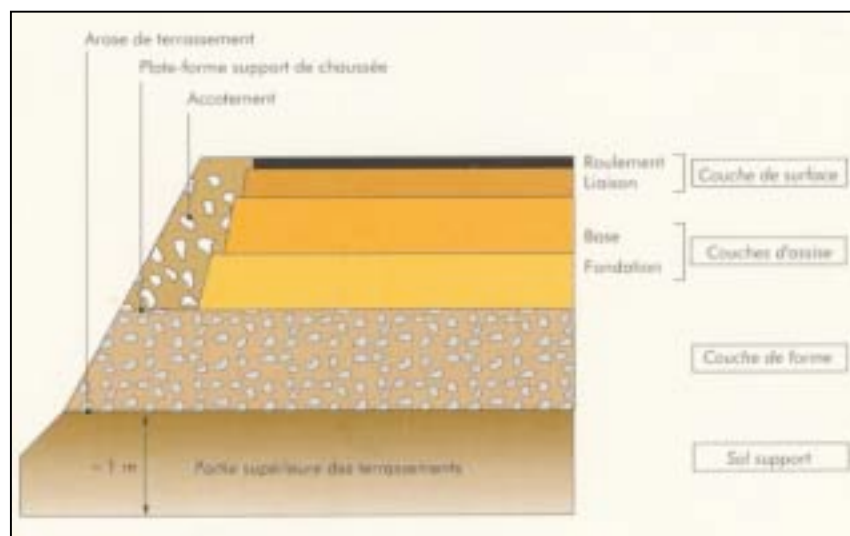


Figure I.1 : Coupe verticale d'un corps de chaussée [SET 94].

Une structure souple, principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds (ce qui représente environ 60% du réseau routier français), est constituée d'une couche bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm) reposant sur une ou plusieurs couches de graves non traitées (entre 20 et 60 cm, compactées par couches de 20 à 30 cm). Les différentes couches sont disposées par ordre croissant de rigidité, du sol vers la surface de la chaussée. Les ordres de grandeur des modules sont de 50 MPa environ pour le sol et de 5 000 MPa environ pour l'enrobé.

Le principal mode de dégradation de ces chaussées est l'orniérage. Il résulte de la déformation longitudinale de la chaussée dans l'axe du passage des roues, qui est due, en plus la déformation de l'enrobé, soit à la déformation de la couche de GNT (b), soit à celle du sol (c), ou bien à la déformation cumulée des deux (d). La Figure I.2 illustre ces différents cas d'orniérage.

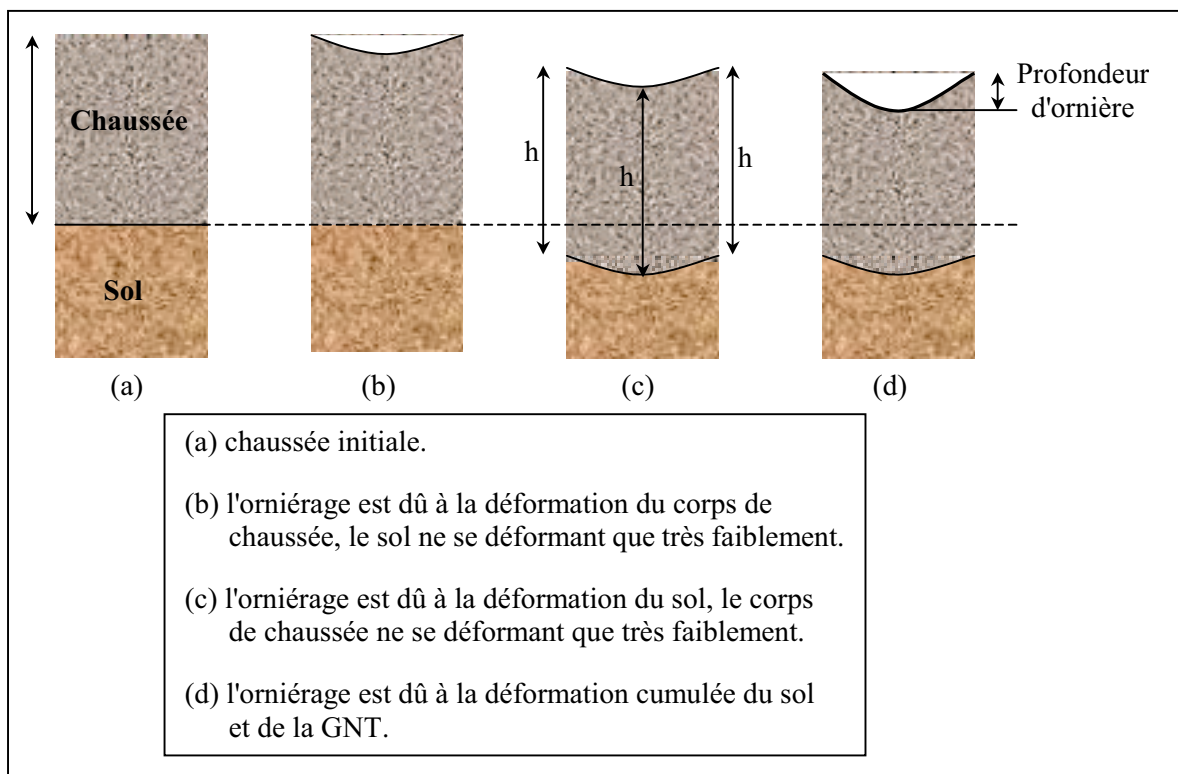


Figure I.2 : Les différentes causes d'orniérage des chaussées souples.

Pour les cas (b) et (d), la couche de GNT contribue de façon significative à l'orniérage. Les essais réalisés en grandeur réelle par Larsen [LAR 97] et Theyse [THE 97] ont montré que cette contribution peut atteindre 50% de la déformation totale.

La faible rigidité de ces structures les rend aussi très sensibles aux variations de teneur en eau des matériaux non liés (sol et GNT) ; celles-ci peuvent conduire à des pertes de rigidité très importantes en période humide (forte pluie, dégel).

En France, la profondeur d'orniérage maximale tolérée sur le réseau national est de 15 mm. Un "bon dimensionnement" doit assurer que cette valeur ne sera pas atteinte durant la vie de l'ouvrage.

II.2. Méthodes de dimensionnement des chaussées

En Europe et aux USA les méthodes de dimensionnement des chaussées sont essentiellement empiriques et/ou basées sur des analyses/modèles en élasticité linéaire (et parfois non linéaire). Ceci est illustré sur la Figure I.3 par les résultats d'une étude (non publiée à ce jour) menée par le groupe européen COST 337 ("Unbound granular materials for roads pavements"). Des résultats plus détaillés de l'enquête réalisée dans une quinzaine de pays européens sont présentés dans l'annexe I.1.

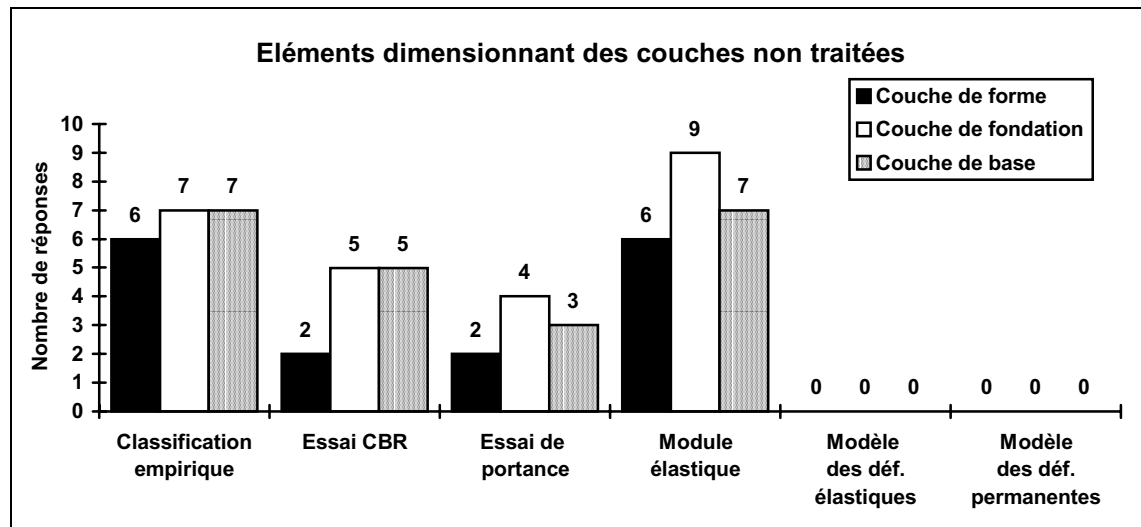


Figure I.3 : Paramètres utilisés en Europe pour le dimensionnement des chaussées à assise non traitée.

La pratique française de dimensionnement des chaussées suit les recommandations du Guide Technique de Conception et de Dimensionnement des Structures de Chaussée [SET 94]. Le dimensionnement s'effectue en deux étapes :

- On établit un prédimensionnement de la chaussée pour la durée de vie choisie : on définit le type et l'épaisseur des différentes couches de la chaussée en fonction du trafic prévu et des performances mécaniques des matériaux choisis.
- Les contraintes et les déformations induites au niveau de chaque couche du corps de chaussée et au niveau du sol sont ensuite calculées (avec le logiciel ALIZÉ/LCPC

[AUT 82]), et on vérifie qu'elles ne dépassent pas les valeurs admissibles pour les matériaux, qui dépendent des caractéristiques de résistance à la fatigue ou à l'orniérage des matériaux, du trafic, et du risque de calcul choisi. Cette vérification est faite par un calcul en élasticité linéaire (les matériaux étant considérés isotropes), pour un chargement statique normalisé (essieu standard de 130 kN) sur un multicouche représentatif de la chaussée (modèle de Burmister [BUR 43]). Les caractéristiques élastiques (module d'élasticité et coefficient de Poisson) de chaque couche de matériau sont attribuées soit à partir d'essais mécaniques (essai à la plaque, mesure de déflexion pour les sols et la couche de forme, essai TCR pour les GNT, et essais de traction ou de flexion pour les enrobés), soit, à défaut, à partir de la classification des matériaux. Pour les chaussées à faible trafic et en l'absence de résultats d'essais TCR, le module d'élasticité de la GNT est attribué de façon forfaitaire en fonction du module de la plate-forme (mesuré par l'essai à la plaque) et de la catégorie de la GNT (définie dans le guide de dimensionnement à partir des caractéristiques des granulats et du trafic). Dans le Tableau I.2 sont résumées les valeurs forfaitaires du module d'élasticité de la GNT (le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35).

Tableau I.2 :
Valeurs du module d'élasticité attribuées forfaitairement à la GNT en l'absence de résultats d'essais mécaniques [SET 94].

Chaussée à faible trafic									
Couche de base	Catégorie 1 : $E_{GNT} = 600$ MPa Catégorie 2 : $E_{GNT} = 400$ MPa Catégorie 3 : $E_{GNT} = 200$ MPa								
Couche de fondation	$E_{GNT} [1] = k E_{plate-forme}$ $E_{GNT} [sous-couche i] = k E_{GNT} [sous-couche i]$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Catégorie</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>k</td> <td>3</td> <td>2,5</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	Catégorie	1	2	3	k	3	2,5	2
Catégorie	1	2	3						
k	3	2,5	2						

GNT divisée en sous-couches de 25 cm d'épaisseur

Si les déformations calculées sont trop importantes il faut alors modifier les hypothèses du dimensionnement de façon à les rendre admissibles : dans la plupart des cas il suffit d'augmenter l'épaisseur d'une ou plusieurs couches.

Dans les cas où c'est nécessaire, on vérifie la tenue de la chaussée au gel-dégel.

La vérification du dimensionnement vis-à-vis de l'orniérage est, en particulier pour les chaussées souples, critiquable sur trois points : elle se fait sur des valeurs de déformation élastique et non pas anélastique, le chargement utilisé est statique et non pas cyclique (l'orniérage résulte pourtant de la déformation de la chaussée qui évolue en fonction du nombre de sollicitations), et enfin, les valeurs limites admissibles dépendent uniquement des

conditions de trafic et pas des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (le critère d'orniérage s'écrit sous la forme $\epsilon_{z, ad} = A (NE)^{-0,222}$ avec $A = 0,012$ ou $0,016$ suivant le niveau de trafic, NE étant le nombre d'essieux équivalents).

Un exemple de dimensionnement est traité dans l'annexe I.2.

II.3. Définition et classement des GNT

Les GNT sont des mélanges granulaires composés uniquement de granulats et d'eau (aucun liant hydraulique ou hydrocarboné n'entre dans leur composition). Leur granulométrie est continue et la taille des plus gros granulats ne dépasse pas 31,5 mm. On distingue deux catégories de GNT, les GNT A obtenues en une seule fraction, et les GNT B recomposées à partir d'au moins deux fractions granulaires. Les performances mécaniques des GNT sont habituellement estimées à partir des caractéristiques suivantes :

- dureté des granulats (déterminée par les essais Los Angeles et micro-Deval, réalisés sur la fraction 10/14),
- propreté des gravillons,
- angularité des granulats (indice de concassage, coefficient d'aplatissement).

Attribuer des performances mécaniques à des GNT principalement à partir des mesures de dureté de leurs granulats est cependant réducteur et pas toujours satisfaisant. C'est pourquoi les Laboratoires des Ponts et Chaussées [PAU 87] et [PAU² 94] ont mis au point un appareil triaxial à chargements répétés (le TCR), spécialement conçu pour l'étude des sols supports de chaussées et des matériaux non traités utilisés en couche d'assise.

Il est constitué d'une cellule triaxiale équipée de capteurs de déformation axiaux et radiaux, d'un appareillage de chargement pneumatique, et d'un ensemble informatique d'acquisition des données. Il permet d'étudier le comportement d'éprouvettes cylindriques de grandes tailles, 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, fabriquées par vibrocompression selon la norme NF P 98-230-1 (mode de fabrication donnant la meilleure homogénéité en densité des éprouvettes [BAL 98]). Le chargement est réalisé en exerçant cycliquement et simultanément une contrainte de confinement σ_3 et une surcharge verticale q (aussi appelée déviateur de contraintes). Il reproduit approximativement les sollicitations présentes dans une chaussée lors d'un chargement routier (il ne simule pas la rotation des directions principales des contraintes qui s'opère lors du passage des charges roulantes). La mesure des déformations est

assurée par un ensemble de six capteurs, trois axiaux et trois radiaux, placés dans le tiers central de l'éprouvette. La Figure I.4 représente la cellule triaxiale et son instrumentation, et la Figure I.5 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR [PAU² 94].

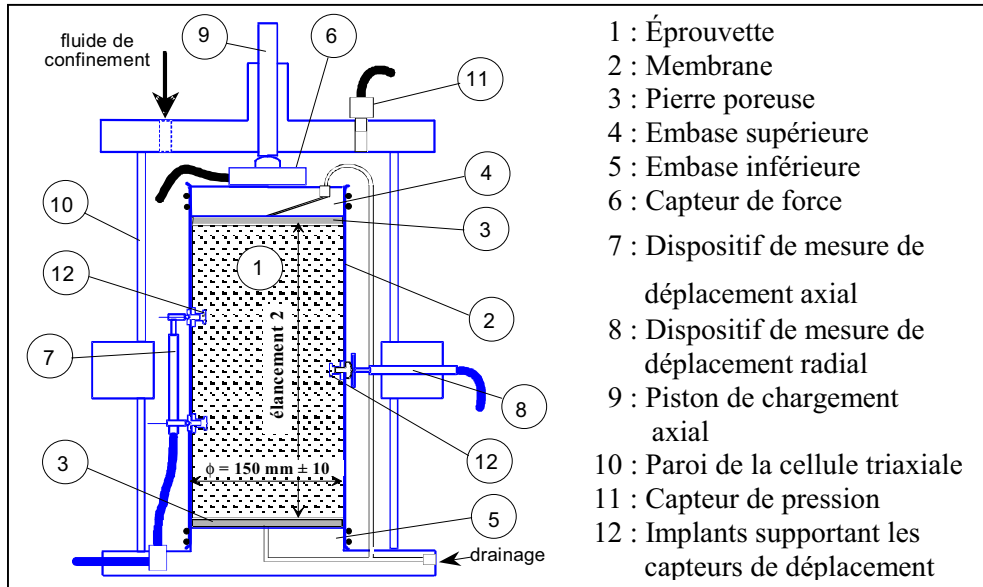


Figure I.4 : La cellule triaxiale et son instrumentation [PAU² 94].

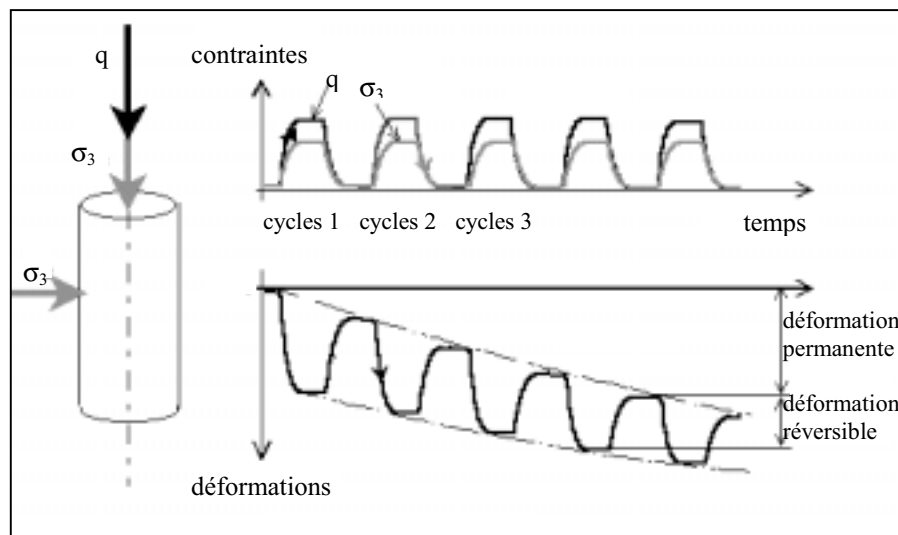


Figure I.5 : Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR [PAU² 94].

Utilisé selon le protocole expérimental défini par la norme NF P 98-125, l'essai TCR permet de classer les GNT en fonction des performances mécaniques du mélange granulaire (norme NF P 98-129) et non plus à partir des caractéristiques d'une seule fraction de granulats. Le classement se fait suivant quatre classes (la meilleure étant la classe C1) définies par les modules caractéristiques de raideur E_{1c} et de déformation permanente A_{1c} déterminés à partir

d'essais normalisés (norme NF P 98-235-1). Un exemple de classement obtenu pour différents types de GNT, d'origines minéralogiques différentes, est donné sur la Figure I.6. Il montre notamment que les graves calcaires, dont les granulats présentent les plus faibles résistances à l'usure (coefficients LA et MDE élevés), ont généralement un meilleur comportement mécanique que les graves éruptives ou alluvionnaires [PAU¹ 94].

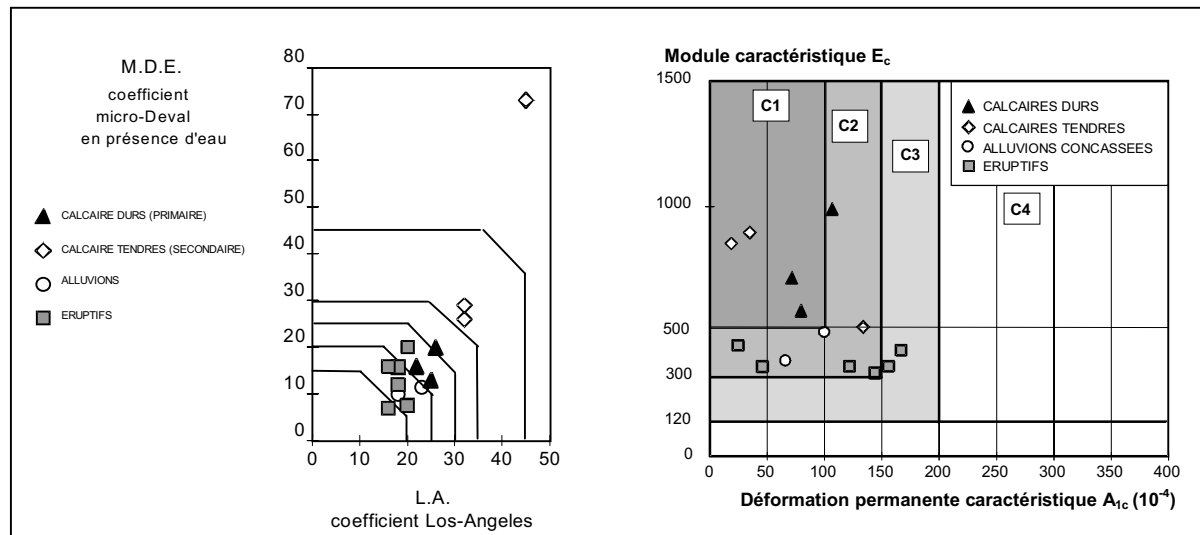


Figure I.6 : Classement des GNT au TCR, et mise en évidence de la non corrélation entre les caractéristiques d'usure des granulats et les performances mécaniques des mélanges granulaires [PAU¹ 94].

Pour le concepteur des structures de chaussées, cet appareil est doublement utile. Non seulement il sert à comparer les différentes graves disponibles, mais il permet aussi, lors du calcul des champs de contraintes, d'attribuer à la GNT un module à partir d'un essai mécanique et non plus forfaitairement. Cependant, il est encore rarement utilisé en dimensionnement car peu répandu et méconnu du milieu professionnel.

III. COMPOTEMENT MÉCANIQUE DES GNT – ÉTAT DE L'ART

Classiquement, l'étude du comportement mécanique des GNT au TCR se fait en dissociant le comportement réversible (élastique) du comportement irréversible (anélastique). Dans ce chapitre, nous présentons un ensemble de résultats sur l'évolution des déformations permanentes des GNT (comportement anélastique), qui sont pour partie responsables de l'orniérage des chaussées souples.

Sous un chargement cyclique, simulant un chargement routier, l'évolution des déformations permanentes des GNT se caractérise par une augmentation rapide lors des premiers cycles.

Elle se stabilise ensuite, après quelques milliers de cycles, lorsque le niveau de sollicitation ne dépasse pas celui rencontré habituellement dans une chaussée. Le comportement devient alors pratiquement élastique. Dans le cas de sollicitations trop élevées, les déformations permanentes croissent continuellement jusqu'à (éventuellement) rupture du matériau.

La Figure I.7 présente l'évolution des déformations permanentes, axiale et radiale, lors d'un essai triaxial cyclique à 20 000 cycles sur une GNT issue d'un microgranite.

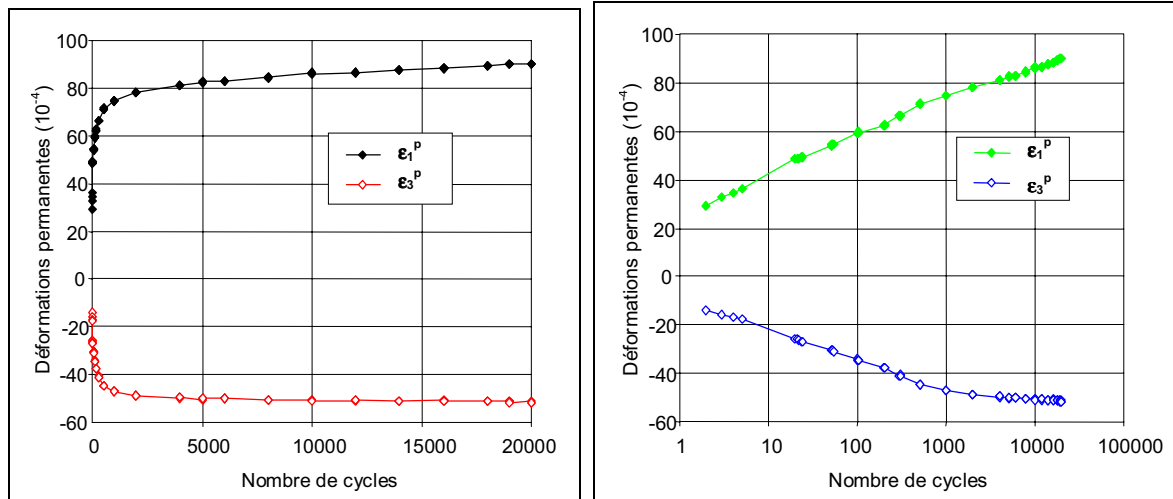


Figure I.7 : Évolution des déformations permanentes axiale et radiale d'une GNT issue d'un microgranite sous chargement triaxial cyclique [GID 01].

L'accumulation des déformations permanentes dépend non seulement du chargement appliqué (niveau des contraintes, nombre de cycles de sollicitation, etc), mais aussi du matériau utilisé (nature minéralogique, teneur en eau, densité, etc). La mise en œuvre du matériau joue un rôle important. C'est elle qui confère au matériau son état structurel initial dont va dépendre, pour un chargement donné, le niveau des déformations à accumuler. En fait, l'état initial du matériau définit l'origine des déformations.

Il est donc nécessaire, si l'on veut améliorer la modélisation du comportement irréversible à long terme des GNT sous chargements répétés, de faire un bilan des paramètres qui conditionnent l'évolution de leurs déformations permanentes.

III.1. Influence des paramètres qui conditionnent l'évolution des déformations permanentes des GNT

Les paramètres classiques d'étude du comportement des GNT peuvent être regroupés en deux catégories, les paramètres liés au chargement, et ceux liés au matériau et à sa mise en œuvre.

III.1.1. Paramètres liés au chargement

L'étude du comportement des matériaux granulaires se fait sous divers types de sollicitations. Elles peuvent être uniaxiales ou triaxiales, isotropes ou anisotropes, et statiques ou cycliques (avec ou sans rotation des contraintes principales, à contrainte de confinement constante ou variable, à fréquence de chargement faible ou élevée). Dans la chaussée, la GNT est soumise à des sollicitations triaxiales cycliques avec rotation des directions principales des contraintes et la vitesse de chargement est aléatoire car liée au trafic (la fréquence est généralement inférieure à 10 Hz).

III.1.1.1. Influence du niveau de chargement

Le niveau de chargement est un paramètre essentiel pour l'étude des déformations des GNT. Lashine [LAS 71] et Barksdale [BAR 72] ont travaillé à partir d'essais triaxiaux cycliques à contrainte latérale constante (essai CLC) sur des éprouvettes de granites et de gneiss concassés. Ils ont montré que la déformation permanente verticale accumulée après 100 000 cycles de chargement est proportionnelle au déviateur q et inversement liée à σ_3 .

Shenton [SHE 74] améliore le calage de ses résultats d'essais triaxiaux cycliques sur du ballast en élevant le rapport q_{\max}/σ_3 à une puissance comprise entre 1 et 3 selon le matériau utilisé. Plus tard, Brown [BRO 75] confirme ces résultats sur des essais à contrainte latérale constante et variable (CLV). Une illustration de ses résultats est reportée sur la Figure I.8. Cependant, pour les essais CLV, il trouve plus approprié d'utiliser la contrainte moyenne p plutôt que σ_3 .

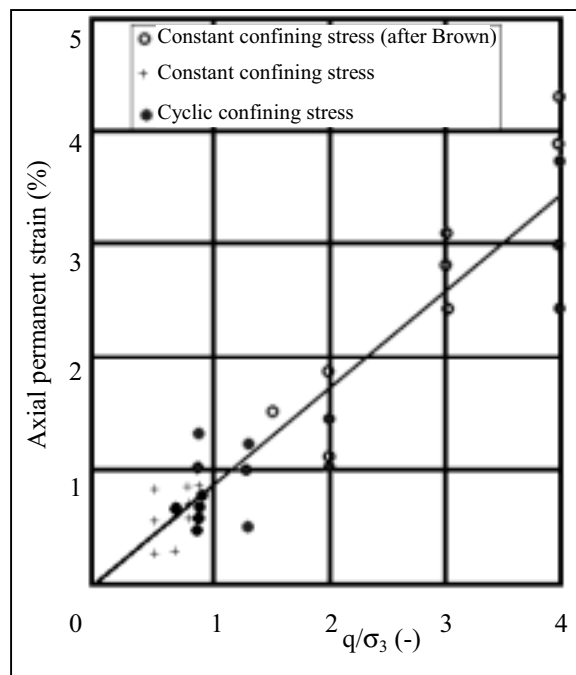


Figure I.8 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction de q/σ_3 [BRO 75].

Pappin [PAP 79], Paute [PAU¹ 94], Nishi [NIS 94], et Lekarp [LEK 98] proposent des lois d'évolution de la déformation permanente axiale en fonction de p, q, et/ou q/p.

Certaines de ces lois sont résumées dans le Tableau I.3.

Tableau I.3 :

Quelques lois d'évolution de la déformation permanente axiale en fonction des contraintes.

Auteur	Loi	Paramètres
Lashine et al. (1971)	$\epsilon_1^p = a \frac{q}{\sigma_3}$	ϵ_1^p déformation permanente axiale accumulée après N cycles
Barksdale (1972)	$\epsilon_1^p = \frac{q/a\sigma_3^b}{1 - \left[\frac{R_f \cdot q \cdot (1 - \sin\phi)}{2(C \cdot \cos\phi + \sigma_3 \sin\phi)} \right]}$	ϵ_1^{p*} déformation permanente axiale accumulée à partir des 100 premiers cycles $\epsilon_1^p(N_{ref})$ déformation permanente axiale accumulée à partir des N_{ref} premiers cycles
Shenton (1974)	$\epsilon_1^p = K \left(\frac{q_{max}}{\sigma_3} \right)^a$	ϵ_s^p déformation permanente de cisaillement accumulée après N cycles $\epsilon_{1,ult}^p$ déformation permanente axiale ultime
Pappin (1979)	$\epsilon_s^p = f_n(N) \cdot L \cdot \left(\frac{q}{p} \right)^{2,8}$	σ_3 contrainte de confinement p contrainte moyenne p^* intersection entre la droite de rupture sous chargement statique et l'axe p dans le repère p-q
Paute et al. (1994)	$\epsilon_1^{p*} = f(N) \frac{\frac{q}{(p+p^*)}}{b \left(m - \frac{q}{(p+p^*)} \right)}$	p_0 contrainte de référence q déviateur des contraintes R_f rapport entre la contrainte mesurée et la contrainte de rupture L longueur du chemin de contraintes égale à $\sqrt{p^2 + q^2}$
Nishi (1994)	$\epsilon_{1,ult}^p = k \frac{q^a}{p^b}$	N nombre de cycles de sollicitation $f(N)$ loi évolution de ϵ_1^p fonction de N
Lekarp et al. (1998)	$\frac{\epsilon_1^p(N_{ref})}{(L/p_0)} = a \left(\frac{q}{p} \right)^b$	$f_n(N)$ facteur de forme fonction de N m pente de la droite de rupture sous chargement statique C cohésion apparente ϕ angle de frottement interne a, b, k, K, C paramètres des modèles

III.1.1.2. Influence de la rotation des directions principales des contraintes

Les sollicitations triaxiales cycliques utilisées en laboratoire ne sont qu'une représentation simplifiée du chargement subi par la GNT en milieu routier. Sur chaussée, les charges appliquées sont mobiles, et leur déplacement induit une rotation des directions principales des contraintes. Elle est illustrée sur la Figure I.9.

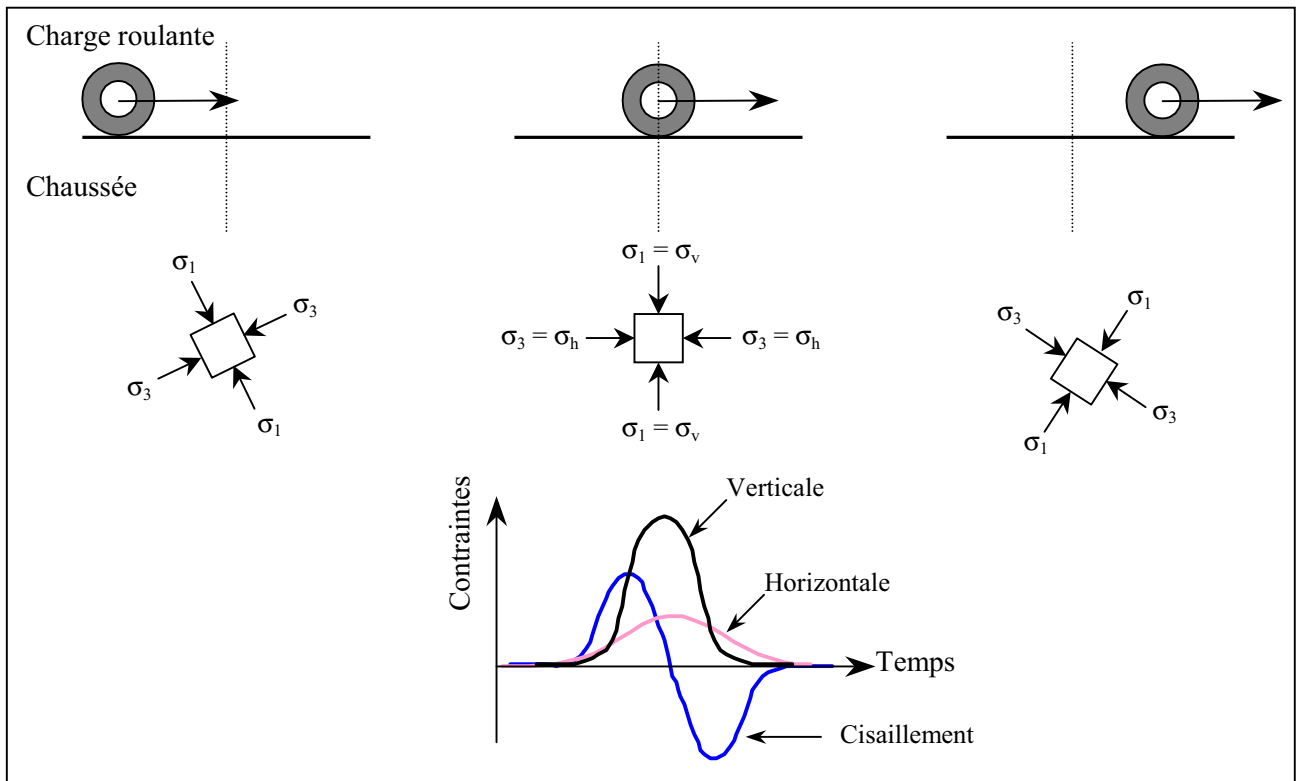


Figure I.9 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes.

Les seuls essais de laboratoire qui permettent de reproduire cette rotation sont les essais à la boîte de cisaillement cyclique et les essais de torsion sur cylindre creux. Mais l'utilisation de ces essais n'est habituellement possible que sur des matériaux granulaires fins de $D_{max} < 5$ mm. Les études réalisées par Thom [THO 88], Chan [CHA 90], et Thom [THO 93] ont montré que les déformations permanentes sont plus importantes lorsque le chargement reproduit cette rotation des contraintes principales.

Une expérimentation en grandeur réelle, menée au CER de Rouen (Centre d'Expérimentation Routière) par Hornych [HOR 00] a consisté à solliciter une planche expérimentale suivant deux modes de chargement. Le premier est réalisé au moyen d'une charge roulante et le second au moyen d'une plaque fixe. Les sollicitations cycliques appliquées sont de même intensité et de même fréquence, mais seul le premier mode permet de reproduire la rotation des contraintes principales. Ils rapportent que les déformations permanentes mesurées sont jusqu'à trois fois plus importantes avec la charge roulante. Le manège de fatigue du LCPC [COR 98] permet également d'étudier l'orniérage des chaussées dans les conditions réelles de sollicitation, mais ces essais sont très coûteux et jusqu'à présent, peu d'expériences ont été réalisées pour étudier l'orniérage de chaussées à faible trafic, à assises non traitées.

III.1.1.3. Influence de la répétition de la sollicitation

Les déformations permanentes des matériaux granulaires sous chargements répétés évoluent également en fonction du nombre de sollicitations. Barksdale [BAR 72] trouve, à partir d'essais triaxiaux cycliques CLC à faibles et moyennes valeurs de q/σ_3 , une relation affine entre la déformation permanente axiale et $\log(N)$. Maree [MAR 82] obtient des résultats similaires à partir d'essais au Heavy Vehicle Simulator HVS (simulateur de trafic poids lourds pour la réalisation d'essais en grandeur réelle) sur cinq chaussées à assise en GNT. Lentz [LEN 81] utilise cette loi pour caler ses résultats d'essais triaxiaux cycliques et tente d'exprimer les coefficients de la droite à partir des données d'essais triaxiaux classiques. Il obtient de bonnes corrélations pour différents sables. En 1975, Monismith [MON 75] réalise des essais triaxiaux cycliques CLC sur des argiles et réussit à caler ses résultats expérimentaux par une droite dans le repère $\log(N)$ - $\log(\epsilon_1^P)$. Khedr [KHE 85], à partir d'essais triaxiaux cycliques CLC et CLV sur des graves calcaires, montre que dans les deux cas, les points expérimentaux s'alignent dans le repère $\log(N)$ - $\log(\epsilon^P/N)$ avec des coefficients de corrélation proches de 1. Ces résultats sont illustrés sur la Figure I.10.

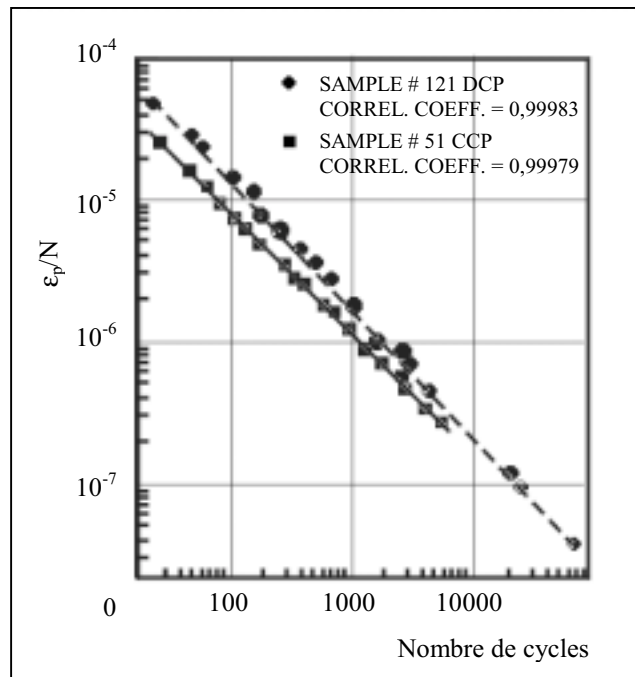


Figure I.10 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles [KHE 85].

Sweere [SWE 90] compare la qualité du modèle de Barksdale avec celle d'un modèle de type puissance sur des résultats d'essais réalisés sur une vingtaine de graves et obtient de meilleures corrélations avec le second modèle. Vuong [VUO 94] établit aussi une loi puissance, dans laquelle il fait intervenir la déformation réversible. Ce modèle a donné de bons résultats lors du calage d'essais en grandeur réelle réalisés par Larsen [LAR 97].

Paute [PAU 88] étudie le comportement au TCR (essai CLV) de différentes graves (gneiss, grès armoricain, granite, etc). Il propose une expression de l'évolution de la déformation permanente axiale en fonction de \sqrt{N} . A partir des résultats d'essais au TCR réalisés sur deux graves calcaires et sur une grave granitique, Hornyh [HOR 93] montre que les lois de Barksdale et Paute ne conviennent pas pour représenter l'évolution de ϵ_1^P en fonction de N. Il obtient de meilleurs résultats avec une loi de type puissance. Les résultats concernant (a) une des graves calcaires et (b) la grave granitique sont présentés sur la Figure I.11.

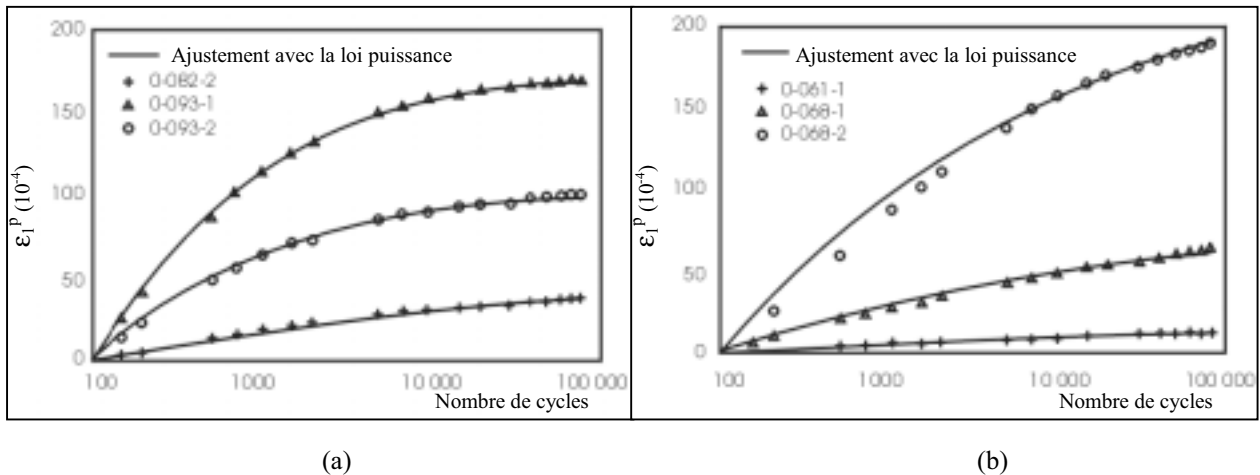


Figure I.11 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles pour (a) une grave calcaire et (b) une grave granitique – Comparaison entre les mesures et le modèle [HOR 93].

Wolff [WOL 94] réalise des essais au HVS sur plusieurs planches expérimentales et obtient de bons calages avec une loi de type exponentielle. Un exemple de calage sur un essai à plusieurs millions de cycles de sollicitation est illustré sur la Figure I.12.

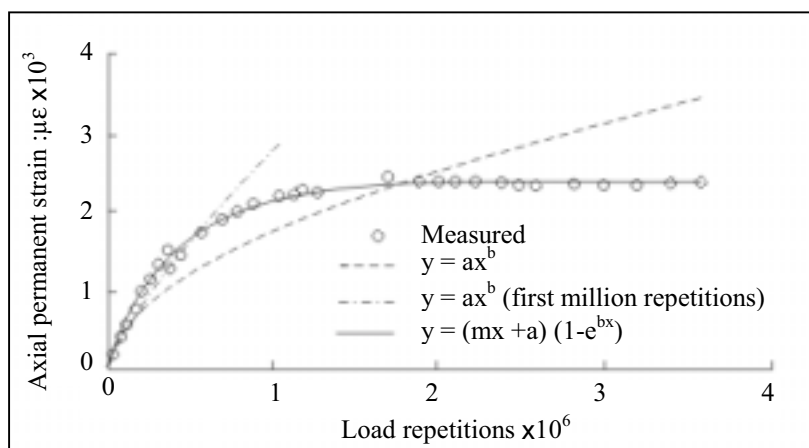


Figure I.12 : Évolution de la déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles – Comparaison entre les mesures et le modèle [WOL 94].

Certaines de ces lois sont résumées dans Tableau I.4.

Tableau I.4 :
Quelques lois d'évolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de sollicitation.

Auteur	Loi	Paramètres
Barksdale (1972)	$\varepsilon_1^p = a + b \log(N)$	ε_1^p déformation permanente axiale accumulée après N cycles
Lentz et Baladi (1981)	$\varepsilon_1^p = \varepsilon_{0,95S} \ln(1 - q/S)^{-0,15} + \left[\frac{n(q/S)}{1 - m(q/S)} \right] \ln(N)$	ε_1^{p*} déformation permanente axiale accumulée à partir des 100 premiers cycles
Khedr (1985)	$\frac{\varepsilon_1^p}{N} = A \cdot N^{-b}$	ε_1^r déformation réversible axiale accumulée au cycle N
Paute et al. (1988)	$\varepsilon_1^{p*} = \frac{A \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D}$	$\varepsilon_{0,95S}$ déformation à 95% de la contrainte statique maximale N nombre de cycles de sollicitation
Hornych et al. (1993)	$\varepsilon_1^{p*} = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right)$	S contrainte statique maximale (pic) q déviateur des contraintes m pente de la droite de rupture du matériau
Sweere (1990)	$\varepsilon_1^p = a N^b$	A, D paramètres fonction du matériau et/ou des contraintes
Wolff et Visser (1994)	$\varepsilon_1^p = (c N + a)(1 - e^{-bN})$	a, b, c, n paramètres de calage des modèles
Vuong (1994)	$\varepsilon_1^p = \varepsilon_1^r \left(\frac{a}{b} \right) N^c$	

Les modèles de Paute et d'Hornych tendent vers une limite finie quand N devient très grand. Batard [BAT 95] montre que, pour des chemins de contraintes à q/p faible ($q/p < 3$), l'évolution des déformations permanentes se stabilise quand N augmente, alors que pour des chemins de contraintes plus déviatoriques il n'obtient pas de stabilisation.

L'existence d'autant de modèles, décrivant l'influence des contraintes ou l'influence du nombre de sollicitations, s'explique par la diversité des essais utilisés. En effet, selon le type d'essai utilisé (essai triaxiaux à contrainte latérale variable ou pas, essais en grandeur réelle), le nombre de chargements effectués (de quelques milliers à plusieurs millions), et selon les niveaux de contraintes appliqués, les modèles diffèrent.

Raad [RAA 89], Lekarp [LEK 98], Werkmeister [WER 01] proposent d'utiliser la théorie du "Shakedown" ("accommodation") qui consiste à définir les limites des différents modes de comportement des matériaux granulaires. Ces limites (ou surfaces seuils) définissent les domaines de chargement pour lesquels le matériau a un comportement élastoplastique avec stabilisation de l'évolution des déformations permanentes (il devient alors purement élastique), un comportement élastoplastique sans stabilisation de l'évolution des déformations permanentes, et un comportement élastoplastique avec fort accroissement des déformations

permanentes à chaque cycle de chargement entraînant la rupture rapide du matériau. Sur la Figure I.13 sont représentés les différents modes de comportement des matériaux granulaires et leurs limites pour un sable graveleux.

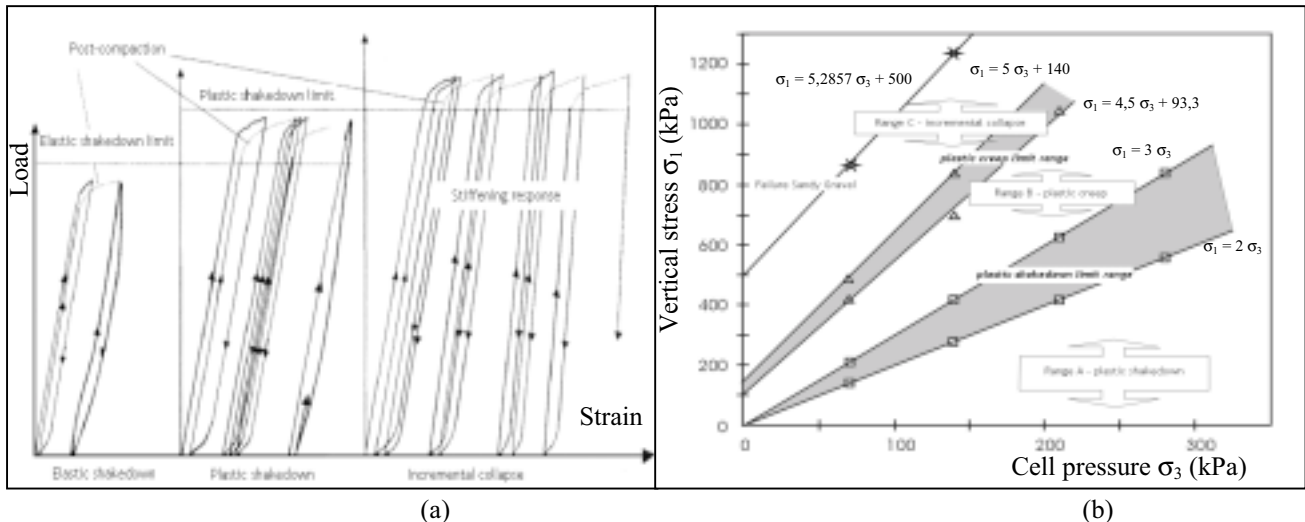


Figure I.13 : Théorie du "Shakedown" – (a) les différents modes de comportement des matériaux granulaires et (b) leurs limites pour un sable graveleux [WER 01].

III.1.1.4. Influence de l'histoire des contraintes

Brown [BRO 75] réalise un essai triaxial cyclique CLV à cinq paliers de contraintes et à un essai à un seul niveau de contraintes correspondant au dernier palier de l'essai CLV. Il constate que la déformation permanente axiale accumulée en fin d'essai est nettement plus élevée pour l'essai à un seul niveau de chargement.

Monismith [MON 75] réalise des essais triaxiaux cycliques CLC à trois paliers de 2 000 cycles. Il fait varier l'ordre d'application des paliers et obtient des valeurs de déformation permanente axiale en fin d'essai différentes. Lorsque les forts niveaux de chargement sont appliqués en premiers, la déformation finale est plus élevée.

La Figure I.14 illustre les résultats obtenus par Brown, et la Figure I.15 ceux obtenus par Monismith.

Ces études concernent des essais triaxiaux cycliques dont le rapport q_{\max}/p_{\max} varie d'un palier à l'autre. Dans ces essais, les effets du palier le plus agressif, quand il n'est pas appliqué en premier, sont réduits par la modification de l'état du matériau due aux précédents paliers de chargement de rapports q_{\max}/p_{\max} différents. Ces premiers paliers à q_{\max}/p_{\max} faibles ont pour effet de consolider le matériau (diminution de volume), ce qui réduit ses déformations lors du

palier le plus agressif (rapport d'anisotropie induite différent du rapport d'anisotropie du chargement du dernier palier).

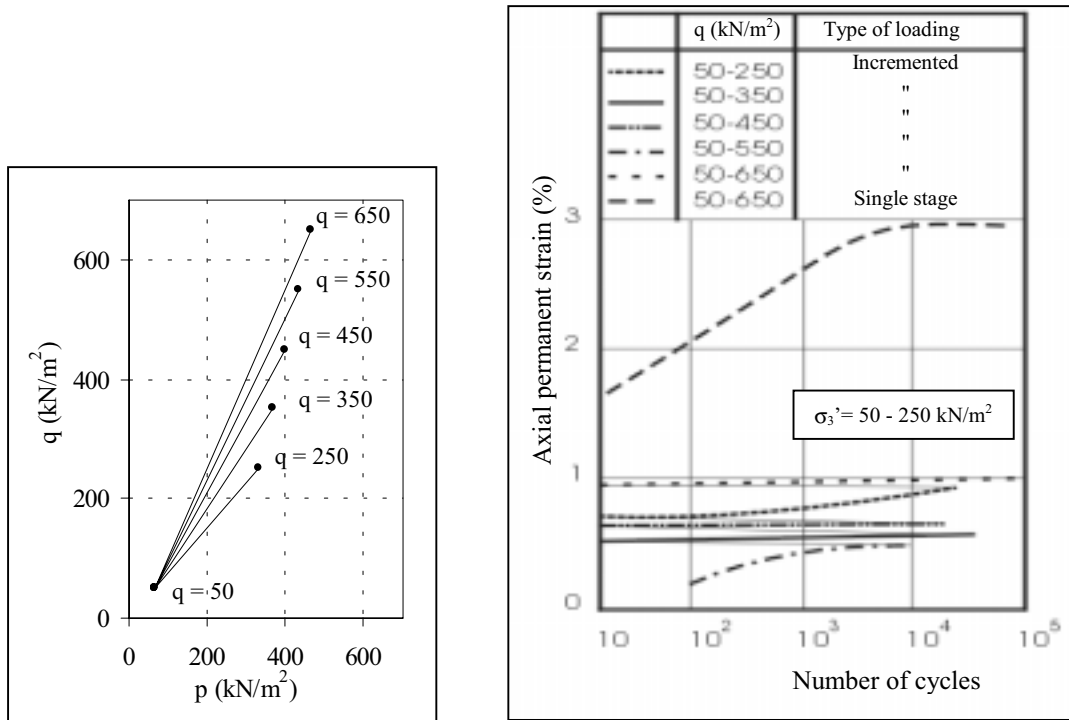


Figure I.14 : Mise en évidence de l'influence de l'histoire du chargement [BRO 75].

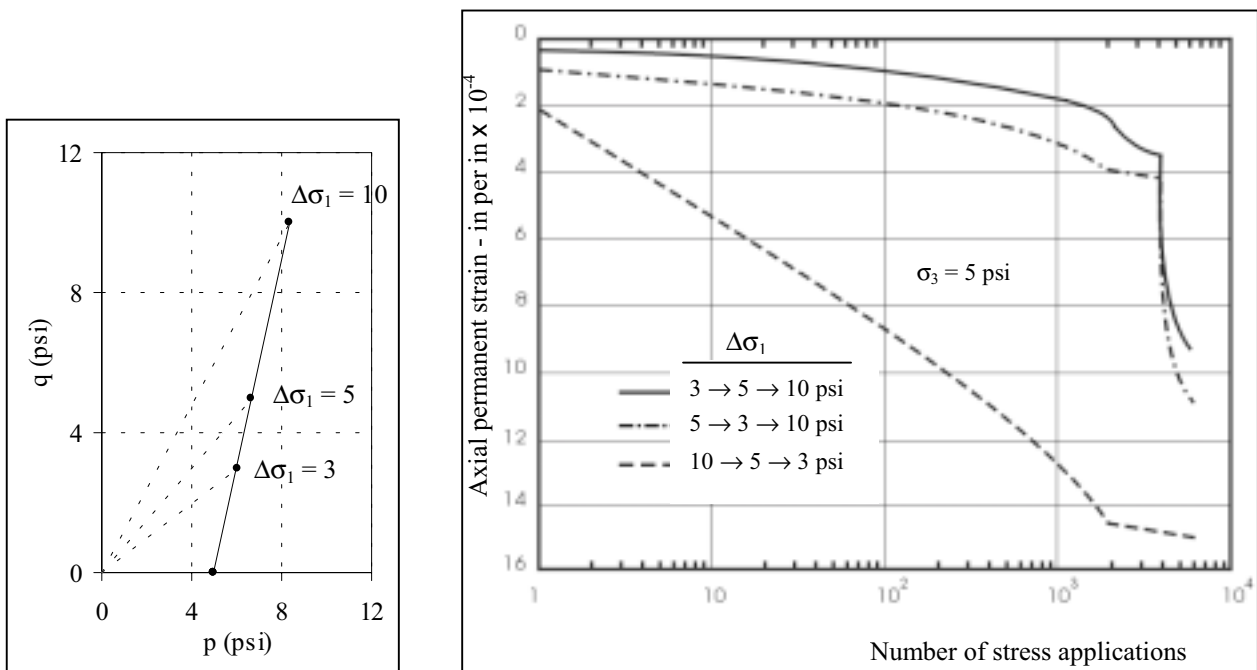


Figure I.15 : Mise en évidence de l'influence de l'histoire du chargement [MON 75].

Nous avons réalisé [GID 97] sur une grave dioritique des essais TCR, à un et cinq paliers, et montré que lorsque q/p reste constant tout au long de l'essai, les déformations permanentes, axiales et radiales, tendent vers la même valeur finale, à la dispersion expérimentale près. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure I.16.

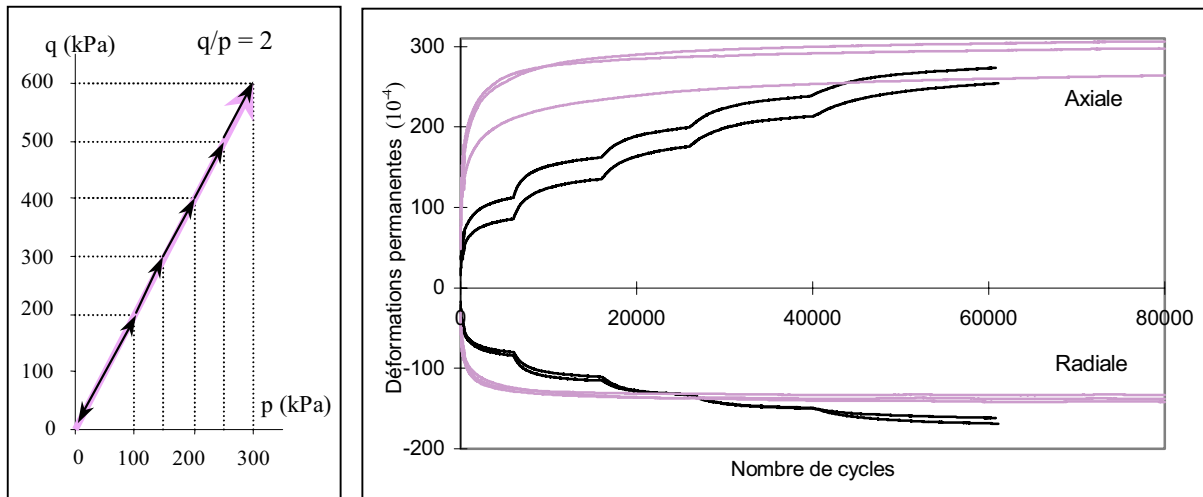


Figure I.16 : Validation de l'utilisation des essais TCR par paliers – Mise en évidence de la non influence de l'histoire du chargement quand q/p reste constant [GID 97].

III.1.1.5. Influence de la fréquence du chargement

Les études menées pour différentes gammes de fréquence par Gomes-Correia [GOM 85] montrent qu'après plusieurs dizaines de cycles l'influence de la fréquence du chargement sur l'évolution des déformations permanentes des GNT n'est plus significative.

III.1.2. Paramètres liés au matériau et sa mise en œuvre

L'évolution des déformations permanentes dépend aussi du matériau et de sa mise en œuvre (nature minéralogique, morphologie des granulats, granulométrie, densité, teneur en eau). L'influence des ces paramètres sur le comportement mécanique des matériaux granulaires a surtout été étudiée pour le comportement élastique (Kolisoja [KOL 97] et [KOL 98], Paute [PAU¹ 94], Balay [BAL 98]), mais depuis peu des études sont menées sur le comportement anélastique des GNT.

III.1.2.1. Influence de la nature minéralogique et de la morphologie des granulats

Hornych [HOR 93] a étudié le comportement de graves issues de deux calcaires et d'un granite. Il a montré que, pour des conditions identiques de mise en œuvre et de sollicitation, les déformations mesurées sont significativement différentes. Les évolutions des déformations permanentes axiale et radiale obtenues pour ces trois matériaux sont représentées sur la Figure I.17.

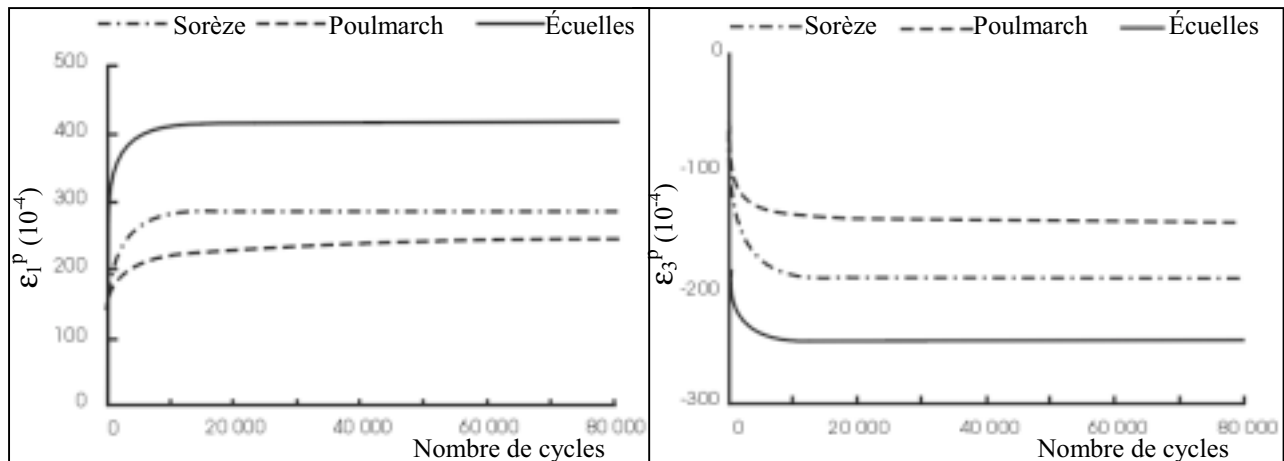


Figure I.17 : Évolution des déformations permanentes axiale et radiale pour trois graves – Mise en évidence de l'influence de la nature minéralogique [HOR 93].

Les études menées par Paute [PAU¹ 94] sur près de vingt graves mettent également en évidence l'influence de la nature minéralogique des graves sur leur comportement mécanique. Elles montrent notamment les bonnes performances des GNT issues de calcaires tendres, dont l'utilisation pour la construction des assises de chaussées est proscrite d'après les spécifications empiriques actuellement utilisées (estimation des performances mécaniques des GNT à partir des résultats d'essais de spécification des granulats, cf. II.2). L'idée simpliste d'un lien direct entre le comportement mécanique des GNT et la résistance mécanique de la roche dont elles sont issues est alors remise en cause : les graves calcaires, dont les granulats sont relativement tendres (coefficients LA et MDE élevés) présentent les meilleures performances mécaniques lors de sollicitations triaxiales cycliques (cf. Figure I.6). Le comportement mécanique des GNT est plutôt attribué à la qualité (qui dépend de la nature minéralogique du matériau et de sa sensibilité à l'eau : phénomène de (re)cristallisation pour les GNT calcaires) et la quantité des contacts granulaires. Paute conclue que la dureté des granulats ne suffit pas pour comparer des graves, et qu'il faut tenir compte de la nature minéralogique des matériaux.

La forme des granulats a également une forte influence sur la résistance aux déformations permanentes. Il est bien connu que les graves issues de matériaux alluvionnaires roulés

résistent mal à l'orniérage, et dans les spécifications françaises, l'utilisation de ces matériaux n'est autorisée qu'en couche de fondation, et pour des trafics très faibles ($\leq T4$). Une étude au triaxial, sur l'influence de la forme des granulats (roulés ou concassés) sur le comportement des GNT a été réalisée par Barksdale [BAR 89]. Elle confirme la meilleure résistance aux déformations permanentes des matériaux concassés.

III.1.2.2. Influence de la granulométrie – teneur en fines

Barksdale [BAR 72] montre que, pour un niveau chargement donné, la déformation permanente axiale après 100 000 cycles peut augmenter de plus de 50% lorsque la teneur en fines passe de 3% à 11% (essais sur des gneiss et granites). Ces résultats sont présentés sur la Figure I.18.

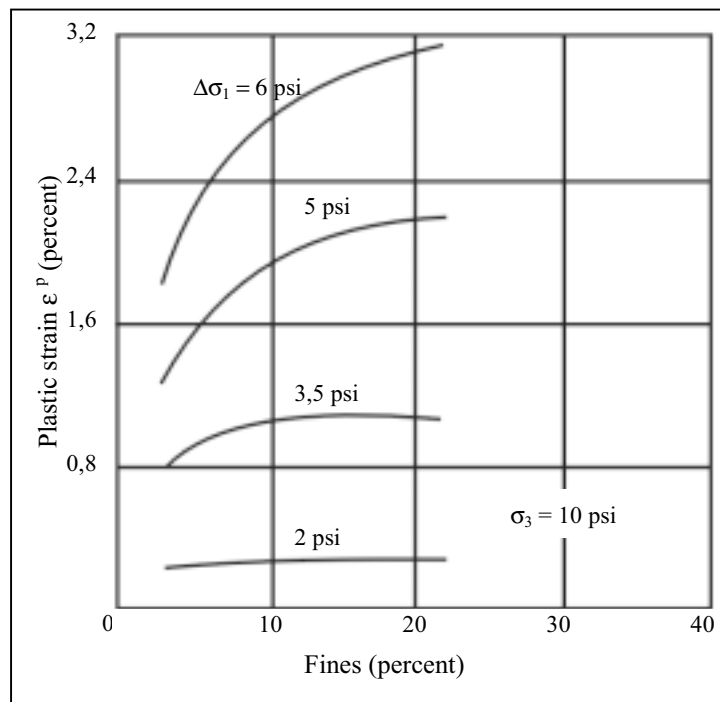


Figure I.18 : Mise en évidence de l'influence de la teneur en fines sur la déformation permanente axiale après 100 000 cycles de chargement, sur des graves issues de granite et gneiss [BAR 72].

Thom [THO 88] obtient des résultats similaires sur une grave calcaire.

III.1.2.3. Influence de la densité

Sur l'ensemble des matériaux étudiés par Barksdale [BAR 72], la déformation permanente axiale est environ deux fois plus importante lorsque les graves sont compactées à 95% de la

densité à l'optimum Proctor modifié (OPM) qu'à 100%. L'essai Proctor sert à caractériser l'aptitude au compactage des matériaux granulaires et des sols par la détermination de leur densité optimale après un compactage normalisé (norme NF P 98-231-1) et de la teneur en eau correspondante. Allen [ALL 73] réalise des essais triaxiaux cycliques CLC sur une grave calcaire et sur une grave siliceuse. Lorsqu'il augmente la densité de fabrication des éprouvettes, les déformations permanentes diminuent. Ces résultats sont présentés sur la Figure I.19. Thom [THO 88] étudie l'influence de la densité sur les propriétés mécaniques des graves calcaires et constate de plus faibles déformations permanentes pour les matériaux les plus denses.

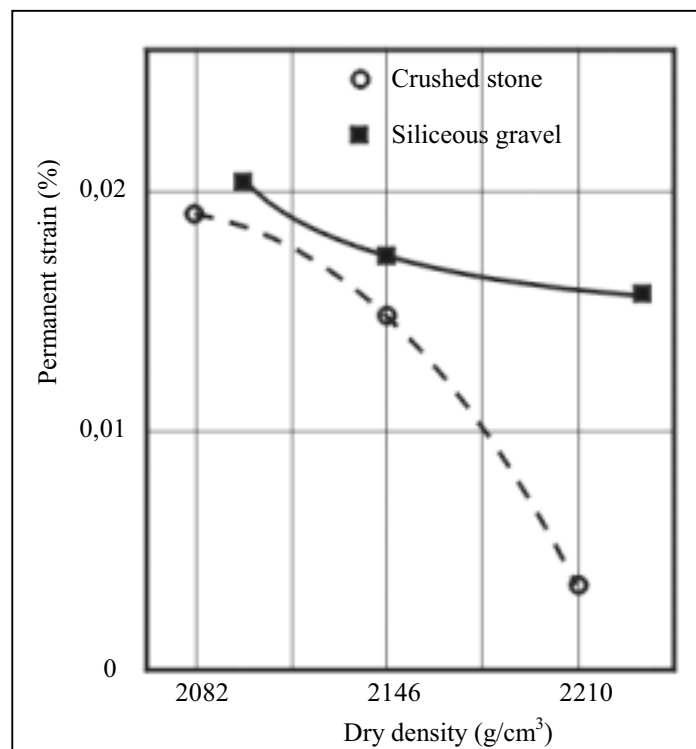


Figure I.19 : Évolution des déformations permanentes en fonction de la densité [ALL 73].

III.1.2.4. Influence de la teneur en eau

Malgré les efforts faits pour imperméabiliser les revêtements routiers et éviter la pénétration de l'eau dans les corps de chaussées, l'état hydrique de ces derniers évolue avec les saisons (Silvestre [SIL 86] et Raimbault [RAI 86] et [RAI 90]). Le suivi de teneur en eau de plusieurs chaussées met en évidence la présence de cycles annuels d'humidité, fortement corrélés aux précipitations. Les résultats obtenus par Raimbault [RAI 86], sont présentés sur la Figure I.20.

Bellanger [BEL 87] fait le suivi du bilan hydrique et de la déflexion de six sites expérimentaux et rapporte que leurs variations saisonnières ont des allures similaires.

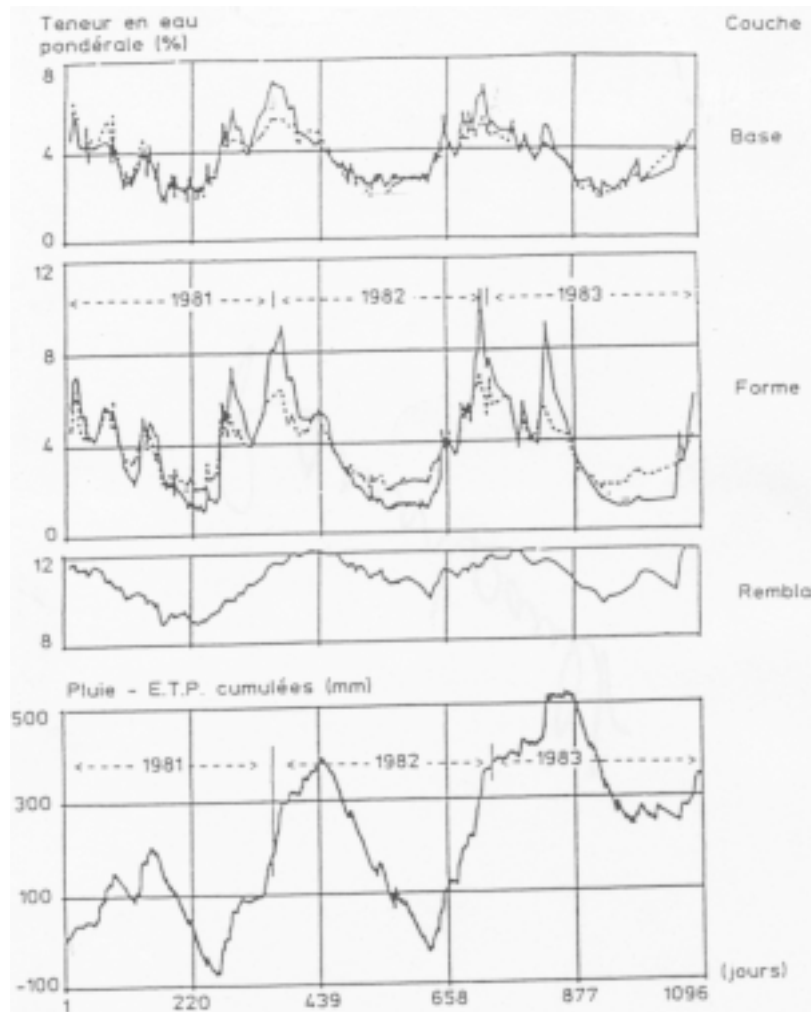


Figure I.20 : Évolutions de la pluviométrie et de la teneur en eau dans une chaussée [RAI 86].

L'influence de l'état hydrique a également été étudiée sur de nombreux sites réels par Maree [MAR 82]. Il montre que dans le cas de matériaux sensibles à l'eau, les déformations de la chaussée augmentent de façon brutale lorsque l'eau traverse l'enrobé. La Figure I.21 résume les effets observés lors d'un apport d'eau dans la chaussée.

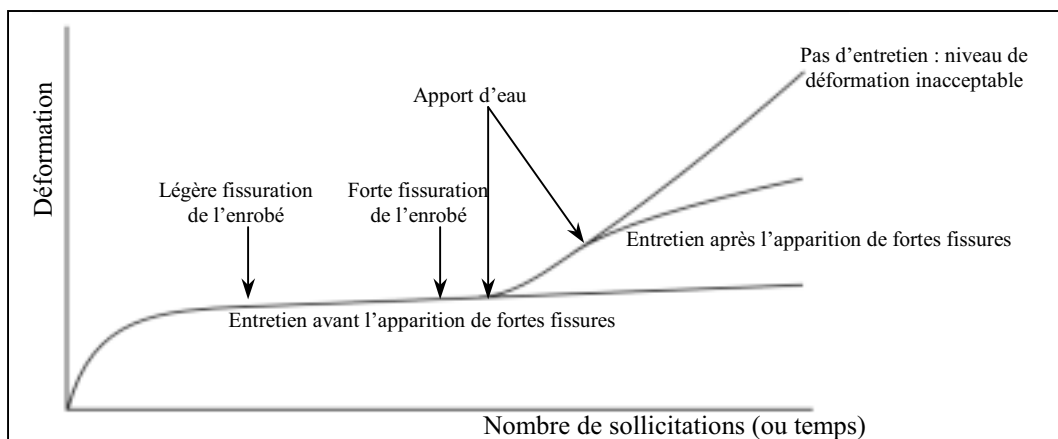


Figure I.21 : Évolution de la déformation de la chaussées lors d'un apport d'eau [MAR 82].

Lorsque l'entretien de la surface de la route est fait suffisamment tôt (dès l'apparition des premières fissures), l'infiltration de l'eau dans les matériaux non traités est stoppée et les déformations de la chaussée restent acceptables. Si l'entretien n'est pas fait à temps, les déformations de la chaussée augmentent brutalement et croissent rapidement jusqu'à des niveaux inacceptables.

Paute [PAU¹ 94] et Hornyh [HOR¹ 98] étudient la sensibilité à l'eau de graves issues de roches calcaires et éruptives. Ils rapportent que l'élévation de la teneur en eau conduit à une augmentation des déformations, qui devient très importante lorsqu'on approche la valeur à l'OPM. Ils remarquent également que cette influence dépend de la nature minéralogique des matériaux et montrent que les graves calcaires sont nettement plus sensibles que les autres. La Figure I.22 illustre ces résultats sur trois graves, à travers l'évolution de la valeur de A_{1c} (qui représente la déformation permanente axiale asymptotique selon la norme NF P 98-129) en fonction de la teneur en eau [HOR¹ 98]. Les teneurs en eau résiduelles mesurées sur des chaussées expérimentales ont été reportées sur la figure indiquant des niveaux de déformation plus élevés pour le microgranite.

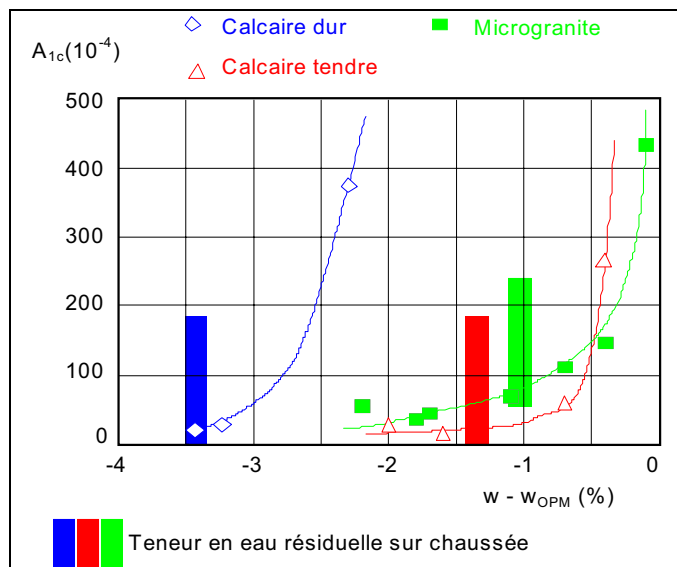


Figure I.22 : Évolution de la déformation permanente axiale caractéristique en fonction de la teneur en eau pour des graves calcaires et microgranitiques [HOR¹ 98].

L'évolution de la déformation permanente en fonction de la teneur en eau apparaît très fortement non linéaire. Pour le calcaire tendre par exemple, une augmentation de 0,5% de teneur en eau n'entraîne pas le même accroissement de déformation si le matériau est à $w-w_{OPM} = -2$ ou à $w-w_{OPM} = -1$.

III.2. Modélisation du comportement des GNT

Le comportement mécanique des GNT est complexe (comportement élastoplastique non linéaire) et dépend d'un grand nombre de paramètres. Classiquement, le comportement élastique est étudié séparément du comportement anélastique. Or, depuis une dizaine d'années, des modélisations élastoplastiques sont développées pour les sols et les matériaux granulaires. Elles décrivent assez bien le comportement sous sollicitations monotones mais rencontrent certaines difficultés pour simuler les phénomènes de durcissement et de contractance/dilatance cycliques, et d'anisotropie induite. Ces modèles sont aussi rarement adaptés aux chargements routiers, qui comportent des grands nombres de sollicitations (10^6 et plus).

Chazallon [CHA 00] et [CHA 01] développe un modèle de comportement élastoplastique avec durcissement cinématique pour les matériaux routiers non traités. Dans le cas d'essais triaxiaux cycliques avec stabilisation des déformations permanentes, les prédictions du modèle sont globalement satisfaisantes, même si avec le modèle, la stabilisation est plus rapide que dans les essais. Il réussit également à simuler l'effet du niveau des contraintes sur des essais par paliers. La comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux (grave dioritique) est présentée sur la Figure I.23 [CHA 01].

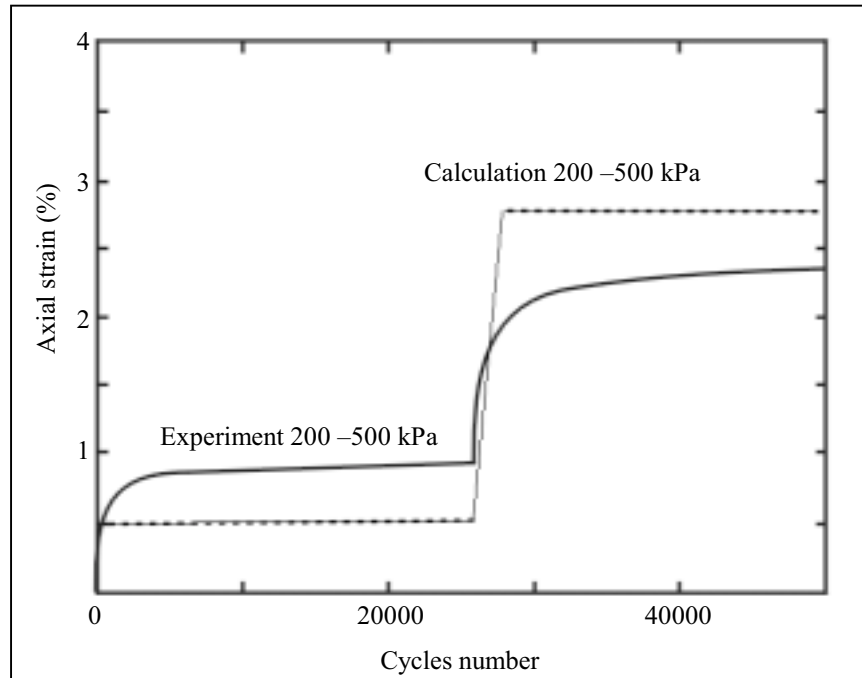


Figure I.23 : Évolution de la déformation permanente axiale d'une grave dioritique en fonction du nombre de cycles de chargements et du niveau des contraintes - Comparaison avec les prédictions du modèle [CHA 01].

Le modèle élastoplastique CJS développé par Cambou [CAM 88], [ALL 93] et [MAL 98] repose sur deux mécanismes de déformation plastique : un mécanisme volumique, et un mécanisme déviatoire. Il comporte cinq niveaux de complexité :

- CJS1 : modèle élastique-parfaitement plastique,
- CJS2 : modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope,
- CJS3 : modèle élastoplastique avec écrouissage cinématique,
- CJS4 : modèle élastoplastique avec écrouissage mixte (isotrope et cinématique),
- CJS5 : modèle élastoplastique-viscoplastique.

Le modèle CJS4, adapté pour les sollicitations cycliques en conditions drainées, décrit assez bien le comportement cyclique des matériaux granulaires pour un nombre de cycles de sollicitation peu élevé, mais il a tendance à surestimer la variation volumique lorsque N devient grand [MAL 98]. L'illustration en est faite sur la Figure I.24 par la comparaison entre les résultats d'un essai de cisaillement cyclique sur un sable et la simulation obtenue par le modèle CJS4.

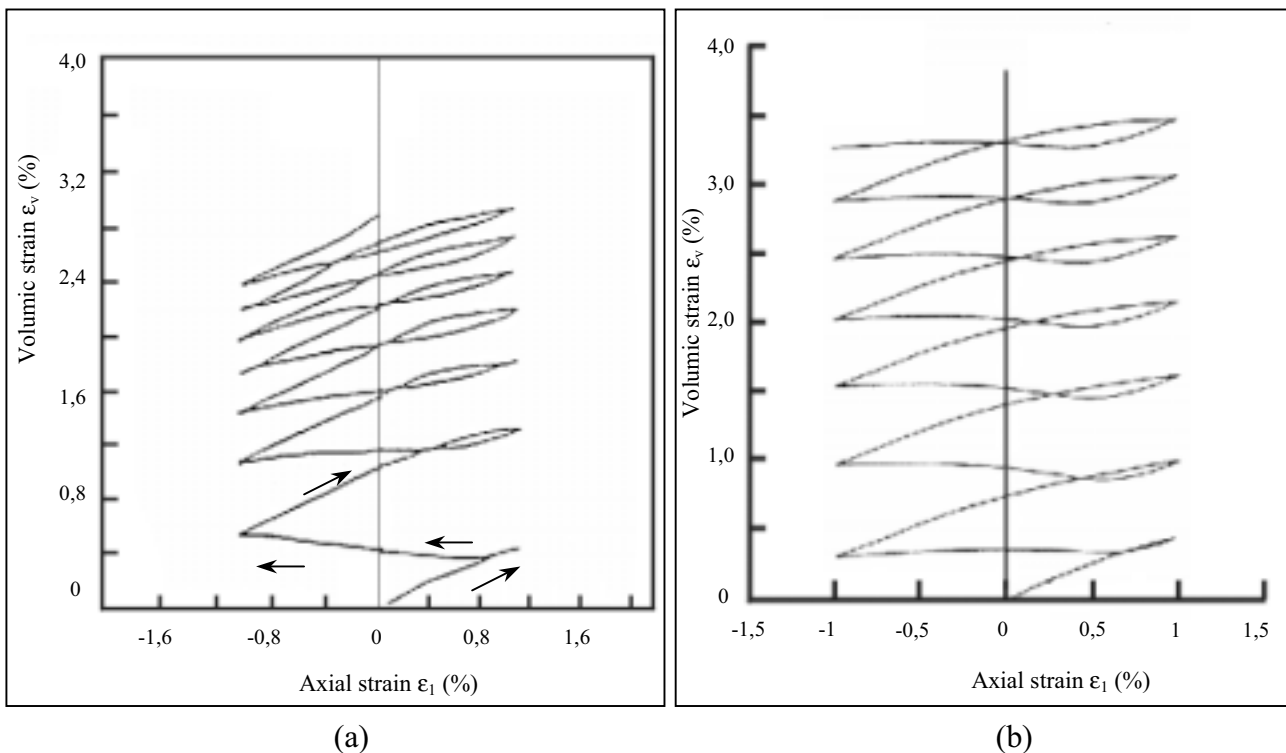


Figure I.24 : Comparaison entre (a) les résultats d'un essai de cisaillement cyclique sur un sable et (b) la simulation obtenue par le modèle CJS4 [MAL 98].

Tan [TAN 90] constate également que l'utilisation d'un écrouissage cinématique permet de rendre compte des phénomènes d'hystérésis et de densification observés en laboratoire, mais il ne permet pas une modélisation satisfaisante lors de chargements à grands nombres de cycles.

Hicher [HIC 99] adapte le modèle d'Hujeux [HUJ 85] pour le comportement cyclique des matériaux granulaires, en séparant les mécanismes déviatoire et volumique de façon à prendre en compte le durcissement des matériaux sous chargements répétés. Les résultats obtenus sur un ballast sont qualitativement satisfaisants, mais le modèle surestime les déformations lorsque le nombre de cycles devient grand.

La théorie récente de l'hypoplasticité, développée par Kolymbas [KOL 91] et [KOL 93] et Bauer [BAU 93] est définie par l'expression de l'incrément du tenseur de contraintes en fonction du tenseur initial des contraintes, du tenseur des déformations et de l'indice des vides. Cette relation ne postule aucune surface de charge ni aucun potentiel plastique a priori. Elle est, dans sa forme actuelle, uniquement utilisable pour les matériaux granulaires dépourvus de cohésion. Les résultats obtenus par Herle [HER 99] sur six sables de quartz sont satisfaisants.

Pour résumer cette revue, nous dirons que les recherches sur le comportement mécanique des GNT portent essentiellement sur les paramètres liés au chargement ou au matériau et peu à sa mise en œuvre. Certaines tendances sont mises en évidence (influence de la teneur en eau, de la densité, etc) et quelques lois expérimentales permettent d'exprimer analytiquement l'évolution des déformations permanentes en fonction du niveau de chargement ou du nombre de cycles de sollicitation. Les modélisations développées en mécanique des sols, basées sur la théorie de l'élastoplasticité ou celle de l'hypoplasticité ne sont pas encore en mesure de décrire correctement le comportement des GNT sous des chargements cycliques à grands nombres de cycles. De plus, ces modèles semblent difficiles à utiliser de façon courante pour le dimensionnement des structures de chaussée, car leur utilisation est complexe et nécessite des moyens lourds. Enfin, utiliser un modèle sophistiqué suppose de mettre en œuvre une stratégie expérimentale lourde pour identifier l'ensemble des paramètres du modèle.

IV. UN ENSEMBLE DE MOYENS POUR AMÉLIORER LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES GNT

Les GNT sont utilisées pour la construction des assises de chaussées souples, dont le dimensionnement ne prend pas en compte le réel comportement mécanique. Nous proposons une approche plus riche, basée à la fois sur des mesures de site réel et de laboratoire. La démarche reposera sur la caractérisation de l'état du matériau après mise en œuvre (état initial), et sa prise en compte explicite pour prédire l'évolution à long terme du comportement des GNT, et par conséquent l'orniérage de la chaussée. L'utilisation d'essais TCR par paliers, de plans d'expériences, et de simulations numériques par éléments finis, permettra d'une part d'étudier et d'intégrer l'influence de nombreux paramètres et d'autre part de relier les mesures de laboratoire à celles de chantier.

IV.1. Présentation de la stratégie générale de l'étude

La stratégie générale de cette approche repose sur une étude menée en parallèle sur chantier et en laboratoire. Dans les deux cas, on commence par étudier la mise en œuvre de la GNT et son influence sur les paramètres qui définissent l'état initial du matériau en place. Cette première étape est très importante car elle permet de définir l'état de référence à partir duquel sont mesurées et/ou prédites les déformations du matériau. Ensuite, on étudie l'influence de l'état initial du matériau et du chargement sur l'accumulation des déformations permanentes lors de chargements à grands nombres de répétitions. L'ensemble de la démarche est illustrée sur la Figure I.25.

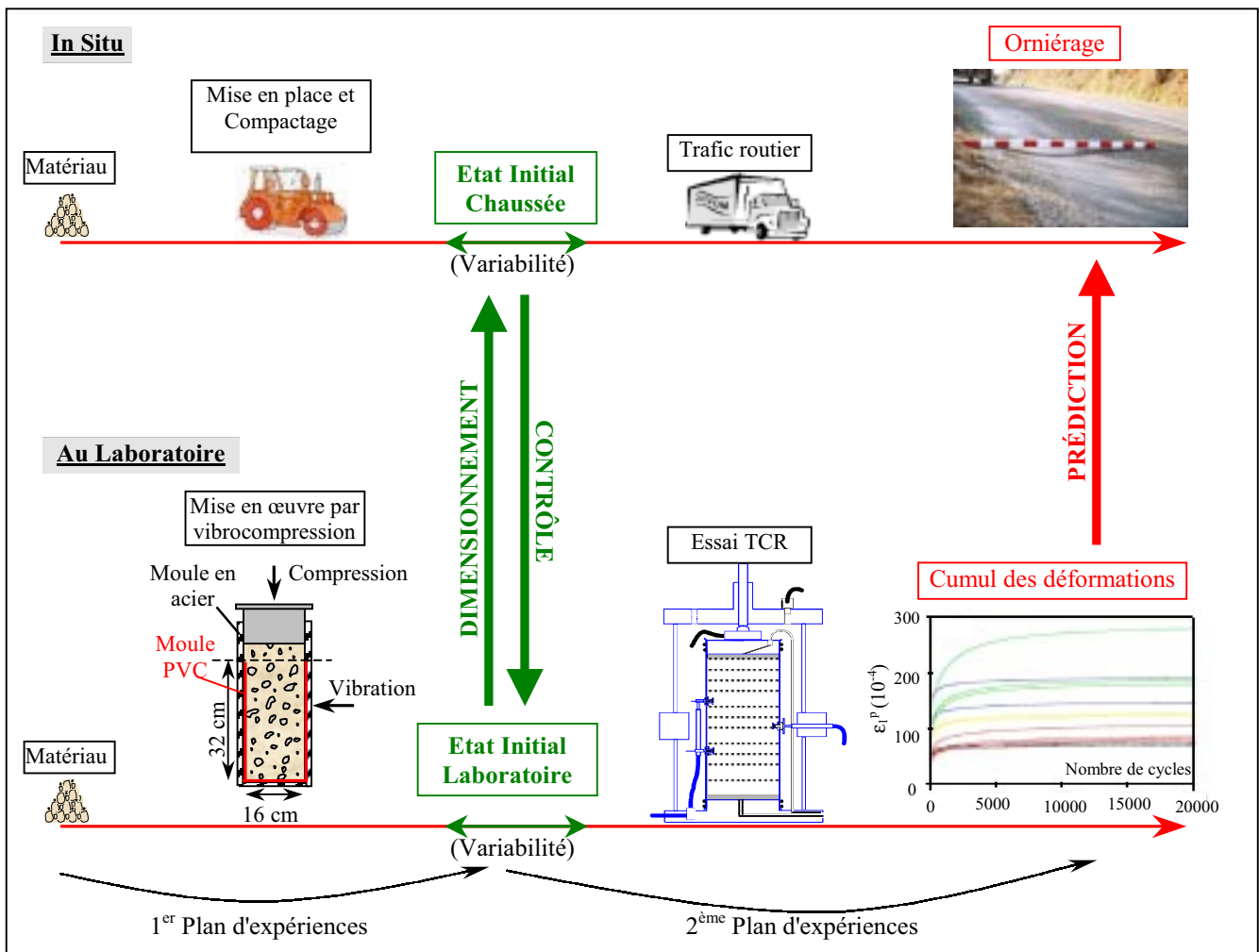


Figure I.25 : Schéma de la stratégie générale de l'étude.

IV.1.1. Etude sur chantier

La première partie du travail sur site expérimental consistera à faire varier les conditions de mise œuvre de la GNT et à en mesurer les effets sur les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau en place. L'étude portera notamment sur l'influence de l'intensité du compactage et de la teneur en eau sur les mesures de densité, d'évolution de la granulométrie, de déflexion, et de portance.

Dans un deuxième temps, on étudiera l'évolution du comportement du matériau sous sollicitations routières et climatiques réelles. On suivra la teneur en eau et l'évolution des déformations verticales de la couche de GNT, grâce à un ensemble de capteurs (sondes de teneur en eau et capteurs de déformation) placés dans la couche de GNT lors de la mise en œuvre du matériau.

Cette expérimentation permettra de définir les facteurs importants à prendre en compte pour l'étude en laboratoire du comportement mécanique des GNT. En retour, les études de laboratoire fourniront des informations sur les grandeurs à mesurer sur site et le développement de la stratégie labo/chantier sera mené de manière globale.

IV.1.2. Etude en laboratoire

Le schéma de l'étude en laboratoire sera identique à celui du site : étude de l'état initial puis de l'évolution du comportement à long terme. L'étude de l'état initial sera réalisée au travers d'une campagne d'essais TCR de courte durée, structurée selon la méthode des plans d'expériences. Elle permettra de quantifier l'influence des facteurs liés au matériau et sa mise en œuvre sur les paramètres d'état initial du matériau, et conduira à l'élaboration de modèles expérimentaux simples.

Pour l'étude de l'évolution du comportement des GNT à long terme, un second plan d'expériences sera réalisé pour quantifier et modéliser l'influence de l'état initial du matériau et du niveau des sollicitations sur l'évolution des déformations permanentes et de la raideur verticale des éprouvettes (comportement à long terme).

IV.1.3. Liens entre les mesures du site et les résultats de laboratoire

Les données recueillies sur le chantier n'étant pas directement comparables aux résultats de laboratoire (essais et modélisations) car les chargements utilisés sur le site et au laboratoire

sont différents. En effet, les essais mécaniques réalisés sur chantier ne sollicitent pas uniquement la GNT : les contraintes sont réparties dans la couche de GNT et dans les couches situées en dessous et la réponse mesurée est alors celle de la structure globale et non celle de la GNT uniquement. La comparaison des résultats sera faite par simulations numériques (code de calcul CESAR/LCPC [HUM 89]) sur un multicouche représentatif de la planche expérimentale.

IV.2. Principes et intérêts des moyens utilisés

Les moyens utilisés dans cette étude sont nombreux et variés (essais de laboratoire, mesures sur site réel et simulations numériques par éléments finis). Le nombre important d'essais et de mesures à réaliser nous a conduit à opter pour des techniques comme celles des plans d'expériences et des essais TCR par paliers à q/p fixé. Dans les paragraphes qui suivent, nous en rappellerons brièvement les principes et intérêts (l'instrumentation du site et les calculs numériques seront présentés respectivement aux troisième et quatrième parties). L'intérêt principal mis en avant est la possibilité d'accroître l'information recueillie, tout en augmentant sa précision et en minimisant le nombre d'essais à réaliser.

IV.2.1. L'essai TCR par paliers à q/p fixé

L'essai consiste à réaliser sur une même éprouvette des chargements par paliers d'intensité croissante. Lors d'un essai le rapport q/p est inchangé. Cette condition est indispensable car elle permet de s'assurer de l'effacement de la mémoire des premiers chargements (cf. § III.1.1.d). Ainsi, les déformations permanentes mesurées en fin de chaque palier sont indépendantes des chargements des paliers précédents. Elles ne dépendent que du niveau des contraintes considéré et de l'état initial des éprouvettes. On fait donc ici l'hypothèse que les déformations en fin de palier sont stabilisées et que par conséquent elles ne dépendent pas du nombre de cycles de sollicitation (valeurs asymptotiques).

Cette procédure d'essai a été mise au point et validée sur une grave dioritique [GID 97]. On a réalisé, dans un premier temps, trois essais TCR de 80 000 cycles de chargement pour un chemin de contraintes donné, ici $q/p = 2$, et à $q = 600$ kPa. A partir de la moyenne des courbes obtenues (courbe de référence pour $q = 600$ kPa), on a construit, proportionnellement à q , les courbes de référence pour les niveaux de contraintes à $q = 200, 300, 400, 500$ kPa (q/p étant toujours égal à 2). On a construit ensuite une courbe d'essai par paliers à partir de ces courbes de référence et celle-ci a été comparée aux courbes expérimentales. Ceci a permis de valider

cette procédure expérimentale qui permet d'étudier l'influence de cinq niveaux de chargement sur une seule éprouvette. Ces différentes étapes sont illustrées sur la Figure I.26.

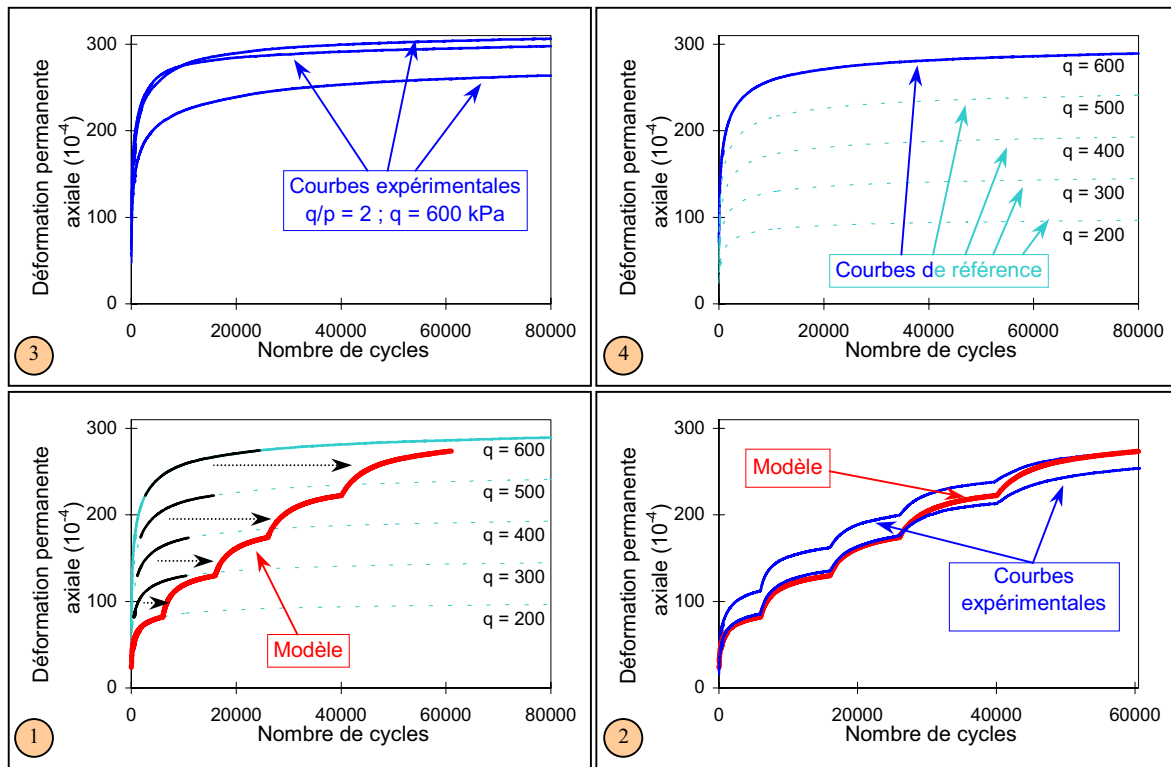


Figure I.26 : Illustration des différentes étapes de validation de la procédure d'essais TCR par paliers à q/p fixé [GID 97].

Par rapport à la pratique usuelle (un seul niveau de chargement par éprouvette), cette procédure possède deux avantages :

- le nombre d'essais est ici divisé par cinq. On mesure l'influence de cinq niveaux de chargement sur une seule éprouvette, alors qu'il aurait fallu le faire sur cinq éprouvettes selon la pratique usuelle,
- la dispersion expérimentale des résultats est significativement réduite. En effet, nous verrons que l'état initial des éprouvettes ne peut être totalement contrôlé. Si nous voulons quantifier l'effet d'un facteur (q ou q/p par exemple) sur deux éprouvettes différentes, le bruit de répétabilité se superpose à la variance de l'effet recherché. Ce phénomène n'existe plus dès lors qu'une seule éprouvette est employée.

L'utilisation de cette procédure sur une grave calcaire et une grave granitique [GID 01] a permis d'étudier l'influence des contraintes sur l'accumulation des déformations permanentes et de développer, à partir du modèle d'Hornych (cf. Tableau I.3), une loi d'évolution de ϵ_1^p

(mesurée à partir des N_0 premier cycles) qui combine les effets de N et ceux de p et q . Cette loi est représentée par la relation suivante :

$$\varepsilon_1^{p*} (10^{-4}) = \varepsilon_1^{p0} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_0} \right)^{-B} \right] \left(\frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}} \quad \text{ici pour } N > N_0 = 1 \quad \text{éq. I.1}$$

où N est le nombre de cycles, p_a la pression de référence égale à 100 kPa, n et B les paramètres du modèle, m et s la pente et l'ordonnée à l'origine de la droite de rupture du matériau, et où p_{\max} , q_{\max} , et l_{\max} sont respectivement la contrainte moyenne maximale, le déviateur maximal et la longueur maximale du chemin de contraintes égale à $\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}$.

Une illustration de la comparaison des résultats expérimentaux pour la grave granitique avec les prédictions du modèle est présentée sur la Figure I.27.

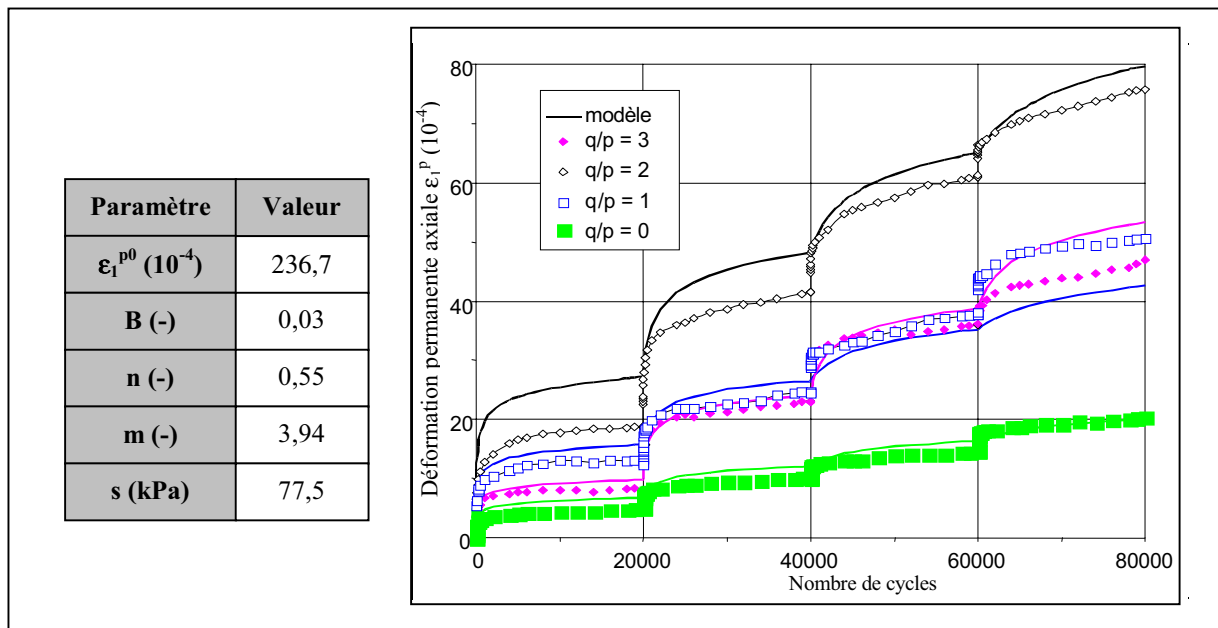


Figure I.27 : Utilisation des essais TCR par paliers à q/p constant - Comparaison entre les résultats expérimentaux pour une grave granitique et les prédictions du modèle [GID 01].

IV.2.2. Les plans d'expériences

Dans le cas d'études à plusieurs facteurs, on est souvent amené à réaliser un grand nombre d'essais. Or, l'utilisation de plans d'expériences permet d'optimiser l'organisation des essais, pour l'élaboration de modèles expérimentaux de grande précision [GOU 88], [GOU 99] et [PIL

92]. La Figure I.28 illustre, sur un exemple simple, les avantages qu'offre la méthode des plans d'expériences par rapport à la méthode classique d'étude de sensibilité.

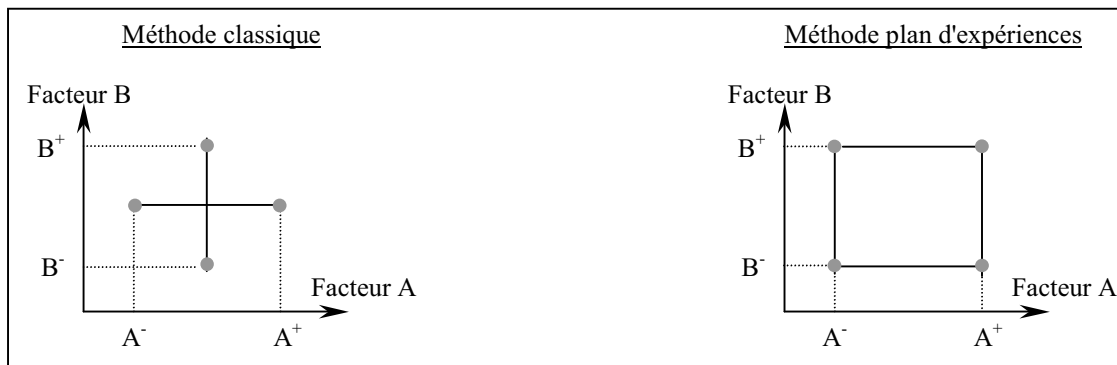


Figure I.28 : Comparaison entre la méthode des plans d'expériences et la méthode classique d'étude de sensibilité [PIL 92].

Dans cet exemple, on veut étudier l'influence des facteurs A et B lorsqu'ils parcourent leur domaine de variation respectif. La méthode classique consiste à fixer le facteur A au niveau moyen, et à mesurer la réponse du système étudié lorsque B varie entre son niveau bas B^- et son niveau haut B^+ . On répète l'opération pour le facteur A, en fixant B au niveau moyen. On détermine ainsi l'effet moyen de A et B en réalisant deux essais pour chacun (4 essais au total). En utilisant un plan d'expériences, les quatre essais sont disposés de façon à mesurer l'effet de chaque facteur avec le maximum de précision.

Dans cette configuration, l'effet de A (respectivement B) est déterminé à partir des quatre essais, et non plus avec deux, ce qui réduit sa variance de moitié (Variance de l'effet = $0,25 \times$ Variance résiduelle contre $0,5 \times$ Variance résiduelle pour la méthode classique). Cet exemple montre bien que, pour un même nombre d'essais, la structuration des essais selon la méthode des plans d'expériences permet d'accroître la précision de la mesure des effets des facteurs pris en compte.

Ceci n'est qu'un des avantages de cette méthode. Elle permet aussi :

- d'étudier un grand nombre de facteurs,
- d'optimiser le nombre d'essais à réaliser (très utile lorsque le nombre de facteurs est important),
- de détecter et de quantifier d'éventuelles interactions,
- et enfin de modéliser simplement les résultats (modèles polynomiaux).

Les modèles établis sont empiriques et valables uniquement dans leur domaine d'étude. Toute extrapolation est périlleuse. Ils n'offrent, certes, pas toujours une représentation physique du problème mais leurs prédictions sont fiables et précises (nous y reviendrons plus longuement lors de la validation des modèles que nous établirons). C'est au moment de l'établissement du plan d'expériences que l'on doit analyser les facteurs supposés influents et leurs interactions éventuelles, c'est-à-dire bien identifier les mécanismes physiques du problème étudié.

V. CONCLUSION

Nous avons montré que la méthode actuelle de dimensionnement des chaussées ne prend qu'imparfaitement en compte le comportement mécanique des GNT utilisées pour la réalisation des assises de chaussées souples. Le comportement des GNT est considéré comme élastique linéaire et leurs modules (E et ν) sont, lorsqu'ils ne sont pas déterminés à partir d'essais mécaniques, attribués forfaitairement. De plus, la vérification du dimensionnement vis-à-vis de l'orniérage est faite par un calcul statique en élasticité linéaire. Or l'orniérage, qui est le mode de dégradation caractéristique des chaussées souples, résulte de la déformation permanente du corps de chaussée dont la contribution de la couche de GNT peut atteindre 50% de la déformation totale.

La nécessité de mieux prendre en compte le comportement mécanique des matériaux routiers non traités (GNT et sols supports) a conduit à la mise au point d'un appareil triaxial à chargements répétés. Il permet de simuler sur une éprouvette de GNT les sollicitations produites dans la chaussée. En dimensionnement, son utilisation se limite actuellement à classer les différents matériaux selon leur réponse, élastique et plastique, à un chargement normalisé. Il est également utilisé pour l'étude et la modélisation du comportement des GNT. L'étude bibliographique montre que les lois établies décrivent essentiellement l'évolution de la déformation permanente axiale en fonction du niveau des contraintes (loi fonction de q/σ_3 ou q/p), ou bien en fonction du nombre de cycles de sollicitation (lois de type logarithmique, puissance, ou exponentielle). Les modèles élastoplastiques développés actuellement permettent de décrire à la fois le comportement élastique et anélastique des matériaux granulaires. Leurs prédictions sont satisfaisantes dans le cas de chargements monotones, mais pour des chargements cycliques, à grands nombres de cycles surtout, ils surestiment les déformations permanentes. Enfin, les modèles (ou lois) recensés décrivent uniquement l'influence du chargement et ne prennent pas en compte explicitement l'influence du matériau (nature minéralogique, morphologie des granulats, teneur en fines) et de son état initial (densité, teneur en eau). Tous ces paramètres, liés au chargement et au matériau,

conditionnent l'évolution des déformations permanentes des GNT et doivent par conséquent être pris en compte dans la modélisation du comportement de ces matériaux.

Pour ce faire, nous avons élaboré une stratégie d'étude qui combine à la fois des mesures sur site réel et des essais de laboratoire. Elle sera développée selon les deux grandes étapes de la vie du matériau dans la chaussée, qui sont la mise en œuvre et l'évolution à long terme sous chargements répétés. L'évolution des déformations permanentes des GNT dépendant d'un grand nombre de facteurs, nous avons choisi d'utiliser les techniques des essais TCR par paliers et des plans d'expériences de façon à étendre le domaine d'étude à plusieurs facteurs et à minimiser le nombre d'essais à réaliser.

DEUXIÈME PARTIE

ÉTUDE DE LA MISE EN ŒUVRE DES GNT

- ÉTAT INITIAL -

I. INTRODUCTION

L'état de l'art présenté dans la première partie montre que le comportement anélastique des GNT dépend d'un grand nombre de facteurs, liés au matériau, à sa mise en œuvre, et au chargement. La mise en œuvre est une étape importante ; elle confère au matériau son état structurel initial dont dépend l'évolution du comportement de la GNT sous chargements répétés. L'état initial est défini par l'ensemble des paramètres physiques et mécaniques (et leur variabilité spatiale) du matériau en place, et sert d'origine pour l'estimation des déformations permanentes.

A l'heure actuelle, il n'existe pas de réelle définition ni de prise en compte explicite de l'état initial dans la prédiction du comportement à long terme des GNT.

Cette partie est consacrée à l'étude de la mise en œuvre des GNT et à ses conséquences sur leur état initial. Il s'agit de quantifier et de hiérarchiser les influences de facteurs liés au matériau et à sa mise en œuvre sur les paramètres d'état initial. L'étude a été menée en parallèle sur un site expérimental et en laboratoire, via la réalisation d'importantes campagnes d'essais de caractérisation des paramètres initiaux.

II. ÉTUDE SUR SITE RÉEL

Une section de chaussée réelle, mise à notre disposition par le Conseil Général de Charente-Maritime, a servi de planche expérimentale. Un important dispositif d'essais a été mis en place pour étudier l'influence de la mise en œuvre de la GNT sur son état initial in situ.

II.1. Présentation du site expérimental

II.1.1. Situation du site

Le site expérimental se trouve en Charente-Maritime, sur la RD 739 entre Rochefort et Saint-Jean-d'Angély. Il est situé à 2 km environ de Tonny-Boutonne, au lieu dit "Puy du Lac". La Figure II.1 illustre l'emplacement du site expérimental.



Figure II.1 : Emplacement du site expérimental.

II.1.2. Description de la planche d'essai

La planche d'essai a une longueur totale de 100 m. Elle repose sur le sol en place, de type marno-calcaire, dont les valeurs du module de portance EV2 ne dépassent pas 21 MPa (module déterminé par un essai à la plaque selon la norme NF P 94-117-1, dont les résultats de mesure sont présentés dans l'annexe II.1). Le corps de chaussée retenu pour la planche d'essai est constitué :

- d'une couche de forme de 35 cm d'épaisseur, composée d'un mélange de calcaire (25%) et d'argile (75%) traité à 6% de liant routier (sol naturel traité en place), répondant au critère de plate-forme PF3 (de module EV2 supérieur à 120 MPa),
- d'une couche d'assise de 20 cm d'épaisseur en GNT calcaire (grave C définie plus loin au § III.1),

- d'une couche de roulement de 4 cm d'épaisseur (volontairement sous-dimensionnée pour le trafic escompté de 235 poids-lourds par jour et par sens de circulation, correspondant à un trafic T2+).

La planche a été réalisée dans la zone où les valeurs du module EV2 mesurées sur la plateforme âgée de 7 jours étaient les plus élevées (les valeurs sont présentées dans l'annexe II.1). La portion retenue avait des modules compris entre 155 MPa et 188 MPa (172 MPa en moyenne).

La GNT a été mise en place le 21 août 2000 à la teneur en eau à l'OPM et le compactage a été réalisé avec deux intensités différentes (cf. Figure II.2). Une partie de la GNT a été faiblement compactée, visant 97% de la densité sèche à l'OPM (zone f_c), et l'autre a été fortement compactée, visant les 100% (zone F_c). Les caractéristiques à l'OPM concernant la composition utilisée (qui est différente de celle définie au § III.1) sont : $\rho_{d,OPM} = 2,02 \text{ g/cm}^3$ et $w_{OPM} = 9\%$. Les essais qui ont été réalisés à la mise en œuvre sont les suivants :

- des granulométries (norme **P 18-560**),
- des teneurs en eau (norme **P 18-554**),
- des mesures de densité sèche (norme **NF P 98-241-1**),
- des mesures de déflexion (norme **NF P 98-200-2**),
- des mesures de portance (essai à la plaque selon la norme **NF P 94-117-1**).

Une première série d'essais a été réalisée juste après la mise en œuvre de la GNT, sa teneur en eau étant de 9%. A l'exception des granulométries, qui ont été identifiées sur 6 prélèvements (3 dans chaque zone de compactage), chaque type d'essai a été réalisé en 24 points : douze dans la zone f_c et douze dans la zone F_c . La GNT est ensuite restée à l'air libre pendant une semaine, sa teneur en eau perdant alors 2,6% en moyenne. Une seconde série de mesures, (sauf les granulométries) a été conduite, selon le même principe que précédemment, dans les parties complémentaires de la planche d'essai (parties qui n'avaient pas été auscultées lors de la première série de mesures). Dans la suite du document, la première série de mesures sera caractérisée d'"humide" et la seconde de "sèche". On peut souligner que cette perte de teneur en eau après mise en œuvre est un phénomène normal. En général, les teneurs en eau à long terme des assises en GNT sont proches de $w_{OPM} - 2\%$.

Ce découpage de la planche d'essai permet donc, à la manière d'un plan d'expériences à deux facteurs de deux niveaux (répété douze fois), d'étudier et de quantifier l'influence de l'intensité de compactage et celle de la teneur en eau de la GNT (c'est la teneur après mise en œuvre et non pas celle de mise en œuvre) sur les caractéristiques initiales du matériau en

place. La Figure II.2 illustre le découpage de la planche d'essai en quatre zones ainsi que l'emplacement des points de mesure.

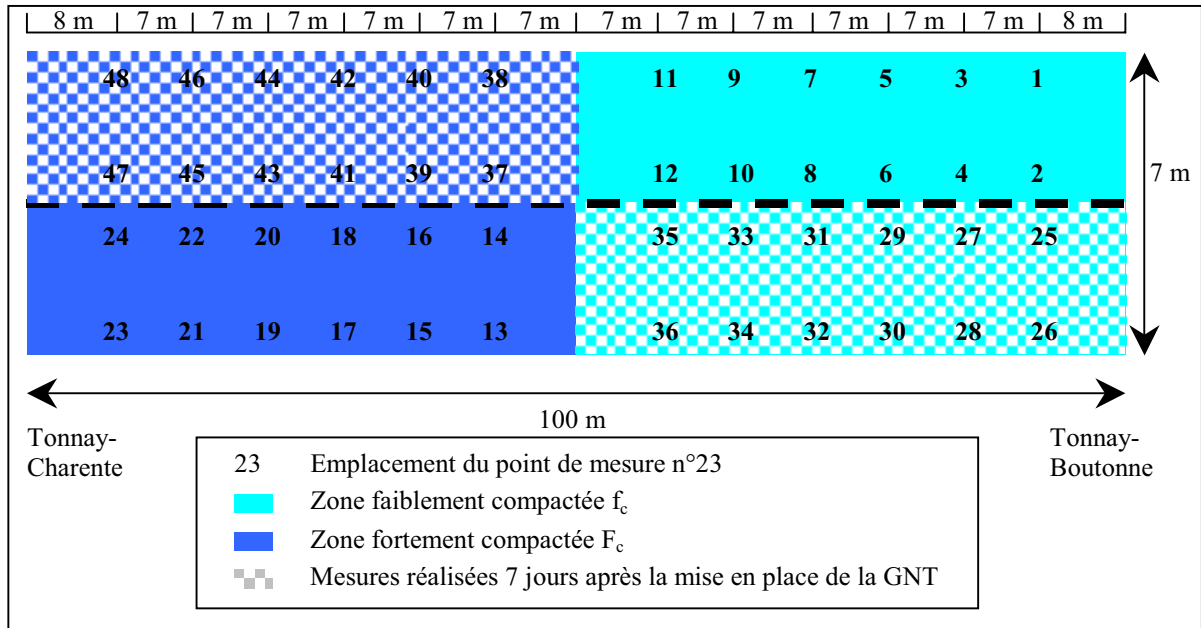


Figure II.2 : Découpage de la planche d'essai en quatre zones, et emplacement des points de mesure.

Chaque point de mesure a été repéré au sol par un marquage à la peinture, et chaque essai (de teneur en eau, de densité, de déflexion et de portance) a été précisément réalisé à l'endroit indiqué.

II.2. Mesure des propriétés physiques de la GNT en place et de leur variabilité

Pour cette étude, nous nous sommes intéressés à trois propriétés physiques : la teneur en fines (particules $< 80 \mu\text{m}$), la teneur en eau (après mise en œuvre) et la densité sèche de la GNT, ainsi qu'à leur variabilité spatiale.

II.2.1. Évolution de la teneur en fines de la GNT

L'évolution de la teneur en fines de la GNT a été suivie depuis la fabrication jusqu'à la mise en œuvre. Des granulométries ont été réalisées avant compactage (en carrière) et après transport et compactage (sur chantier) par deux laboratoires indépendants : le laboratoire de la DDE de La Rochelle et le laboratoire Eurovia. Les résultats sont résumés dans le Tableau II.1 et sur la Figure II.3. Les valeurs et les courbes présentées sont les moyennes des résultats

d'essais sur trois prélèvements différents (les résultats sont présentés en détail dans l'annexe II.2). Elles mettent en évidence, d'une part la production de fines lors du compactage, et d'autre part que cette production augmente avec l'intensité du compactage (mis en évidence par les deux laboratoires de contrôle). La production moyenne observée est de 2,6% lors du compactage faible, et de 3,7% lors du compactage fort. Une courbe granulaire respectant le fuseau de prescription en carrière ne le respecte donc plus, a priori, après la mise en œuvre. Cette simple constatation justifie la stricte définition de "l'état initial".

La grave étant issue d'un calcaire tendre, il est possible que la production de fines ait été particulièrement importante en surface, par l'écrasement des grains en contact avec le compacteur. Les granulométries réalisées ne permettent pas de le déterminer car elles ont été réalisées sur des échantillons prélevés dans toute l'épaisseur de la couche.

Tableau II.1 :
Évolution de la teneur en fines en fonction de l'intensité de compactage.

	TENEUR EN FINES (%) (moyennes sur trois prélèvements)		
	Avant compactage	Faiblement compactée	Fortement compactée
DDE	14,2	17,9	18,8
EUROVIA	15,5	17,0	18,4
moyenne	14,9	17,5	18,6

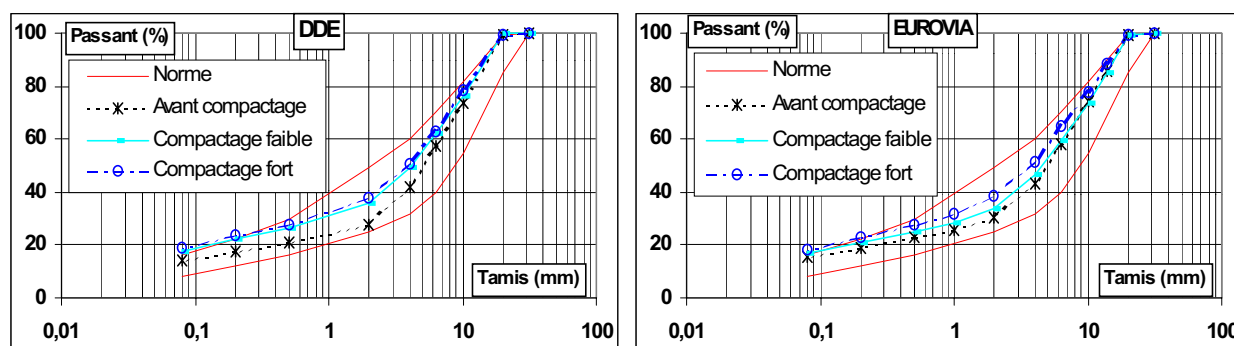


Figure II.3 : Évolution de la granulométrie de la GNT en fonction de l'intensité de compactage.

Il est nécessaire de connaître le plus précisément possible la teneur en fines du mélange car elle conditionne l'accumulation ultérieure des déformations permanentes [BAR 72] et [THO 88]. Il a donc été prévu, lors de la démolition de la déviation, de réaliser des granulométries dans les parties basse et haute de la couche de GNT pour apporter des éléments de réponse.

Pour chaque laboratoire, les teneurs en fines indiquées ont été obtenues avec des coefficients de variation de l'ordre de 10% (cf. annexe II.2). Ils englobent les effets de la variabilité

spatiale de teneur en fines de la GNT (variabilité intrinsèque du matériau et variabilité due à la mise en œuvre) et la répétabilité de l'essai.

II.2.2. Mesure de la teneur en eau de la GNT en place

Les teneurs en eau ont été mesurées à l'appareil Troxler 3440 lors des mesures de densité (le principe de mesure est présenté dans l'annexe II.4), cet appareil permettant la mesure simultanée de la teneur en eau et de la densité (les résultats de mesure de la teneur en eau sont présentés dans l'annexe II.3). Dans le Tableau II.2 sont représentées les valeurs moyennes, minimales, maximales, les écarts types et les coefficients de variation obtenus à partir des mesures du 21 août (24 valeurs) et du 28 août (24 valeurs).

Tableau II.2 :
Résultats des mesures de teneur en eau de la GNT avant et après séchage.

	TENEUR EN EAU (%)				
	Moyenne	Minimale	Maximale	Ecart type	CV (%)
21-août (“humide”)	9,0	7,7	10,2	0,7	8,0
28-août (“sèche”)	6,4	5,3	7,4	0,5	8,3

La première série de mesures donne une valeur moyenne de la teneur en eau de la GNT à la mise en œuvre de 9,0%. La seconde série de mesures, réalisée sept jours après (période pendant laquelle la GNT est restée à l'air libre par temps sec et ensoleillé), donne une valeur moyenne de la teneur en eau de la GNT de 6,4%. La perte moyenne de teneur en eau du matériau a donc été de 2,6%. Les coefficients de variation obtenus sur ces mesures sont de l'ordre de 8%. Ils englobent les effets de la variabilité spatiale de teneur en eau de la GNT (variabilité intrinsèque du matériau et variabilité due à la mise en œuvre) et la répétabilité de l'essai. Ces mesures nous ont permis de déterminer la valeur des deux niveaux imposés de teneur en eau. Les profils longitudinaux de teneur en eau pour chaque quart de planche sont présentés sur la Figure II.4.

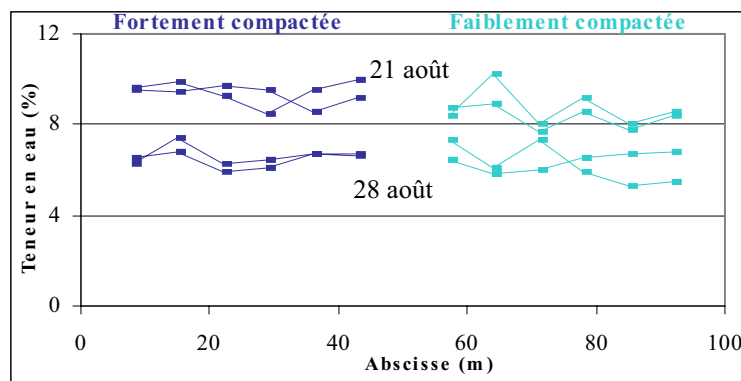


Figure II.4 : Profils longitudinaux de teneur en eau pour chaque quart de planche.

Les valeurs du 21 août dans la zone f_c sont en dessous de celles visées (valeurs à l'OPM) : la mise en œuvre de la GNT a commencé par cette zone, et il a été constaté que la teneur en eau était trop basse de 1%, ce qui a été corrigé par la suite.

II.2.3. Mesure de la densité sèche de la GNT en place et de sa variabilité

II.2.3.1. Mesure de la densité sèche

La densité sèche a été mesurée au gammadensimètre à pointe (GPV 1022 pour la DDE de La Rochelle et Troxler 3440 pour le laboratoire Eurovia). Le principe de l'essai et les tableaux de valeurs des résultats de mesure sont présentés dans l'annexe II.4. Les résultats d'essais sont résumés dans les Tableaux II.3 et II.4. Ils présentent les valeurs moyennes, absolues et relatives (par rapport à l'OPM : $\%OPM = \frac{\rho_{d,moyenne}}{\rho_{d,OPM}}$), les écarts types et les coefficients de variation obtenus, respectivement par la DDE de La Rochelle et le laboratoire Eurovia, à partir des mesures du 21 août (12 valeurs par zone de compactage) et du 28 août (12 valeurs par zone de compactage).

Tableau II.3 :
Résultats des mesures de la densité sèche en place obtenus par la DDE de La Rochelle.

	MASSE VOLUMIQUE SÈCHE							
	Fortement compactée F_c				Faiblement compactée f_c			
	Moyenne (g/cm ³)	%OPM (%)	Ecart type (g/cm ³)	CV (%)	Moyenne (g/cm ³)	%OPM (%)	Ecart type (g/cm ³)	CV (%)
21 août ("humide")	2,03	100,3	0,02	0,9	1,96	97,2	0,04	2,0
28 août ("sèche")	2,01	99,3	0,05	2,2	1,94	96,1	0,05	2,6

Tableau II.4 :
Résultats des mesures de la densité sèche en place obtenus par le laboratoire Eurovia.

	MASSE VOLUMIQUE SÈCHE							
	Fortement compactée F_c				Faiblement compactée f_c			
	Moyenne (g/cm ³)	%OPM (%)	Ecart type (g/cm ³)	CV (%)	Moyenne (g/cm ³)	%OPM (%)	Ecart type (g/cm ³)	CV (%)
21 août ("humide")	2,03	100,5	0,02	0,8	1,96	97,2	0,03	1,7
28 août ("sèche")	2,02	100,1	0,03	1,3	1,95	96,5	0,05	2,3

Ces résultats ont servi à vérifier que les deux niveaux de densité sèche visés ont bien été atteints, soit 97% de la densité sèche à l'OPM dans la zone faiblement compactée et 100% dans celle fortement compactée. Les coefficients de variation par quart de planche sont

compris entre 1% et 3%. L'augmentation de densité sèche n'est due ici qu'à l'augmentation de l'intensité du compactage puisque toute la GNT a été mise en œuvre à la même teneur en eau. Les profils longitudinaux de densité sèche obtenus par le laboratoire Eurovia pour chaque quart de planche sont présentés sur la Figure II.5.

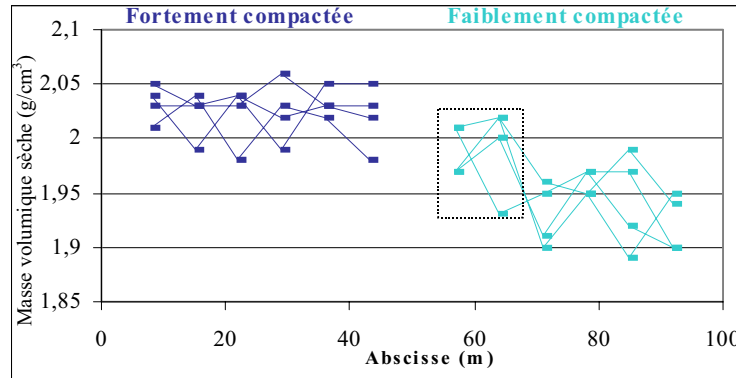


Figure II.5 : Profils longitudinaux de densité sèche obtenus par le laboratoire Eurovia pour chaque quart de planche.

Les résultats montrent qu'une partie de la zone f_c est plus dense que prévu (elle est entourée en pointillés) mais dans le Tableau II.4 nous avons pris en compte toutes les valeurs.

II.2.3.2. Répétabilité de la mesure et variabilité spatiale intrinsèque

Le coefficient de variation des mesures de masse volumique sèche résulte de la somme de deux effets : la variabilité spatiale intrinsèque de la propriété (que l'on souhaite quantifier) et la variance de répétabilité de la mesure, que l'on doit éliminer. La variance due à la variabilité intrinsèque de ρ_d , $VAR_{int.}(\rho_d)$, est calculée par la relation suivante :

$$VAR_{tot.}(\rho_d) = VAR_{int.}(\rho_d) + VAR_{rép.}(\rho_d) \Rightarrow VAR_{int.}(\rho_d) = VAR_{tot.}(\rho_d) - VAR_{rép.}(\rho_d) \quad \text{éq. II.1}$$

En plus des essais définis plus haut au § II.1.2, les mesures réalisées le 21 août (points de mesure 1 à 24), ont été renouvelées le 28 août par la DDE de La Rochelle de façon à déterminer la répétabilité de la mesure. Entre les deux séries de mesures, aucun engin de chantier n'a circulé sur la planche d'essai, à l'exception de ceux nécessaires à la réalisation des mesures de déflexion et de portance le 22 août. Les résultats d'essais sont illustrés sur la Figure II.6 (le tableau des valeurs est présenté dans l'annexe II.4).

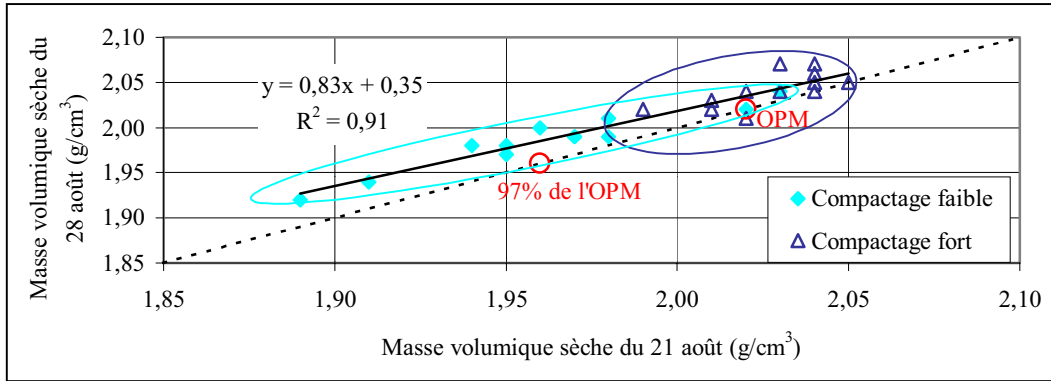


Figure II.6 : Comparaison entre les valeurs de densité sèche mesurées le 21 et le 28 août – Répétition des mesures 1 à 24.

Les valeurs mesurées le 21 août sont fortement corrélées à celles mesurées le 28 août ($R^2 > 0,9$), ce qui traduit une bonne répétabilité de l'essai. On note cependant une légère augmentation des valeurs le 28 août, probablement due aux essais de déflexion et de portance réalisés en ces mêmes points de mesure (densification locale).

On peut également remarquer que les valeurs sont moins dispersées lorsque l'intensité de compactage est plus élevée.

Un exemple de détermination de la variance de répétabilité et de la variance totale pour la zone f_c est présenté sur la Figure II.7.

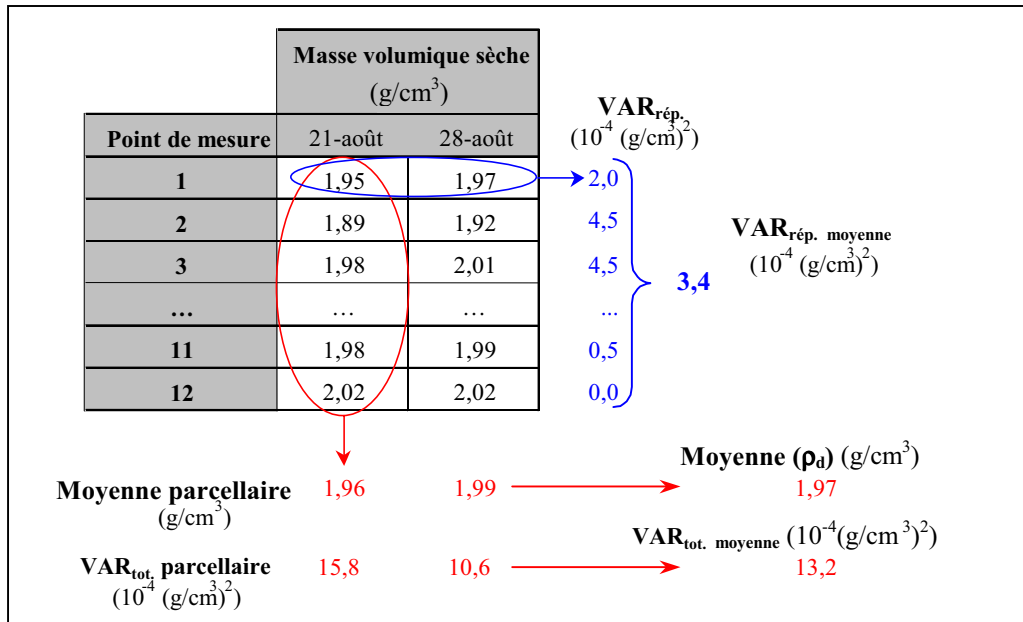


Figure II.7 : Exemple de détermination de la variance de répétabilité et de la variance totale des mesures de masse volumique sèche pour la zone f_c .

Ces variances sont calculées pour les deux quarts de planche concernés par la répétition des mesures (points de mesure 1 à 24). On a ensuite calculé, d'après l'équation **éq. II.1**, les variances intrinsèques de la masse volumique sèche en place ($VAR_{int.}(\rho_d)$), et déduit les coefficients de variation correspondants. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le Tableau II.5.

Tableau II.5 :
Résultats de l'analyse de la variabilité de la masse volumique sèche de la GNT en place.

	Fortement compactée	Faiblement compactée
Moyenne (ρ_d) (g/cm³)	2,03	1,97
$VAR_{tot.} \text{ moyenne } (\rho_d) (10^{-4} (g/cm^3)^2)$	3,4	13,2
$VAR_{rép.*} \text{ moyenne } (\rho_d) (10^{-4} (g/cm^3)^2)$	2,1	3,4
$VAR_{int.} \text{ moyenne } (\rho_d) (10^{-4} (g/cm^3)^2)$	1,3	9,8
$CV_{int.} \text{ moyen } (\rho_d) (\%)$	0,56	1,59

*Répétabilité + densification due à la circulation des engins nécessaires aux mesures de déflexion et de portance.

Ces résultats montrent bien que l'augmentation de l'intensité de compactage réduit considérablement les effets de la variabilité spatiale intrinsèque de la densité sèche de la GNT en place. Dans notre cas, le coefficient de variation de la variabilité intrinsèque moyen de ρ_d ($CV_{int.} \text{ moyen } (\rho_d)$) est divisé par 3 (si on ne prend en compte que les valeurs de la zone f_c effective ce rapport est alors de 2, $CV_{int.} \text{ moyen } (\rho_d) = 1,17\%$ pour la zone f_c).

II.3. Mesure des propriétés mécaniques de la GNT en place et de leur variabilité

Les essais mécaniques utilisés pour caractériser les corps de chaussées sont les mesures de déflexion d réalisées lors du passage d'un véhicule chargé à 130 kN à l'essieu et les mesures de portance caractérisées par le module élastique EV2 déterminé lors de chargements (normalisés) à la plaque. Ces essais ont été réalisés sur la couche de GNT le 22 août pour les points de mesure 1 à 24 et le 28 août pour les autres.

Ces essais mesurent de façon globale les propriétés mécaniques du corps de chaussée, et non pas uniquement les propriétés de la couche GNT (il y a diffusion des contraintes dans l'ensemble du multicouche). Les grandeurs mesurées intègrent donc les réponses des différentes couches de la structure (sol, couche de forme et couche de GNT), dont les propriétés physiques et mécaniques peuvent varier dans le temps et dans l'espace. Cependant, lors de l'analyse des résultats d'essais, nous attribuerons les évolutions des grandeurs mesurées aux seules variations de teneur en eau et de densité de la couche de GNT. Cela revient à faire les hypothèses suivantes :

- la plate-forme est restée homogène lors du compactage différentiel de la GNT le 21 août : il n'y a pas eu de densification plus importante du sol et de la couche de forme dans la zone fortement compactée,
- les propriétés physiques et mécaniques de la couche de forme et du sol n'ont pas varié entre le 22 et le 28 août (période de séchage de la GNT).

La première hypothèse, si elle n'est pas vérifiée, ne remet pas en cause l'interprétation des mesures. Cela entraînerait juste une légère modification de la valeur de l'influence de l'intensité de compactage de la GNT.

Concernant la seconde hypothèse, supposer que les propriétés du sol n'ont pas varié pas entre le 22 et le 28 août semble plutôt réaliste. En effet, on imagine mal comment le sol, en place depuis plusieurs années, surmonté de 35 cm de grave traitée et de 20 cm de grave non traitée, aurait pu subir de significatives variations en 6 jours, en l'absence de chargement et de variations climatiques importantes. Par contre, la couche de forme traitée, qui n'avait que 13 jours lors de la première série de mesures, a continué sa prise et par conséquent ses propriétés ont probablement évolué entre le 22 et le 28 août. Supposer que leur évolution est négligeable constitue une hypothèse forte (on tentera dans la quatrième partie d'en évaluer l'importance).

La répétabilité de ces essais ne peut pas être mesurée simplement en répétant les essais. En effet, il faudrait refaire les mesures aux mêmes points et comme les chargements utilisés modifient localement l'état du matériau, les mesures ne seraient pas réalisées dans des conditions identiques. On tentera au § II.3.3. d'estimer la répétabilité de ces essais ainsi que la variabilité intrinsèque des propriétés mécaniques de la GNT en place à partir de la corrélation entre les mesures de d et EV_2 .

II.3.1. Mesure de déflexion

Les résultats d'essais sont résumés dans le Tableau II.6. Les valeurs indiquées ont été calculées à partir des 12 mesures réalisées sur chaque quart de planche (le tableau de valeurs des mesures est présenté dans l'annexe II.5). Elles sont présentées en fonction de chaque zone de compactage (f_c et F_c) et de la date de réalisation des essais (que l'on assimile à la teneur en eau de la GNT au moment des mesures).

Tableau II.6 :
Résultats des mesures de déflexion.

	Fortement compactée					Faiblement compactée				
	Moyenne (10 ⁻² mm)	Ecart type (10 ⁻² mm)	CV (%)	Min (10 ⁻² mm)	Max (10 ⁻² mm)	Moyenne (10 ⁻² mm)	Ecart type (10 ⁻² mm)	CV (%)	Min (10 ⁻² mm)	Max (10 ⁻² mm)
22-août ("humide")	78	17	21,7	46	98	78	31	40,2	28	136
28-août ("sèche")	32	8	24,1	20	46	54	17	31,6	34	92

Ces résultats mettent en évidence :

- l'influence prépondérante de la teneur en eau : la baisse de 2,6% de teneur en eau de la GNT (entre le 22 août et le 28 août) a entraîné une diminution de la déflexion moyenne de 24.10⁻² mm dans la zone f_c (elle est passée de 78 à 54.10⁻² mm) et de 46.10⁻² mm dans la zone F_c (elle est passée de 78 à 32.10⁻² mm),
- l'influence (toutefois moins marquée) de l'intensité de compactage : son augmentation n'a pas induit de diminution de la déflexion moyenne le 22 août (elle est restée à 78.10⁻² mm) et a induit une diminution de 22.10⁻² mm le 28 août (elle est passée de 54 à 32.10⁻² mm). L'influence de l'intensité de compactage est sans doute masquée par la très forte dispersion sur la planche f_c (due aux fortes variabilités de la teneur en eau et de la densité dans cette zone),
- le couplage des deux effets moyens : l'influence de la teneur en eau dépend de l'intensité du compactage. Entre le 22 et le 28 août, la déflexion moyenne a diminué de 31% dans la zone f_c contre 59% dans la zone F_c. Un compactage intense conduit donc à une amélioration plus sensible des propriétés mécaniques quand la teneur en eau diminue.

Les coefficients de variation par quart de planche sont compris entre 22% et 24% pour la zone F_c et entre 32% et 40% pour la zone f_c traduisant une dispersion générale des valeurs mesurées assez forte et une réduction de celles-ci avec l'augmentation de l'intensité de compactage (même si on ne considère, pour la zone f_c, uniquement les valeurs situées dans la zone f_c "effective", les coefficients de variation restent supérieurs à 32% pour cette zone). Ces dispersions résultent des effets de la variabilité du matériau en place (variabilité intrinsèque du matériau et variabilité due à la mise en œuvre) et de la répétabilité de l'essai. Nous avons vu ci-dessus que les coefficients de variation de la teneur en fines et de la teneur en eau sont de l'ordre de 10%. Ceux de la déflexion sont deux à quatre fois plus élevés. Cela peut s'expliquer soit par une faible répétabilité de la mesure, soit par une forte variabilité des propriétés mécaniques du matériau en place et du sol support, soit par une influence fortement non linéaire des propriétés physiques sur les propriétés mécaniques (par exemple, de faibles

variations de la teneur en eau peuvent entraîner de fortes variations des propriétés mécaniques de la GNT), ou par une combinaison des trois. Nous reviendrons sur ce point plus loin.

Les profils longitudinaux de déflexion pour chaque quart de planche sont présentés sur la Figure II.8.

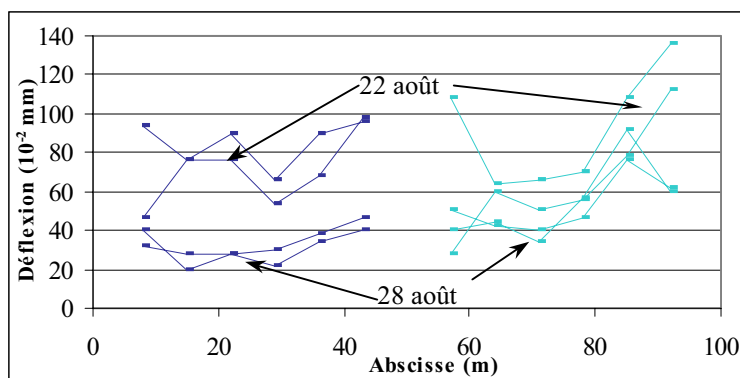


Figure II.8 : Profils longitudinaux de déflexion pour chaque quart de planche.

II.3.2. Mesure de portance

Les résultats d’essais sont résumés dans le Tableau II.7. Les valeurs indiquées ont été calculées à partir des 12 mesures pour chaque quart de planche (le tableau de valeurs des mesures est présenté dans l'annexe II.6). Elles sont présentées en fonction de chaque zone de compactage (f_c et F_c) et en fonction de la date de réalisation des essais (que l'on assimile à la teneur en eau de la GNT au moment des mesures).

Tableau II.7 :
Résultats des mesures de portance.

	Fortement compactée F_c					Faiblement compactée f_c				
	Moyenne (MPa)	Ecart type (MPa)	CV (%)	Min (MPa)	Max (MPa)	Moyenne (MPa)	Ecart type (MPa)	CV (%)	Min (MPa)	Max (MPa)
22-août (“humide”)	223	80	35,7	125	375	205	66	32,0	96	346
28-août (“sèche”)	437	106	24,2	300	643	294	97	33,0	129	450

Ces résultats mettent en évidence (comme pour les mesures de déflexion) :

- l’influence prépondérante de la teneur en eau : la baisse de 2,6% de teneur en eau de la GNT a entraîné une augmentation de la portance moyenne de 89 MPa dans la zone f_c (elle est passée de 205 à 294 MPa) et de 214 MPa dans la zone F_c (elle est passée de 223 à 437 MPa),

- l'influence de l'intensité de compactage : son augmentation a induit une augmentation de la portance moyenne de 18 MPa le 22 août (elle est passée de 205 à 223 MPa) et de 143 MPa le 28 août (elle est passée de 294 à 437 MPa),
- le couplage des deux effets : l'influence de la teneur en eau dépend de l'intensité du compactage. Entre le 22 et le 28 août, la portance moyenne a augmenté de 43% dans la zone f_c contre 96% dans la zone F_c .

Comme pour les mesures de déflexion, les valeurs sont très dispersées, et ceci aussi bien pour la zone f_c que pour celle F_c : les coefficients de variation sont compris entre 24% et 36% pour la zone F_c , et entre 32% et 33% pour la zone f_c (si on ne considère, pour la zone f_c , uniquement les valeurs situées dans la zone f_c "effective", les coefficients de variation deviennent supérieurs à 40% pour cette zone, indiquant là encore une réduction de la dispersion des résultats avec l'augmentation de l'intensité de compactage). Cette forte dispersion résulte des effets de la variabilité du matériau en place (variabilité intrinsèque du matériau et variabilité due à la mise en œuvre), de la répétabilité de l'essai, et aussi de la variabilité de la plate-forme, dont la rigidité influence fortement la mesure de EV2.

Il est cependant à noter que le domaine d'application de cet essai est normalement limité (selon la norme NF P 94-117-1) à des modules inférieurs à 250 MPa. Il est donc légitime de douter de la précision des valeurs nettement supérieures.

Les profils longitudinaux de portance pour chaque quart de planche sont présentés sur la Figure II.9.

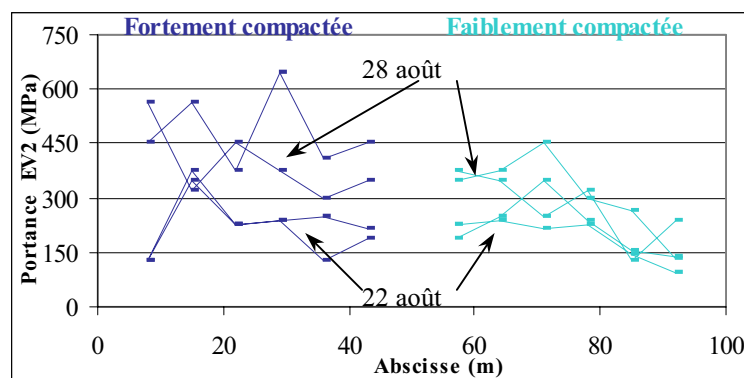


Figure II.9 : Profils longitudinaux de portance pour chaque quart de planche.

II.3.3. Corrélation entre d et EV2

La corrélation entre les mesures de déflexion d et de portance EV2 est illustrée sur la Figure II.10. Elle est relativement faible ($R^2 \approx 0,5$), ce qui peut s'expliquer par la faible répétabilité des deux types d'essai, par la forte dispersion des propriétés mécaniques mesurées, par le fait que les chargement utilisés ne sont pas les mêmes et ne sollicitent donc pas le même volume de la structure, et aussi sans doute, parce que la relation entre les deux grandeurs n'est pas linéaire.

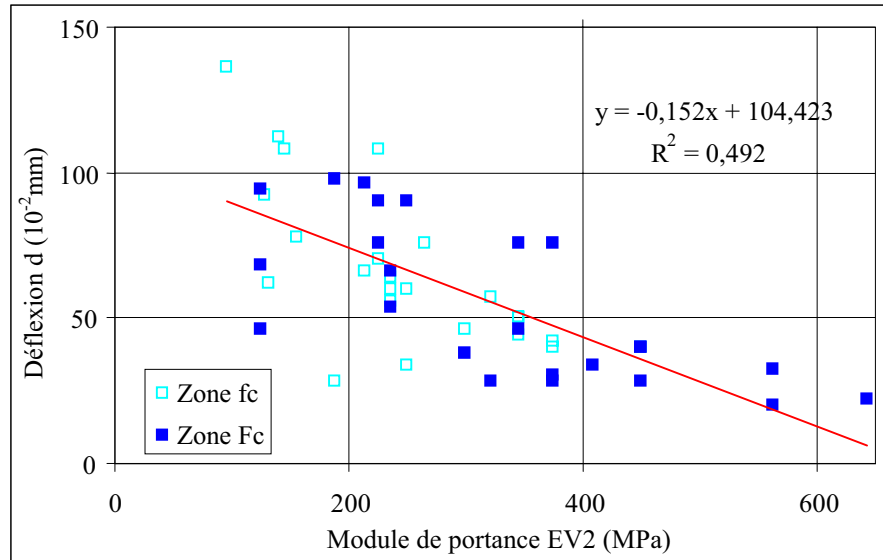


Figure II.10 : Corrélation entre les mesures de déflexion d et de portance EV2.

Si on fait l'hypothèse que la régression linéaire représente correctement la relation qu'il peut y avoir entre les deux grandeurs, la variance résiduelle correspond à la variance de répétabilité de la mesure de d pour la relation $d = f(\text{EV2})$, et à la variance de répétabilité de la mesure de EV2 pour la relation $\text{EV2} = f(d)$. Pour chaque quart de planche, nous avons établi les corrélations entre les deux grandeurs et déterminé pour chacune d'elles la variance intrinsèque (part de la variance totale qui est due uniquement à la variabilité des propriétés du matériau en place) et le coefficient de variation de la variabilité intrinsèque des propriétés du matériau en place en utilisant les relations suivantes (X représente une propriété du matériau) :

$$\text{VAR}_{\text{rép.}}(X) = (1 - R^2)\text{VAR}_{\text{tot.}}(X) \quad \text{éq. II.2}$$

et

$$\text{VAR}_{\text{tot.}}(X) = \text{VAR}_{\text{rép.}}(X) + \text{VAR}_{\text{int.}}(X) \quad \text{éq. II.3}$$

Les résultats, présentés dans l'annexe II.7, indiquent que la variabilité intrinsèque du matériau en place diminue significativement avec l'augmentation de l'intensité de compactage (les

coefficients de variation sont compris, pour d et EV2, entre 21% et 27% dans la zone f_c et entre 1% et 13% dans la zone F_c .

II.4. Influences des propriétés physiques sur les propriétés mécaniques

La matrice des corrélations entre les mesures des propriétés physiques w et ρ_d , et les mesures des propriétés mécaniques d et EV2 est présentée dans le Tableau II.8.

Tableau II.8 :
Matrice des corrélations entre les propriétés physiques et les propriétés mécaniques de la GNT mesurées in situ.

	EV2	d	w
d	-0,702		
w	-0,478	0,548	
ρ_d	0,272	-0,167	0,428

On retrouve les résultats suivants :

- la portance diminue et la déflexion augmente lorsque le teneur en eau augmente,
- la portance augmente et la déflexion diminue lorsque la densité sèche augmente.

Les essais ayant été structurés à la manière d'un plan d'expériences (planche divisées en quatre zones), il est possible d'établir des modèles expérimentaux pour la prédiction des mesures de déflexion et de portance en fonction de la teneur en eau de la GNT et de sa densité sèche. Les modèles construits à partir des 48 valeurs mesurées étant peu précis (variances résiduelles élevées), nous avons décidé de les construire en utilisant des moyennes locales. Par exemple, au lieu d'utiliser les points 1 à 4, on utilise leur moyenne, et ainsi de suite pour les points 5 à 8, etc. Les modèles (régressions multilinéaires) ont été élaborés à l'aide du logiciel Minitab [MIN 93] et [MIN 96] en conservant seulement les paramètres qui sont estimés significatifs (test de Student) au risque de 5%. Les valeurs des propriétés physiques ont été normées entre -1 et +1. Pour ce faire, on a fait correspondre à leur valeur minimale V_{min} la valeur -1, et +1 à leur valeur maximale V_{max} . En pratique on utilise la relation :

$$V_{normée} = \frac{2}{V_{max} - V_{min}} V_{réelle} + \frac{V_{min} + V_{max}}{V_{min} - V_{max}} \quad \text{éq. II.4}$$

Les modèles obtenus pour d et EV2 sont présentés dans le Tableau II.9 avec les taux de variance qu'ils expliquent, exprimés en pourcentage de la variance totale (le détail des résultats des régressions est présenté dans l'annexe II.8).

Tableau II.9 :
Modèles de la déflexion d et du module de portance EV2 – Réduction de la variance résiduelle en utilisant les moyennes locales.

		Modèle	Variance expliquée (en % de la var. tot.)
avec les 48 mesures	Déflexion d (mm)	$d = 67 + 35 \omega - 23 \Gamma_d$	49,7
	Portance EV2 (MPa)	$EV2 = 252 - 156 \omega + 127 \Gamma_d$	50,6
avec les moyennes locales	Déflexion d (mm)	$d = 66 + 40 \omega - 23 \Gamma_d$	70,7
	Portance EV2 (MPa)	$EV2 = 260 - 184 \omega + 127 \Gamma_d$	80,5

Ces modèles montrent que l'influence de la teneur en eau est plus importante que celle de la densité sèche (de 20% à 70% selon les modèles). Le couplage des effets de ω et de Γ_d (paramètres caractérisant la teneur en eau et la masse volumique sèche de la GNT en place) n'est pas ressorti significatif (test de Student au seuil de risque de 5%). L'utilisation des moyennes locales augmente considérablement la précision des modèles (la variance consommée passe de 50% à plus de 70% de la variance totale).

III. ÉTUDE EN LABORATOIRE

L'étude réalisée sur le site expérimental a permis de mettre en évidence et de quantifier l'influence de l'intensité du compactage et de la teneur en eau de la GNT après mise en œuvre sur les mesures des paramètres initiaux du matériau en place. On a notamment montré que :

- le compactage produit des fines, et que la production augmente avec l'intensité du compactage. A ce stade de l'étude nous ne savons pas si cette production se fait uniquement en surface ou dans toute l'épaisseur de la couche de GNT,
- la densité sèche du matériau augmente avec l'intensité du compactage,
- les paramètres mécaniques mesurés (déflexion et portance) dépendent de l'intensité du compactage et surtout de la teneur en eau de la GNT. On a également mis en évidence une influence couplée des deux effets moyens,
- la variabilité des propriétés du matériau en place diminue lorsque l'intensité du compactage augmente.

L'influence des paramètres de mise en œuvre sur l'état initial du matériau n'est pas facile à quantifier sur chantier, d'une part à cause de la forte variabilité des différents paramètres, et d'autre part à cause des difficultés techniques que cela induit lorsqu'on étudie plusieurs facteurs. L'étude de laboratoire va nous permettre d'approfondir l'étude réalisée sur chantier. Elle portera sur plusieurs graves calcaires et consistera à quantifier et hiérarchiser l'influence

du matériau et de sa mise en œuvre sur l'état initial des éprouvettes. Un ensemble d'essais, structuré selon la méthode des plans d'expériences, permettra de modéliser expérimentalement les propriétés physiques et mécaniques des GNT.

III.1. Matériaux étudiés

III.1.1. Origine des matériaux

Cinq graves calcaires de Charente-Maritime ont été initialement concernées par cette étude. La provenance des matériaux et l'âge des formations dont ils sont issus sont illustrés sur la Figure II.11. Chacun d'eux y est repéré par la première lettre de la ville d'implantation de la carrière correspondante (Soubise (S), Crazannes (C), Geay (G), Saint-Agnant (A), Saint-Porchaire (P)). Les étages géologiques concernés sont le Turonien pour quatre d'entre eux et le Coniacien pour le cinquième (dépôt et sédimentation en milieu plus calme et plus profond, d'où un calcaire plus compact).

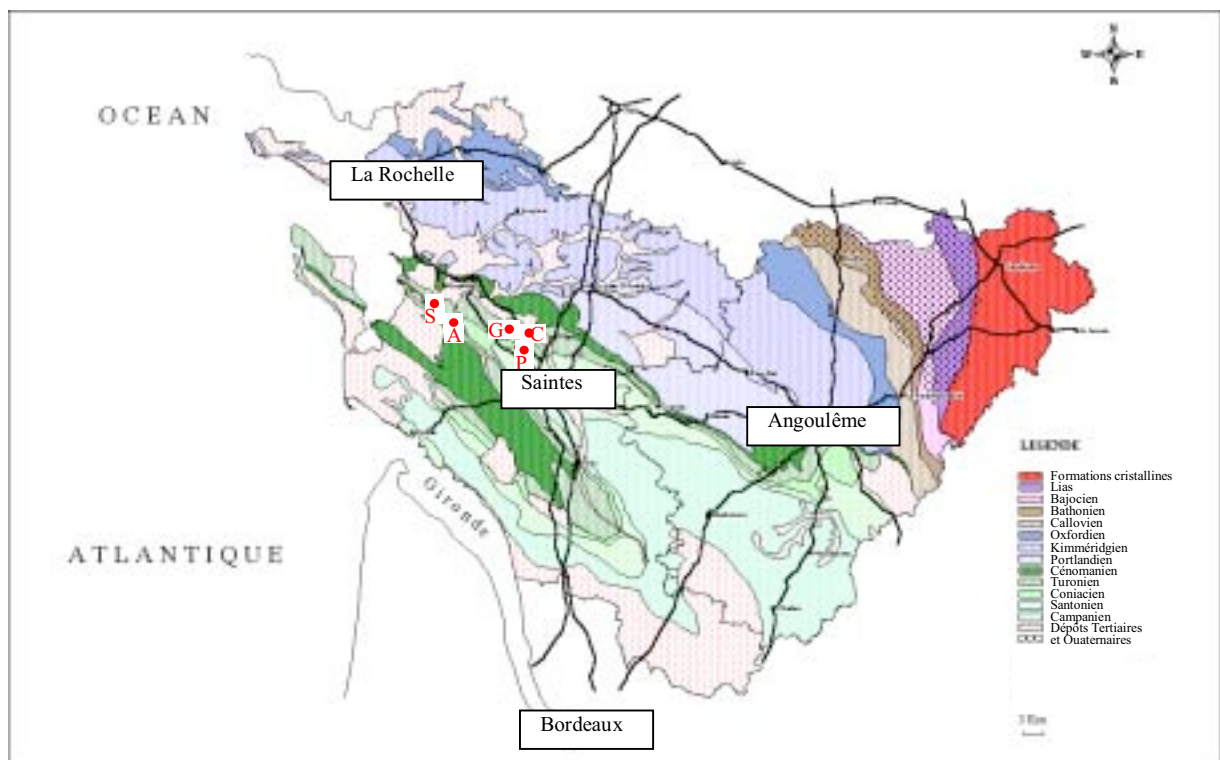


Figure II.11 : Provenance des matériaux et âge des formations.

III.1.2. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux étudiés (granulats)

Pour chacun des matériaux étudiés, nous avons réalisé des mesures de :

- teneur en CaCO₃ (calcimétrie) selon la norme **NF P 94-048**,
- porosité des granulats (n_g), masse volumique des granulats (ρ_g), et masse volumique spécifique (ρ_s) selon la norme **P 18-554**,
- résistance à l'usure des granulats (essai micro-Deval "MDE") selon la norme **P 18-572**,
- résistance à la fragmentation des granulats (essai Los Angeles "LA") selon la norme **P 18-573**.

Les résultats d'essais sont présentés dans le Tableau II.10.

Les teneurs en CaCO₃ sont toutes supérieures à 90%. Les granulats de Saint-Porchaire présentent la plus faible porosité (donc la plus forte masse volumique), et les plus fortes résistances mécaniques (faibles valeurs des coefficients MDE et LA). Ceux de Geay présentent au contraire la plus forte porosité (donc la plus faible masse volumique), et les plus faibles résistances mécaniques. Les granulats poreux sont plus friables et donc moins résistants. Les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques des trois autres matériaux sont semblables.

Tableau II.10 :
Propriétés physiques et mécaniques des cinq matériaux étudiés.

	CaCO₃ (%)	n_g (%)	ρ_g (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	MDE (-)	LA (-)
Saint Porchaire	95,3	11,4	2,38	2,69	37	36
Saint Agnant	91,1	17,3	2,24	2,71	58	46
Crazannes	94,2	16,0	2,26	2,69	60	42
Soubise	91,5	15,8	2,24	2,66	52	41
Geay	94,3	21,5	2,08	2,65	72	54

III.1.3. Caractérisation des GNT (mélanges granulaires)

Chaque GNT a été caractérisée par :

- sa granulométrie de composition (de référence) réalisée selon la norme **P 18-560**,
- ses caractéristiques à l'OPM obtenues selon la norme **NF P 98-231-1**,

- ses modules caractéristiques obtenus au TCR, déterminés selon la norme **NF P 98-235-1** (ces valeurs sont déterminées pour $w = w_{OPM} - 2\%$ et $\rho_d = 0,97 \rho_{d,OPM}$).

III.1.3.1. La granulométrie

De façon à respecter le fuseau de spécification des GNT (norme **NF P 98-129**) chaque mélange est recomposé à partir d'au moins deux fractions granulaires (définition des GNT B). Pour Saint-Agnant par exemple, trois fractions ont été utilisées dans les proportions suivantes (chaque fraction étant définie par sa propre granulométrie) :

- 40% de 0/6,
- 10% de 6/10,
- 50% de 10/20.

Les courbes granulométriques de référence des cinq GNT calcaires étudiées sont présentées sur la Figure II.12.

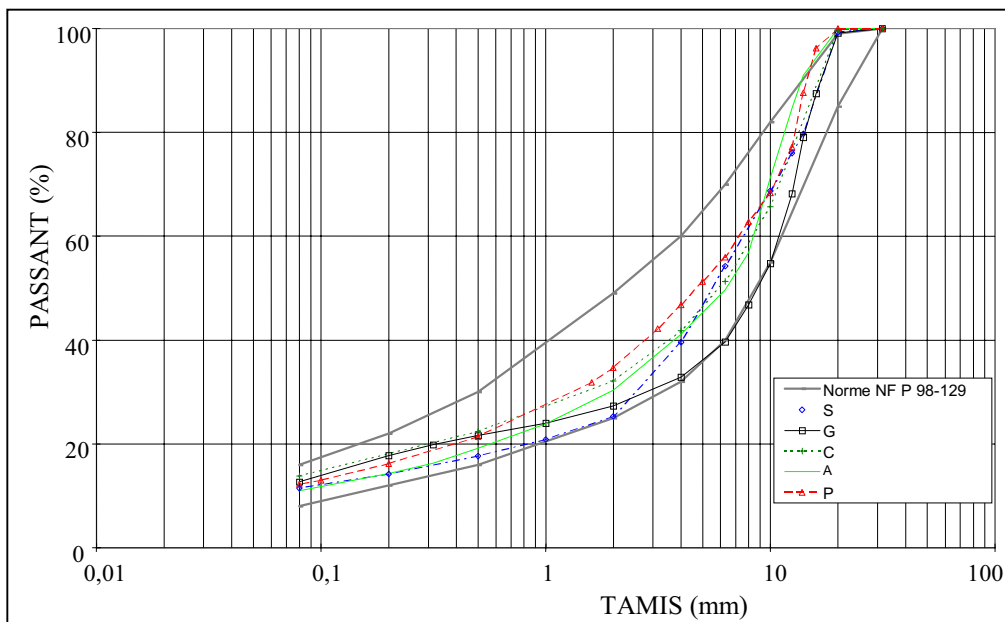


Figure II.12 : Courbes granulométriques des cinq GNT étudiées.

III.1.3.2. Les caractéristiques à l'OPM

Les résultats des essais Proctor modifiés réalisés sur les cinq GNT calcaires étudiées sont présentés sur la Figure II.13.

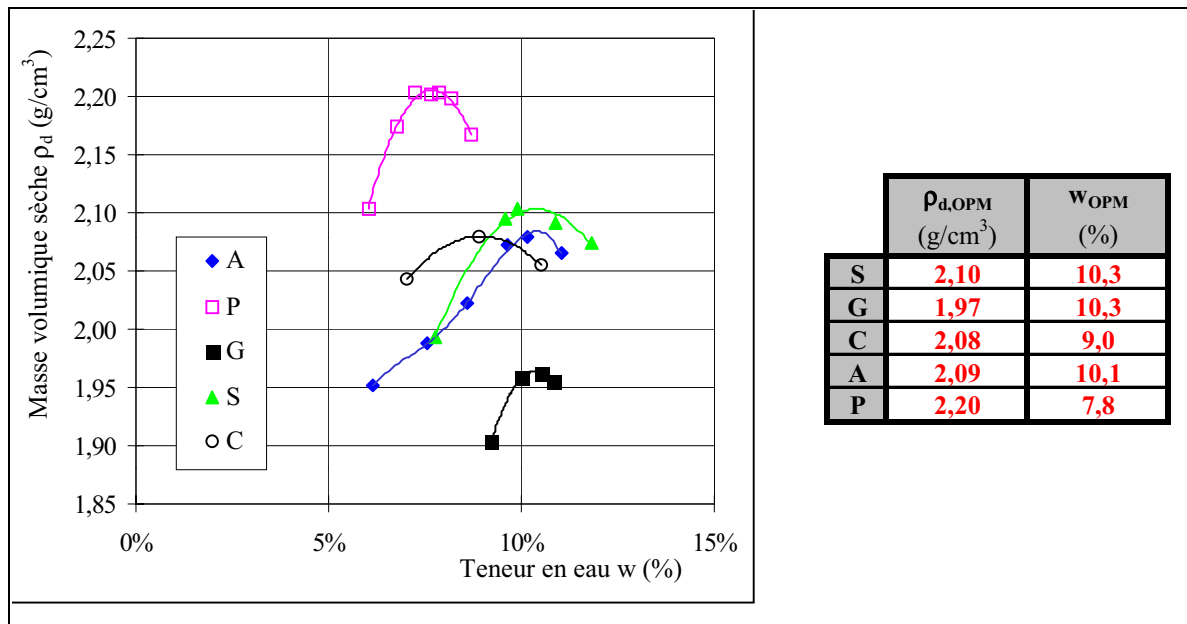


Figure II.13 : Résultats des essais Proctor modifiés réalisés sur les cinq graves étudiées – Courbes et caractéristiques à l'optimum.

Comme lors de la caractérisation des granulats, les graves de Geay et Saint-Porchaire se distinguent. La première présente la plus faible valeur de densité à l'optimum et la seconde, la plus forte. Cela est directement lié à la masse volumique réelle des granulats. On constate aussi que la grave de Saint-Porchaire (P), dont les granulats sont moins poreux, ne peut contenir autant d'eau que les autres. La teneur en eau à l'optimum est alors plus faible (7,8%).

III.1.3.3. Les modules caractéristiques au TCR

Les résultats d'essais TCR et le classement des cinq graves calcaires étudiées sont résumés sur la Figure II.14. Les cinq GNT présentent des valeurs très élevées du module E_c (entre 800 MPa et 1 300 MPa), et également une bonne résistance aux déformations permanentes ($A_{1c} < 150 \cdot 10^{-4}$). Les graves qui présentent ici les comportements extrêmes (Saint-Agnant et Saint-Porchaire) ne sont pas celles qui se distinguaient lors de la caractérisation des granulats (cf. § II.1.2.) et des essais Proctor. Cela confirme la nécessité de cet essai mécanique pour caractériser les performances mécaniques des GNT : les critères de dureté des granulats ne suffisent pas.

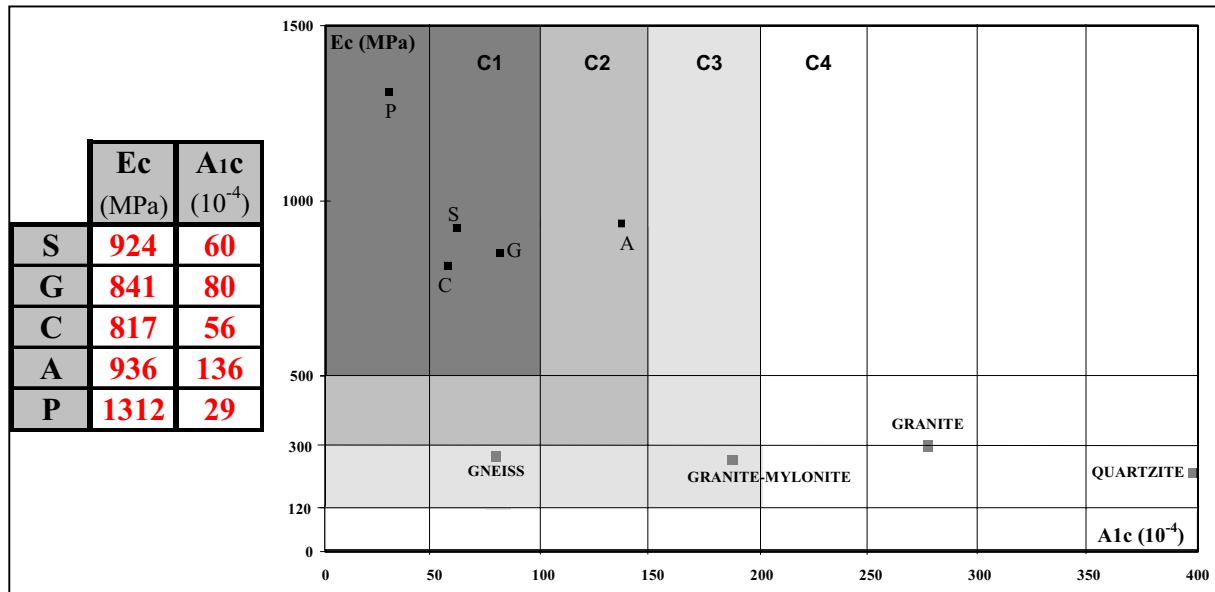


Figure II.14 : Résultats d'essais TCR et classement selon la norme NF P 235-129 des cinq GNT calcaires étudiés.

Sur la Figure II.14, on a également comparé les résultats obtenus sur les cinq GNT calcaires avec des résultats obtenus sur d'autres graves, issues d'un gneiss, d'un granite, d'une quartzite, et d'un granite-mylonite (essais réalisés au LRPC de Saint-Brieuc). On voit clairement que les GNT calcaires présentent des performances nettement supérieures aux autres GNT, issues de matériaux plus durs. Ceci confirme l'existence de facteurs, autres que la résistance des granulats (LA et MDE), dont dépend le comportement anélastique des GNT.

Pour notre plan d'expériences, nous ne pouvons pas prendre en compte les cinq graves calcaires (le nombre d'essais à réaliser serait trop important). Nous avons donc choisi de ne retenir que les deux GNT qui présentent, au TCR, les comportements extrêmes (les autres étant supposées avoir des comportements intermédiaires).

Les graves retenues sont celles de Saint-Agnant et de Saint-Porchaire (A et P). La Figure II.15 représente des granulats de ces deux graves et permet de visualiser leurs différences : les granulats de Saint-Porchaire sont moins poreux et plus anguleux que ceux de Saint-Agnant, ils sont aussi moins friables.



Figure II.15 : Comparaison des granulats de Saint-Porchaire et de Saint-Agnant.

III.2. Présentation du plan d'expériences

Le premier plan d'expériences est une étape de caractérisation de l'état initial du matériau. Il consiste à étudier l'influence du matériau et de sa mise en œuvre sur les propriétés physiques et mécaniques initiales des éprouvettes de GNT.

III.2.1. Définition des paramètres étudiés (entrées du plan)

Si l'on veut représenter au mieux l'état initial des éprouvettes, il faut prendre en compte les paramètres liés au matériau, mais aussi ceux liés à la fabrication des éprouvettes.

III.2.1.1. Paramètres liés à la grave utilisée

a) Matériau utilisé

Les matériaux utilisés sont les deux graves calcaires retenues lors de l'étude préliminaire présentée plus haut (§ III.1.3). Le paramètre normé M sera utilisé pour les différencier. Il vaudra -1 pour la grave A et +1 pour la grave P. Ce paramètre n'est assimilable, à ce stade de l'étude, qu'au nom de la grave, mais l'utilisation d'autres matériaux permettrait d'attribuer à ce facteur une des caractéristiques des granulats (MDE , LA , n_g , ρ_g). On verra que, pour certains modèles, il pourra être assimilé à l'angularité des granulats.

b) Teneur en fines

Il a été observé sur chantier que pour une granulométrie de référence donnée, la teneur en fines varie d'un point à l'autre (variabilité spatiale due à la mise en œuvre), et évolue avec le compactage. Par ailleurs, on sait par d'autres études [BAR 72] et [THO 88] que c'est un paramètre important. Nous avons donc choisi d'étudier l'influence de ce facteur sur l'état initial de la GNT. Pour ces matériaux, dont la catégorie de résistance des granulats est F (les catégories définissent des classes de valeurs des coefficients LA et MDE), le fuseau de spécification de la norme NF P 98-129 impose des teneur en fines f de composition comprises entre 8% et 16%. Les niveaux de référence choisis pour ce facteur sont 10% et 15%. Le paramètre normé F vaudra -1 lorsque la teneur en fines vaudra 10% et +1 lorsqu'elle vaudra 15%. Pour chaque niveau de F , on définit une courbe granulométrique de référence (courbe à 10% et 15% de fines). Les graves de chaque matériau (A et P) sont alors recomposées de façon à coller au mieux aux courbes de référence. Cela permet de ne pas introduire de biais lié à la forme de la courbe. Les deux courbes de référence sont représentées sur la Figure II.16 (le tableau de valeurs est présenté dans l'annexe II.9).

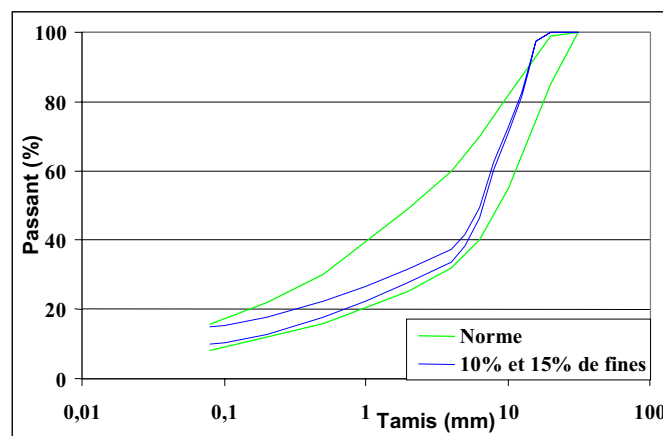


Figure II.16 : Courbes granulométriques de référence pour 10% et 15% de fines.

Les granulométries réalisées après essai sur les éprouvettes des cinq graves calcaires (lors de leur classement au TCR), révèlent une augmentation de la teneur de fines de 3,9% à 7,6% selon les matériaux par rapport à la teneur de composition (de référence).

Les teneurs en fines, de composition et après essai, pour chacune des GNT sont reportées dans le Tableau II.11 (les tableaux de valeurs sont présentés dans l'annexe II.10).

Tableau II.11 :
Teneurs en fines de référence et après essais pour chacune des GNT – Mesure de la quantité de fines produites.

		TENEUR EN FINES (%)				
		C	P	S	A	G
Référence		11,5	12,2	13,8	11,0	12,7
Après essai	1	18,2	16,3	21,2	15,3	17,9
	2	18,5	16,0	21,4	15,6	17,2
	3			21,6	15,8	18,2
	4					18,1
	5					17,4
Moyenne		18,3	16,1	21,4	15,6	17,7
Production		6,8	3,9	7,6	4,6	5,0

L'évolution de la courbe granulométrique pour la grave C est illustrée sur la Figure II.17.

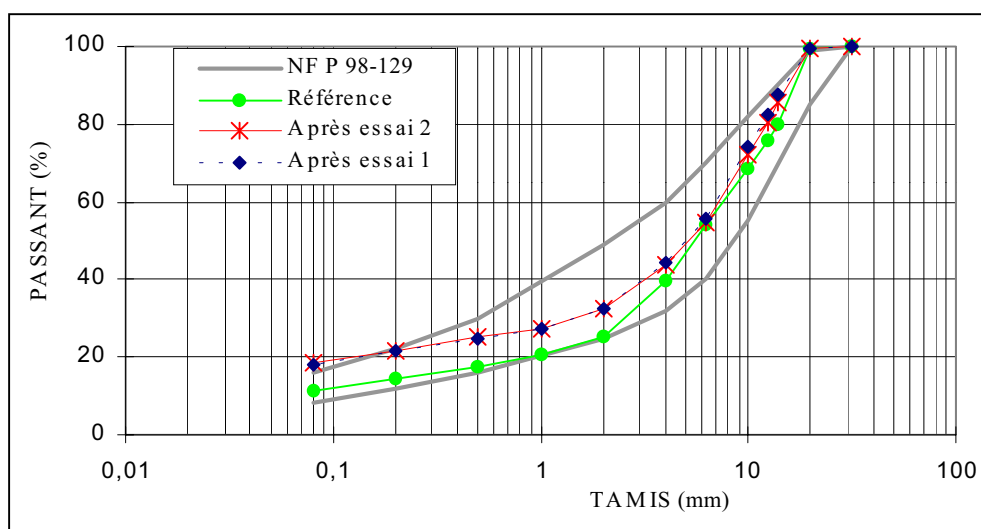


Figure II.17 : Évolution de la courbe granulométrique pour la grave C après essai TCR.

Pour savoir à quel moment a lieu cette production de fines, nous avons réalisé sur des éprouvettes de grave C "identiques", des granulométries avant et après malaxage, et après essai TCR. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure II.18 (le tableau de valeurs est présenté dans l'annexe II.11). Ils montrent que la production de fines se fait essentiellement lors du malaxage du mélange (la teneur en fines passe de 11,5% avant malaxage (référence) à 17,4% après malaxage, et à un peu plus de 18% après essai). Contrairement à ce qui se passe sur le site, le compactage ne produit pas de fines en quantité significative.

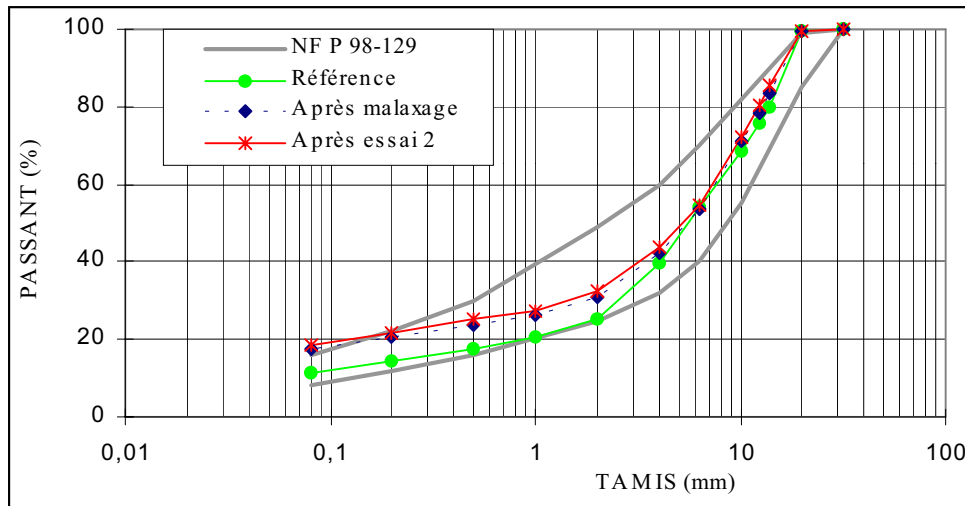


Figure II.18 :Évolution de la courbe granulométrique pour la grave C après malaxage et après essai TCR – Mise en évidence de la production de fines lors du malaxage.

De plus, la production de fines sur chantier est probablement localisée en surface, ce qui conduirait (à vérifier sur le site expérimental lors de sa démolition) à des teneurs en fines plus élevées dans la partie supérieure de la couche de GNT. En laboratoire, la production de fines se faisant au malaxage, la teneur en fines reste homogène dans tout le mélange et donc dans toute l'éprouvette (pas de ségrégation lors de la vibrocompression). Ceci a été confirmé par la réalisation de granulométries sur les quatre parties (de même masse) d'une éprouvette de matériau G (les résultats sont présentés dans l'annexe II.12).

Les teneurs en fines utilisées lors de l'analyse des résultats du plan d'expériences seront donc les teneurs réelles (mesurées en fin d'essai) et non pas celles visées (référence).

III.2.1.2. Paramètres liés à la fabrication des éprouvettes

a) Intensité de la vibrocompression

Les éprouvettes sont fabriquées par vibrocompression. Ce mode de fabrication des éprouvettes est celui qui représente le mieux la mise en place de la GNT sur chantier et permet d'obtenir la meilleure homogénéité en densité des éprouvettes, par comparaison avec la mise en œuvre au marteau vibrant [BAL 98]. Le principe consiste à compacter une quantité connue de matériau humide dans un moule cylindrique (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur) de PVC de volume connu (on s'assure ainsi de l'obtention de la densité de l'éprouvette). Le matériau est mis en œuvre par l'application simultanée d'une vibration horizontale et d'une compression verticale. Celles-ci sont arrêtées lorsque le moule est

complètement rempli. On note alors la durée de vibrocompression qui a été nécessaire à la "fermeture" du moule (selon la norme, celle-ci ne doit pas excéder 45 s).

Le principe du procédé de fabrication des éprouvettes par vibrocompression est illustré sur la Figure II.19.

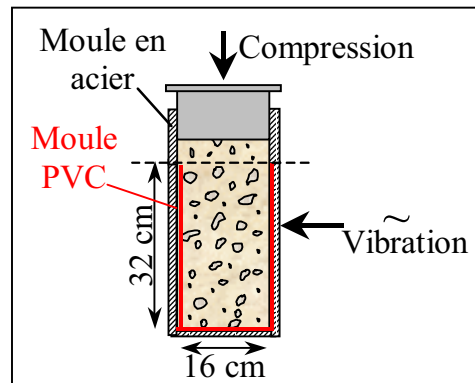


Figure II.19 : Principe du procédé de fabrication des éprouvettes par vibrocompression.

De façon à étudier l'influence de l'intensité de la vibrocompression, nous avons choisi de fabriquer les éprouvettes selon deux densités, visant 97% et 100% de la densité à l'OPM, le paramètre normé %OPM vaudra alors respectivement -1 et +1. Le volume du moule et la teneur en eau des mélanges étant connus a priori, les densités sèches visées (et donc les intensités de vibrocompression nécessaires) seront obtenues en introduisant dans le moule les quantités de matériau humide appropriées. Par exemple, pour un mélange de matériau A contenant 10% de fines et à la teneur en eau à l'OPM ($\rho_{d,OPM} = 2,07 \text{ g/cm}^3$ et $w_{OPM} = 10,3\%$) les quantités de matériau humide nécessaires pour obtenir des éprouvettes de densité sèche égale à 97% et à 100% de celle à l'OPM, seront respectivement de 14 211 g et 14 650 g, le volume "utile" du moule étant de $6\,417 \text{ cm}^3$ (l'intérieur du moule est pré-équipé d'implants métalliques, occupant un volume total de 17 cm^3 , qui serviront de supports aux capteurs du TCR).

Les courbes Proctor et les caractéristiques à l'optimum pour les différentes compositions des mélanges utilisés (pour chacun des deux matériaux utilisés et pour les deux niveaux de teneur en fines retenus), sont présentées sur la Figure II.20. Il faut noter que les caractéristiques à l'optimum dépendent de la teneur en fines des graves et que les références à l'OPM utilisées dans la suite seront celles indiquées sur la Figure II.20.

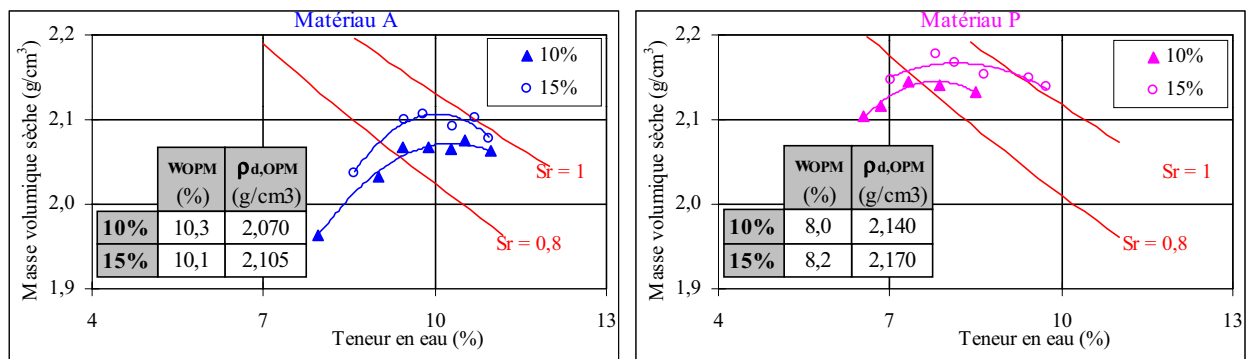


Figure II.20 : Courbes Proctor et caractéristiques à l'optimum pour les différentes compositions des mélanges utilisés.

La machine de vibrocompression que nous avons utilisé est à asservissement pneumatique (il existe des appareillages à asservissement électrique qui délivrent des sollicitations plus régulières). Les commandes de la compression et de la vibration sont manuelles et indépendantes. Cela induit une certaine intervention de l'opérateur dans le processus de fabrication des éprouvettes. L'état structural des éprouvettes (homogénéité de la densité, anisotropie de mise en œuvre) dépend alors de la vitesse de mise en charge et de la durée d'application de chacune des actions. La mesure de la durée de vibrocompression (durée totale) n'apporte qu'une indication globale sur l'intensité de l'énergie du compactage.

b) Teneur en eau

Après fabrication, les éprouvettes sont placées dans une étuve à 40°C pour atteindre la teneur en eau d'étude visée. C'est un facteur très influent pour le comportement des GNT (d'autant plus pour les matériaux calcaires). Pour affiner la quantification de son influence, nous avons choisi de prendre quatre niveaux. Les valeurs correspondantes vaudront, par rapport à l'OPM, $w-w_{OPM} = -1,5\%$; -2% ; $-2,5\%$; -3% , et respectivement -1 ; $-0,33$; $+0,33$; $+1$ pour le paramètre normé W . Ces valeurs ont été choisies de façon à ce que le matériau ne soit ni trop sec, auquel cas les déformations ne sont pas mesurables avec précision (limite des capteurs), ni trop humide, sinon le matériau n'a pas de tenue et s'affaisse (et dans le cas où l'éprouvette se tient, les déformations sont tellement importantes que les capteurs se trouvent rapidement en bout de course). Ces teneurs en eau sont dans les plages de valeurs rencontrées généralement sur sites [RAI 86] et [HOR 98] et sont proches des teneurs en eau obtenues sur le chantier expérimental après séchage initial. Les valeurs utilisées lors de l'analyse des résultats du plan d'expériences seront celles mesurées et non pas celles visées. Les tableaux de valeurs des teneurs en eau, présentés dans l'annexe II.13, montrent des écarts systématiques en moyenne de 0,3% entre les valeurs mesurées et les valeurs visées, ces écarts étant

probablement dus au séchage (en surface) des éprouvettes lors de la mesure de la densité sèche initiale au banc gamma (pendant l'essai, qui dure deux heures, toutes les faces de l'éprouvette sont exposées à l'air libre).

Les niveaux des différents paramètres d'entrée de ce premier plan d'expériences sont résumés dans le Tableau II.12. Pour normer les paramètres du plan, et en particulier pour F et W, on fait correspondre à leur "valeur basse théorique v_{th} " la valeur -1, et +1 à leur "valeur haute théorique V_{th} " (comme les valeurs réelles $V_{réelle}$ mesurées diffèrent des valeurs théoriques, la valeur normée $V_{normée}$ du paramètre pourra être à l'extérieur du domaine [-1 ; +1]). En pratique on utilise la relation :

$$V_{normée} = \frac{2}{V_{th} - v_{th}} V_{réelle} + \frac{v_{th} + V_{th}}{v_{th} - V_{th}} \quad \text{éq. II.5}$$

Tableau II.12 :

Récapitulatif des niveaux des différents paramètres d'entrée du premier plan d'expériences.

Paramètres	Niveaux			
	1	2	3	4
Teneur en eau w-w_{OPM} (%) W (Valeurs normées)	-1,5 (-1)	-2 (-0,33)	-2,5 (+0,33)	-3 (+1)
Teneur en fines (%) F (Valeurs normées)	10 (-1)	15 (+1)		
Matériau M (Valeurs normées)	A (-1)	P (+1)		
Intensité vibrocompression (%) %OPM (Valeurs normées)	97 (-1)	100 (+1)		

Nous avons attribué à chaque essai un code qui reprend l'ensemble des données du plan (par exemple le code 32P2, cellules grisées dans le tableau, indique que c'est une éprouvette de Saint-Porchaire, fabriquée avec 15% de fines, à 100% de la densité OPM et abaissée à la teneur en eau $w-w_{OPM} = -2,5\%$).

III.2.2. Conception du plan d'expériences

L'étude porte sur les quatre facteurs W, F, M, et %OPM. Les trois premiers sont à deux niveaux et le dernier à quatre niveaux. Le plan complet correspondant à cette étude comporte donc 32 essais (4 x 2 x 2 x 2). L'utilisation d'un plan factoriel fractionnaire permet de réaliser cette étude avec seulement 16 essais. Il est construit d'après les tables de Taguchi [PIL 92] et présenté dans le Tableau II.13 (les différentes étapes de la conception du plan sont présentées dans l'annexe II.14).

Ce plan permet de quantifier l'influence des quatre facteurs étudiés et de prendre en compte jusqu'à trois interactions (si l'on veut respecter l'orthogonalité du plan, on ne peut aller au delà de trois interactions). Comme il y a six interactions possibles, elles seront alias deux à deux, c'est-à-dire que leurs effets ne pourront pas être dissociés. Les alias sont %OPM*M et W*F, %OPM*W et M*F, et %OPM*F et W*M. Selon les grandeurs modélisées, certaines interactions n'auront pas de sens. Ce sera le cas, par exemple, pour le modèle de la densité sèche initial qui ne pourra pas dépendre de W (la teneur en eau est imposée après la mise en œuvre du matériau), ni de ses interactions avec les autres facteurs. Pour la modélisation des propriétés mécaniques, on retiendra plutôt les interactions contenant W car c'est le paramètre le plus influent (les autres interactions seront supposées négligeables).

Le point central du plan pour le matériau P (code 00P0 : mélange de granulats P contenant 12,5% de fines ($w_{OPM} = 8,1\%$ et $\rho_{d,OPM} = 2,160 \text{ g/cm}^3$) compacté à 98,5% de sa densité à l'OPM et amené à 2,25% en dessous de sa teneur en eau à l'OPM) a été répété quatre fois de façon à apprécier la répétabilité des essais et la qualité de prédiction des modèles élaborés.

Tableau II.13 :
Plan d'expériences factoriel fractionnaire à 16 essais pour l'étude de l'influence des paramètres W, F, M, %OPM.

N	W	F	M	%OPM
1	1	1	1	1
2	1	1	2	2
3	1	2	1	2
4	1	2	2	1
5	2	1	1	2
6	2	1	2	1
7	2	2	1	1
8	2	2	2	2
9	3	1	1	2
10	3	1	2	1
11	3	2	1	1
12	3	2	2	2
13	4	1	1	1
14	4	1	2	2
15	4	2	1	2
16	4	2	2	1

III.2.3. Mesure des paramètres d'état initial (sorties du plan)

Les éprouvettes sont toutes fabriquées par vibrocompression à la teneur en eau à l'OPM, et pour les densités sèches visées de 97% et 100% de celle à l'OPM selon les points du plan. Elles sont ensuite mises à l'étuve à 40°C, les deux extrémités du moule restant ouvertes, jusqu'à ce que la teneur en eau visée soit atteinte. Elles sont alors hermétiquement fermées et

placées pendant trois jours dans une pièce à température contrôlée ($20 \pm 1^\circ\text{C}$) afin qu'elles retrouvent un état hydrique homogène (le séchage se faisant par les extrémités, la répartition de la teneur en eau dans l'éprouvette a quelque peu été perturbée). Enfin, elles sont soumises aux différents essais de caractérisation des paramètres physiques et mécaniques qui vont servir à définir l'état initial des éprouvettes. Les essais réalisés, dans l'ordre chronologique, sont :

- un essai au banc gamma, pour mesurer la densité sèche initiale et vérifier l'homogénéité des éprouvettes,
- un essai TCR pour déterminer leur coefficient d'anisotropie initial et leur raideur initiale,
- un essai au banc gamma, pour mesurer leur densité sèche après l'essai TCR,
- une mesure de leur teneur en eau après l'essai TCR : les éprouvettes étant toutes pesées entre chaque essai, il est alors possible de retrouver, a posteriori, leur teneur en eau réelle à chaque étape et en particulier avant l'essai TCR,
- un essai au banc gamma, pour mesurer leur densité sèche après étuvage (qui doit être la même que celle après l'essai TCR),
- une granulométrie pour déterminer leur teneur en fines réelle en fin d'essai (qui est la même qu'en début d'essai car la production de fines se fait essentiellement pendant la fabrication des éprouvettes, et en particulier lors du malaxage, cf. § III.2.1.1.b).

Tous ces essais sont réalisés pour chaque point du plan d'expériences, c'est-à-dire sur chaque éprouvette. La Figure II.21 schématise la chronologie des essais réalisés sur chaque éprouvette.

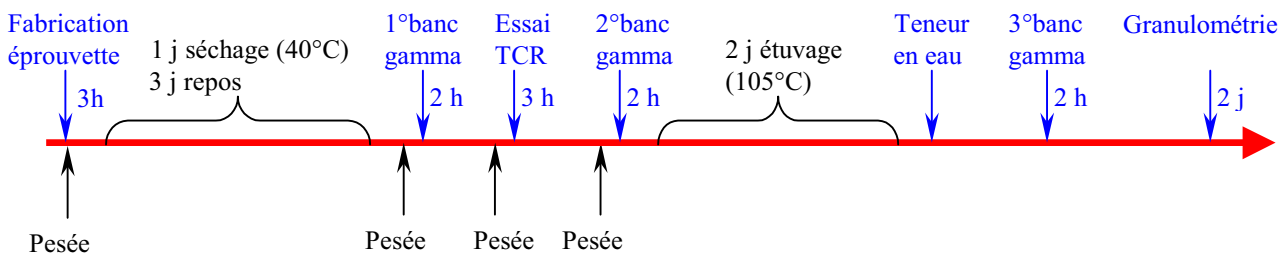


Figure II.21 : Chronologie des essais réalisés sur chaque éprouvette.

Les granulométries réalisées sur les seize éprouvettes du plan d'expériences sont présentées dans l'annexe II.15 (tableaux de valeurs et courbes granulométriques). Les résultats montrent une bonne répétabilité des compositions des différents mélanges.

III.2.3.1. Essai au banc gamma – Détermination de ρ_d^i et de e^i

a) Principe de mesure et méthode de détermination des deux grandeurs

Le banc gamma est un appareil qui permet de mesurer la densité d'une éprouvette connaissant son épaisseur e et son coefficient d'absorption de particules gamma μ' . L'appareil est constitué d'une table à plateau tournant, d'un dispositif d'émission-réception de particules gamma, et d'un ensemble informatique d'acquisition des données (norme **NF P 98-250-5**). Le principe de la mesure est basé sur le comptage des particules gamma absorbées par le matériau. Un faisceau de particules émis par une source radioactive de Césium 137 [**LCP 66**] traverse l'éprouvette, et le récepteur, situé derrière elle, effectue le comptage (noté N) des particules qui ont traversé le matériau. On réalise préalablement un comptage à vide (noté N_0), c'est-à-dire sans éprouvette. Le rapport entre le comptage à vide et le comptage à travers l'éprouvette permet de déterminer le nombre de particules gamma qui ont été absorbées par le matériau, et par conséquent sa masse volumique ρ (en g/cm^3) à partir de la relation :

$$\rho = \frac{1}{\mu' \cdot \phi} \ln \left(\frac{N_0}{N} \right) \quad \text{éq. II.6}$$

où :

- μ' est le coefficient d'absorption de particules gamma (cm^2/g),
- ϕ est l'épaisseur de matériau traversé (en cm),
- N_0 est le nombre de particules gamma émises (-),
- N est le nombre de particules gamma qui ont traversé l'éprouvette (-).

La valeur de μ' est calculée à partir des μ'_i des i constituants du matériau, ici CaCO_3 et H_2O ($\mu'_{\text{CaCO}_3} = 0,0776 \text{ cm}^2/\text{g}$ et $\mu'_{\text{H}_2\text{O}} = 0,0857 \text{ cm}^2/\text{g}$), au prorata de leur masse, selon la relation suivante :

$$\mu' = \sum_i \frac{m_i}{M} \mu'_i \quad \text{éq. II.7}$$

où : m_i et μ'_i sont respectivement la masse et le coefficient d'absorption des particules gamma du constituant i , et M la masse totale du matériau. Pour une éprouvette contenant 5% d'eau, la valeur μ' est égale à $0,07799 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Un système mécanique motorisé permet le déplacement vertical et la rotation du plateau (les vitesses de déplacement et de rotation sont respectivement égales à 0,5 cm/mn et à 1 tr/mn). La densité est donc mesurée sur toute la hauteur de l'éprouvette par une auscultation hélicoïdale. Chaque point de mesure est obtenu par intégration du comptage des particules gamma pendant 1 mn, ce qui fait environ 60 valeurs par éprouvette. On peut ainsi dresser les profils verticaux de densité de chacune d'elles. Ne pouvant réaliser l'essai en une seule fois, la hauteur de l'éprouvette étant supérieure à la course maximale de translation du plateau, on réalise une série de mesures dans la partie basse de l'éprouvette (les ¾ bas), puis, en retournant l'éprouvette, dans sa partie haute (les ¾ haut). Le profil final est obtenu en superposant les deux parties de profil, en moyennant les valeurs doublées dans la partie centrale de l'éprouvette.

La Figure II.22 illustre le principe de la mesure au banc gamma et les types de profils obtenus pour les deux matériaux étudiés.

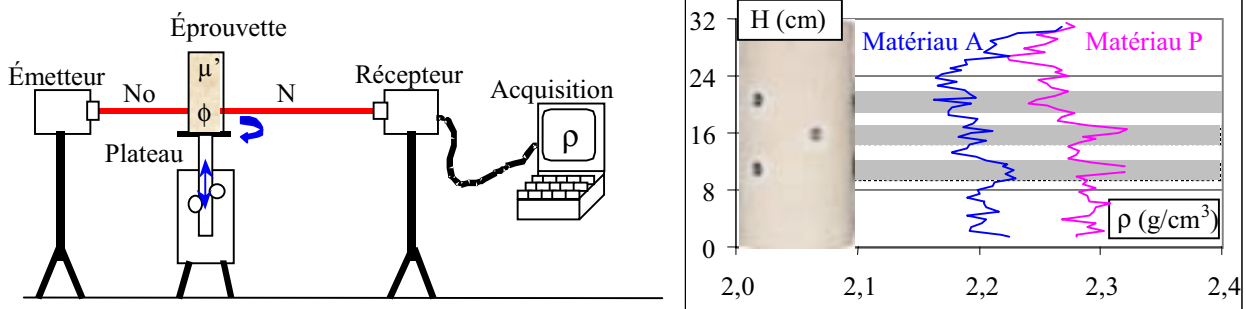


Figure II.22 : Principe de mesure et types de profils pour les deux matériaux étudiés.

La valeur de densité retenue pour le plan d'expériences est la moyenne des mesures situées dans le tiers central de l'éprouvette (partie où les déformations de l'éprouvette sont mesurées au TCR), à l'exception de celles situées dans les zones d'emplacement des implants (métalliques) supports des capteurs du TCR (ces zones sont matérialisées par des bandes grisées). Si le matériau est humide, la densité sèche initiale ρ_d^i est obtenue par la relation :

$$\rho_d^i = \frac{\rho}{1 + w} \quad \text{éq. II.8}$$

où ρ (en g/cm^3) est la masse volumique humide mesurée au banc gamma et w la teneur en eau pondérale de l'éprouvette. On fait ici l'hypothèse que la teneur en eau est homogène dans toute l'éprouvette.

L'indice des vides (inter-granulaire) initial e^i est ensuite calculé par la relation :

$$e^i = \frac{(1 - n_g) \cdot \rho_s - \rho_d^i}{\rho_d^i} \quad \text{éq. II.9}$$

où :

- n_g est la porosité des granulats (%),
- ρ_s est la masse volumique spécifique du matériau (g/cm^3),
- ρ_d^i est la masse volumique sèche initiale de l'éprouvette (en g/cm^3).

b) Répétabilité de la mesure au banc gamma et homogénéité des éprouvettes

L'analyse de la répétabilité de la mesure au banc gamma et de l'homogénéité de densité sèche et d'indice des vides (intergranulaire) des éprouvettes fabriquées par vibrocompression a été menée suivant la même démarche que pour l'analyse de la variabilité spatiale de densité sèche sur chantier (cf. § II.2.3.2). Elle a porté sur trois séries de mesures réalisées sur l'éprouvette 42A2 (forte intensité de vibrocompression) complètement sèche pour éviter d'introduire un biais lié au séchage du matériau pendant les mesures. Les profils verticaux de masse volumique sèche obtenus sont présentés sur la Figure II.23 et les valeurs issues de l'analyse de variance sont reportées dans le Tableau II.14 (les tableaux de valeurs sont présentés dans l'annexe II.16).

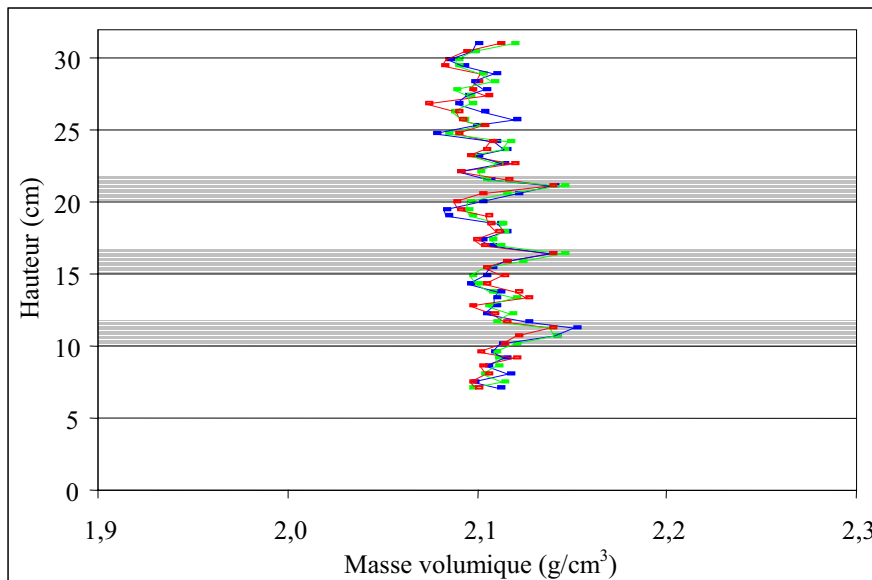


Figure II.23 : Profils verticaux de la masse volumique sèche de l'éprouvette 42A2 - Répétabilité de la mesure au banc gamma.

Tableau II.14 :
Résultats de l'analyse de l'homogénéité en densité et en compacité des éprouvettes fabriquées par vibrocompression.

	Éprouvette 42A2		Éprouvette 42A2
$\rho_{d, \text{ moy.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2,102	$e_{\text{ moy.}} \text{ (\%)}$	6,6
$\text{VAR}_{\text{ tot.}} (\rho_d) \text{ (10}^{-4} \text{ (g/cm}^3\text{)}^2\text{)}$	1,239	$\text{VAR}_{\text{ tot.}} (e) \text{ (10}^{-4}\text{)}$	0,320
$\text{VAR}_{\text{ rép. moyenne}} (\rho_d) \text{ (10}^{-4} \text{ (g/cm}^3\text{)}^2\text{)}$	0,489	$\text{VAR}_{\text{ rép. moyenne}} (e) \text{ (10}^{-4}\text{)}$	0,126
$\text{VAR}_{\text{ int. moyenne}} (\rho_d) \text{ (10}^{-4} \text{ (g/cm}^3\text{)}^2\text{)}$	0,749	$\text{VAR}_{\text{ int. moyenne}} (e) \text{ (10}^{-4}\text{)}$	0,194
$\text{CV}_{\text{ int. moyen}} (\rho_d) \text{ (\%)}$	0,41	$\text{CV}_{\text{ int. moyen}} (e) \text{ (\%)}$	6,62

Ces résultats montrent d'une part la bonne répétabilité de la mesure de densité sèche au banc gamma, et d'autre part que la densité des éprouvettes fabriquées par vibrocompression est, en particulier pour le niveau de vibrocompression le plus élevé, très homogène ($\text{CV}_{\text{ int. moyen}} (\rho_d) = 0,41\%$). On notera dans ce cas, que la variabilité intrinsèque est légèrement plus faible que celle obtenue sur le site, dans la zone F_c ($\text{CV}_{\text{ int. moyen}} (\rho_d) = 0,56\%$).

La variabilité intrinsèque de e est plus élevée que celle de ρ_d (plus de quinze fois plus) mais elle reste encore acceptable ($\text{CV}_{\text{ int. moyen}} (e) < 10\%$). En fait, c'est elle qui est plus appropriée pour caractériser la variabilité de mise en œuvre des granulats, car e (indice des vides inter-granulaire) ne dépend pas de la masse volumique des granulats (contrairement à ρ_d) mais seulement de leur arrangement.

c) Résultats d'essais

Un exemple de détermination de ρ_d^i et de e^i pour (essai 42P1) est présenté sur la Figure II.24 et les valeurs obtenues au banc gamma pour l'ensemble des essais du plan d'expériences sont reportées dans le Tableau II.15.

ρ_s (g/cm ³) =	2,69	2,69
n_g (%) =	11,4	11,4
w (%) =	5,07	4,83
N_0 =	4163	4169
μ' (cm ² /g) =	0,07799	0,07797
ϕ (cm) =	16	16

	(3/4 bas)			(3/4 haut)			Moyenne
	N	ρ_h^i (g/cm ³)	ρ_d^i (g/cm ³)	N	ρ_h^i (g/cm ³)	ρ_d^i (g/cm ³)	
Partie centrale (hors implants)	247,169	2,263	2,154	245,017	2,272	2,167	2,160
	248,571	2,259	2,150	249,689	2,257	2,153	2,151
	253,644	2,242	2,134	248,821	2,259	2,155	2,145
	246,652	2,265	2,155	244,399	2,274	2,169	2,162
	246,685	2,265	2,155	248,404	2,261	2,157	2,156
	249,889	2,254	2,145	253,010	2,246	2,143	2,144
	252,960	2,244	2,136	243,648	2,276	2,171	2,154
	243,799	2,274	2,164	247,052	2,265	2,161	2,163
	ρ_d^i moyenne (g/cm³) = 2,154						
e^i (%) = 10,6							

Figure II.24 : Exemple de détermination de ρ_d^i et de e^i (essai 42P1).

Tableau II.15 :
Résultats d'essais du plan d'expériences obtenus au banc gamma.

N°	code (W,F,M,%OPM)	ρ_d^i (g/cm ³)	e^i (%)
0	00P0	2,137	11,5
0	00P0	2,122	12,3
0	00P0	2,149	10,9
0	00P0	2,144	11,2
1	11A1	2,042	9,7
2	11P2	2,146	11,1
3	12A2	2,081	7,7
4	12P1	2,145	11,1
5	21A2	2,072	8,1
6	21P1	2,111	12,9
7	22A1	2,044	9,6
8	22P2	2,170	9,8
9	31A2	2,061	8,8
10	31P1	2,127	12,1
11	32A1	2,033	10,2
12	32P2	2,153	10,7
13	41A1	2,024	10,8
14	41P2	2,149	10,9
15	42A2	2,103	6,6
16	42P1	2,154	10,6

Les éprouvettes de matériau P ont à la fois des densités et des indices des vides plus élevés que les éprouvettes de matériau A. Ce résultat surprenant s'explique par la morphologie des granulats. En effet, les granulats P, sont plus denses (car moins poreux) et plus anguleux que les granulats A. Leur arrangement se fait plus difficilement (les temps de vibrocompression sont plus longs et donc l'énergie de mise en œuvre est plus élevée). Les éprouvettes de la GNT P comportent alors davantage de vides.

Dans la Figure II.25, les valeurs de e^i (calculées à partir des valeurs de ρ_d^i mesurées au banc gamma) sont reportées en fonction des valeurs de ρ_d^i . Les deux droites découlent évidemment de l'équation éq. II.9 qui permet de déduire e^i de ρ_d^i .

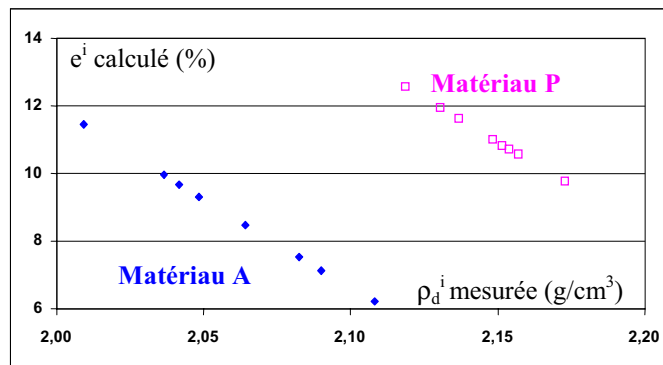


Figure II.25 : Valeurs de e^i en fonction de celles de ρ_d^i pour les deux matériaux étudiés – Mise en évidence de l'influence de l'angularité des granulats.

d) Variabilité de mise en œuvre des éprouvettes (répétabilité de la vibrocompression)

La répétition du point central permet de mesurer la variabilité de la densité sèche initiale et de l'indice des vides initial entre éprouvettes "identiques". Les résultats sont reportés dans le Tableau II.16.

Tableau II.16 :

Résultats de l'analyse de variabilité de densité sèche initiale et d'indice des vides initial entre éprouvettes "identiques".

	Point central		Point central
$\rho_{d, \text{ moy.}}^i$ (g/cm ³)	2,138	$e_{\text{ moy.}}^i$ (%)	11,5
VAR (ρ_d^i) (10 ⁻⁴ (g/cm ³) ²)	1,364	VAR (e^i) (10 ⁻⁴)	0,373
CV (ρ_d^i) (%)	0,55	CV (e^i) (%)	5,32

Ils indiquent une bonne répétabilité de la vibrocompression (CV (ρ_d^i) < 1% et CV (e^i) voisin de 5%). Cela est d'autant plus vrai que la mesure au banc gamma est fiable (cf. § III.2.3.1.b).

III.2.3.2. Essai TCR – Détermination de α^i et de E_1^i

Les essais TCR réalisés ici ont été spécialement conçus pour déterminer les propriétés mécaniques initiales des matériaux : ils ne respectent pas les prescriptions de la norme **NF P 98-235-1**. Chaque essai comprend deux séries de chargement qui servent à déterminer le coefficient d'anisotropie α^i et le module (sécant) élastique vertical initial E_1^i de chaque éprouvette. Ce sont, dans l'ordre chronologique d'application :

- 50 cycles isotropes à 100 kPa pour la détermination de α^i ,
- 80 cycles à $q/p = 2$ avec $q = 600$ kPa pour la détermination de E_1^i .

Les chemins de contraintes utilisés pour la détermination de ces paramètres sont présentés sur la Figure II.26. Les contraintes du chargement à $q/p = 2$ correspondent aux contraintes maximales pouvant être atteintes dans une assise de chaussée en GNT.

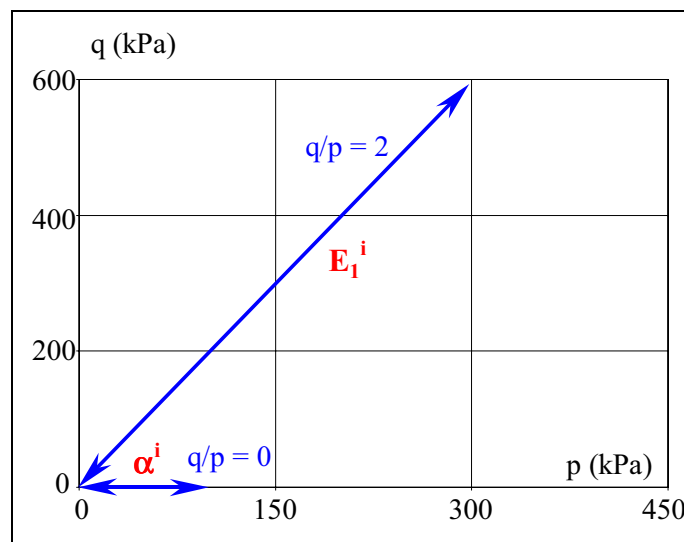


Figure II.26 : Chemins de contraintes utilisés pour la détermination de α^i et de E_1^i .

a) Détermination de α^i

Le coefficient d'anisotropie initial des éprouvettes est défini par $\alpha^i = \varepsilon_3^r / \varepsilon_1^r$, où ε_1^r et ε_3^r sont respectivement les déformations réversibles axiale et radiale de l'éprouvette mesurées à la fin du chargement isotrope (100 kPa). La valeur de α^i retenue lors de l'analyse des résultats du plan d'expériences est la moyenne des valeurs obtenues sur les cinq derniers cycles enregistrés (comme le dispositif d'acquisition utilisé ne permet d'enregistrer, au mieux, qu'un cycle sur deux, cela concerne les cycles 42, 44, 46, 48, 50).

La Figure II.27 illustre, pour toutes les éprouvettes du plan, l'évolution de la valeur moyenne de α^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul. Elle montre une assez bonne stabilité de la valeur moyenne de α^i et justifie l'utilisation de seulement cinq cycles pour son calcul.

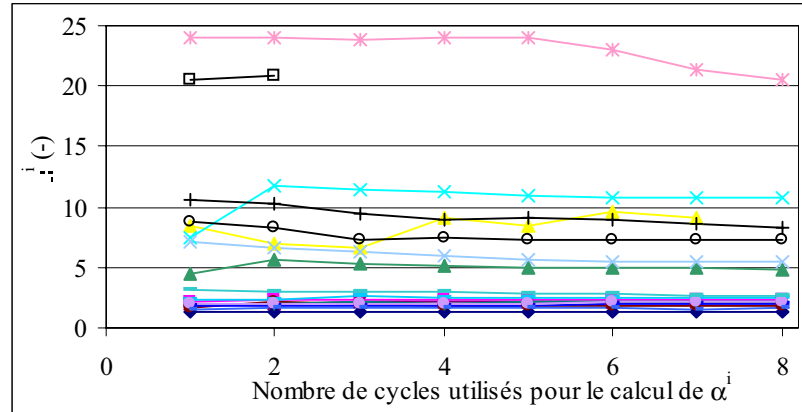


Figure II.27 : Évolution de la valeur moyenne de α^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul.

b) Détermination de E_1^i

Le module élastique vertical initial est calculé par la relation :

$$E_1^i = (\sigma_{1\max} - 2 \cdot v_{13} \cdot \sigma_{3\max}) / \epsilon_1^r \quad \text{éq. II.10}$$

où ϵ_1^r est la déformation axiale réversible mesurée, v_{13} est le coefficient de Poisson entre les directions verticale et horizontale, arbitrairement fixé à 0,4 et $\sigma_{1\max}$ et $\sigma_{3\max}$ respectivement les contraintes maximales verticale et radiale appliquées (qui sont aussi les contraintes réversibles car les valeurs de $\sigma_{1\min}$ et $\sigma_{3\min}$ sont égales à 0).

Comme le chargement utilisé pour le calcul de E_1^i est très déviatorique ($q_{\max} = 600$ kPa et $p_{\max} = 300$ kPa, ce qui fait $\sigma_{1\max} = 700$ kPa et $\sigma_{3\max} = 100$ kPa), la valeur de v_{13} n'a pas une influence importante sur celle de E_1^i . L'incertitude sur la valeur de E_1^i liée à celle sur la valeur de v_{13} est donnée par la relation :

$$\frac{\Delta E_1^i}{E_1^i} = \left| \frac{2\sigma_{3\max}}{\sigma_{1\max} - 2\sigma_{3\max}} \right| \frac{\Delta v_{13}}{v_{13}} \quad \text{éq. II.11}$$

Pour $v_{13} = 0,25$ variant entre 0,1 et 0,4 (variation relative de $\pm 60\%$), l'erreur relative commise sur la valeur de E_1^i est de $\pm 4,6\%$.

L'adaptation du modèle de Boyce [BOY 80], qui caractérise le comportement élastique non linéaire des GNT aux matériaux orthotropes [COU 98], permet, en pondérant la contrainte verticale σ_1 (paramètre ξ), de déterminer les modules élastiques (E_1 et E_3) et les coefficients de Poisson (ν_{13} et ν_{23}). La procédure expérimentale de détermination des paramètres du modèle (K_a , G_a , n , et ξ) nécessite la réalisation d'un essai TCR de 20 000 cycles (pour stabiliser les déformations permanentes et rendre le matériau purement élastique par rapport aux chargements à venir) et 22 chargements de 100 cycles. Ce protocole expérimental est celui défini dans la norme NF P 98-235-1 pour la caractérisation des GNT au TCR.

Les valeurs de ν_{13} que nous avons obtenues pour les matériaux A et P lors du classement des cinq GNT sont respectivement égales à 0,11 et 0,17 (pour le chemin de contrainte $q_{\max} = 600$ kPa et $p_{\max} = 300$ kPa). Ces valeurs ont été obtenues pour des éprouvettes compactées à 97% de la densité à l'OPM, de teneur en eau $w-w_{OPM} = -2\%$.

Les conditions de densité et de teneur en eau des seize éprouvettes du plan d'expériences sont variables et doivent certainement conditionner les valeurs de ν_{13} . Son influence sur E_1^i étant relativement faible, nous n'avons pas voulu alourdir les essais du plan pour tenter de déterminer les valeurs exactes de ν_{13} . Nous avons donc choisi de prendre ν_{13} constant et égal à 0,4 (en dimensionnement de chaussées on prend habituellement 0,35).

Un exemple de détermination de E_1^i et α^i (éprouvette 11P2) est illustré sur la Figure II.28.

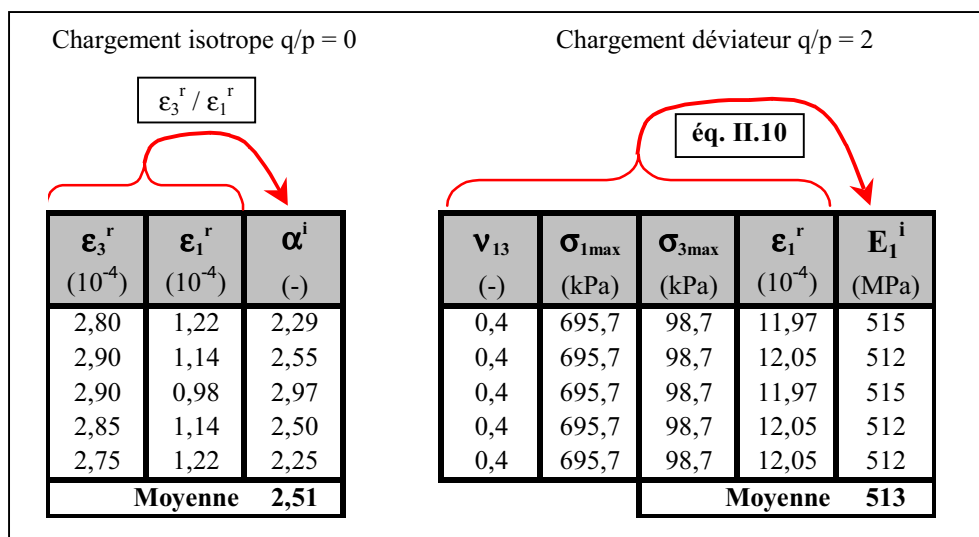


Figure II.28 : Exemple de détermination de E_1^i et α^i (éprouvette 11P2).

La Figure II.29 illustre, pour toutes les éprouvettes du plan, l'évolution de la valeur moyenne de E_1^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul. Elle montre une bonne stabilité de la valeur moyenne de E_1^i et justifie l'utilisation de seulement cinq cycles pour son calcul.

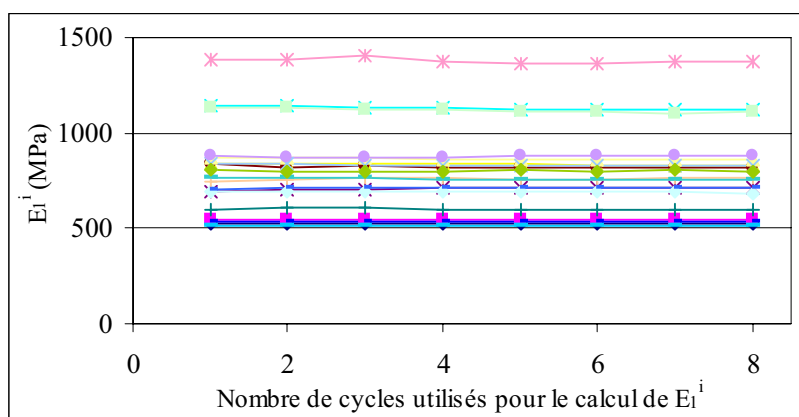


Figure II.29 : Évolution de la valeur moyenne de E_1^i en fonction du nombre de cycles utilisés pour son calcul.

c) Résultats d'essais

Les résultats d'essais TCR du plan d'expériences sont présentés dans le Tableau II.17. Les valeurs du module E_1^i sont élevés (elles sont comprises entre 500 MPa et 1 300 MPa) et celles du coefficient α^i sont comprises entre 1,6 et 23,9 (lorsque les éprouvettes sont "sèches", les déformations mesurées sont faibles, les résultats sont alors moins précis et moins fiables). On peut noter que dans tous les cas, on obtient une rigidité plus élevée dans le sens vertical ($\alpha^i > 1$) ce qui est logique compte tenu du mode de compactage des éprouvettes (vibration horizontale avec application d'une force verticale).

Tableau II.17 :
Résultats des essais TCR du plan d'expériences.

N	code (W,F,M,%OPM)	α^i (-)	E_1^i (MPa)
0	00P0	1,6	708
0	00P0	2,8	758
0	00P0	-	803
0	00P0	4,0	902
1	11A1	2,8	525
2	11P2	2,5	513
3	12A2	2,3	550
4	12P1	7,1	688
5	21A2	1,9	536
6	21P1	9,0	760
7	22A1	2,1	602
8	22P2	2,0	875
9	31A2	2,1	708
10	31P1	5,5	833
11	32A1	1,7	819
12	32P2	4,9	864
13	41A1	7,0	836
14	41P2	20,8	1112
15	42A2	10,4	1122
16	42P1	23,9	1363

Les trois dernières valeurs de α^i sont très élevées. Ceci est dû aux très faibles valeurs de la déformation réversible verticale qui sont peu fiables (limite de précision des capteurs de déformation).

d) Variabilité de l'état initial

La répétition à quatre reprises du point central permet de mesurer la répétabilité de la mise en œuvre des éprouvettes, caractérisée par la variabilité du coefficient d'anisotropie initial et du module élastique vertical initial entre éprouvettes "identiques". Les résultats sont reportés dans le Tableau II.18.

Tableau II.18 :
Résultats de l'analyse de variabilité de E_1^i et α^i entre éprouvettes "identiques".

	Point central (sur 3 valeurs)		Point central
$\alpha_{\text{mov.}}^i$ (-)	2,8	$E_{1 \text{ mov.}}^i$ (MPa)	793
VAR (α^i) (-)	1,4	VAR (E_1^i) (MPa ²)	6773
CV (α^i) (%)	42,3	CV (E_1^i) (%)	10,4

La forte variabilité de α^i provient de l'imprécision élevée attachée à la détermination des déformations réversibles sous le chargement isotrope. Le coefficient de variation de E_1^i est plus faible (il est voisin de 10%) mais cela est certainement en partie dû à l'intensité élevée du chargement utilisé pour la mesure, qui efface probablement les effets de la variabilité induite par la vibrocompression et tend à homogénéiser les éprouvettes.

III.3. Résultats et modélisation

L'ensemble des résultats d'essais étant reporté dans l'annexe II.17, nous ne présenterons ici que les résultats de l'analyse en composantes principales et les modèles expérimentaux des propriétés physiques et mécaniques. Ces derniers ont été établis à l'aide du logiciel Minitab, et prennent en compte uniquement les paramètres qui sont estimés significatifs (test de Student) au risque de 5%.

III.3.1. Analyse en composantes principales

La matrice des coefficients de corrélation des données du plan d'expériences (entrées et sorties) est présentée dans le Tableau II.19.

Tableau II.19 :

Matrice des coefficients de corrélation des données du plan d'expériences (entrées et sorties).

	W	F	%OPM	M	α^i	ρ_d^i	e^i
F	-0,04						
%OPM	0,05	-0,05					
M	0,05	-0,06	0,00				
α^i	0,61	0,07	-0,10	0,44			
ρ_d^i	0,07	0,15	0,33	0,90	0,45		
e^i	-0,01	-0,37	-0,53	0,70	0,23	0,32	
E_1^i	0,83	0,30	-0,04	0,35	0,85	0,42	0,07

Ces résultats mettent évidence que :

- Les propriétés mécaniques sont fortement corrélées à la teneur en eau des éprouvettes : le coefficient de corrélation est égal à 0,6 et 0,8 respectivement pour α^i et E_1^i . L'anisotropie initiale et la raideur verticale initiale diminuent quand W diminue, c'est-à-dire quand la teneur en eau augmente (cf. Tableau II.12).
- La teneur en fines est moyennement corrélée à e^i et E_1^i , et faiblement corrélée à ρ_d^i . L'augmentation de teneur en fines entraîne une élévation de densité et une diminution de l'indice des vides inter-granulaire, ce qui est tout à fait logique. Cependant, elle entraîne une augmentation de raideur de l'éprouvette et cela est contraire à ce qu'avait constaté Barksdale [BAR 72].
- L'intensité du compactage est corrélée aux paramètres physiques (là encore il est logique que la compacité des éprouvettes augmente lorsque l'intensité de la vibrocompression est plus élevée), mais pas à la raideur. Pourtant, sur chantier, on a constaté que le module de portance EV2 dépendait de l'intensité du compactage. Il semblerait que le chargement utilisé pour la détermination de E_1^i soit trop agressif et efface les effets de la vibrocompression. Nous reviendrons plus loin sur ce point.
- Le paramètre M est fortement corrélé à la densité et à la compacité des éprouvettes. Le sens positif des corrélations indique que les éprouvettes de matériau P ont à la fois des densités et des indices des vides plus élevés que les éprouvettes de matériau A. Ces résultats surprenants s'expliquent par la morphologie des granulats. En effet, les granulats P sont plus denses (car moins poreux) et plus anguleux que les granulats A. Les éprouvettes de la GNT P comportent alors davantage de vides car l'arrangement des granulats P se fait plus difficilement, nécessitant des temps de vibrocompression plus longs (en moyenne 16,5 s pour le matériau P et 15 s pour le matériau A lors du niveau faible de vibrocompression et 33,8 s pour le matériau P et 20,5 s pour le matériau A lors du niveau élevé de vibrocompression), donc une énergie de mise en œuvre plus élevée.

M est aussi corrélé à α^i et E_1^i , mais de façon moins importante. Les éprouvettes de matériau P ont des raideurs verticales et des coefficients d'anisotropie plus élevés. C'est sans doute à cause de l'énergie de fabrication des éprouvettes plus élevée pour le matériau P.

- On remarque enfin que les éprouvettes les plus raides sont les plus anisotropes (coefficient de corrélation de 0,85 entre E_1^i et α^i) et ceci aussi bien pour le matériau A que pour le matériau P (cette corrélation ne provient pas uniquement de l'effet de M). La corrélation est illustrée sur la Figure II.30.

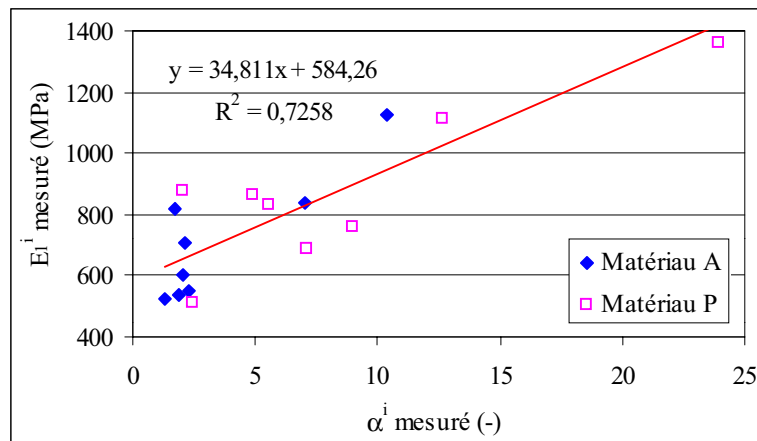


Figure II.30 : Corrélation entre les valeurs mesurées de E_1^i et α^i .

Une analyse en composantes principales a été réalisée sur l'ensemble des paramètres du plan. Les résultats sont représentés sur le cercle des corrélations de la Figure II.31 dans le repère formé par les deux premiers axes principaux F1 et F2 (ils expliquent 61% de la variance totale).

On remarque que l'axe porté par la teneur en eau et les propriétés mécaniques est quasiment perpendiculaire à celui porté par l'intensité de compactage et les propriétés physiques. Cela traduit une quasi indépendance des mécanismes de rigidification et de densification des GNT. La raideur verticale initiale et la compacité initiale des éprouvettes portent sûrement des informations complémentaires qui serviront à la caractérisation de l'état initial du matériau.

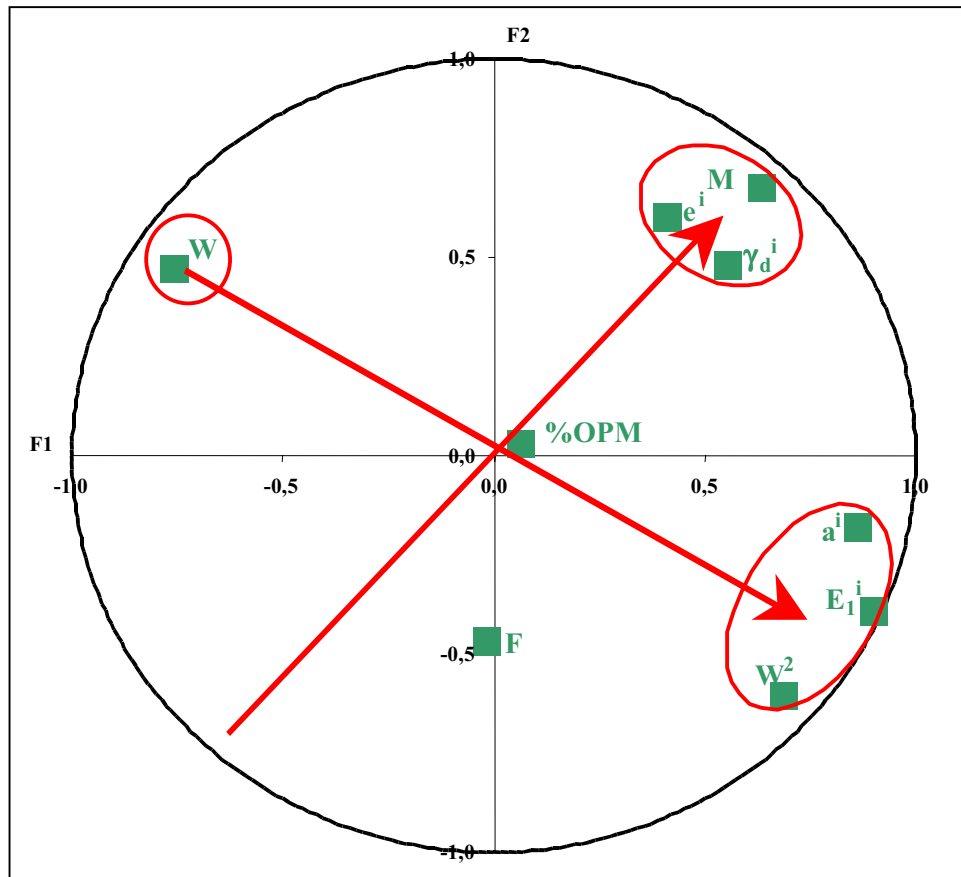


Figure II.31 : Résultats de l'analyse en composantes principales.

III.3.2. Modélisation des paramètres d'état initial

III.3.2.1. Stratégie d'élaboration d'un modèle et méthode d'interprétation

A partir de l'ensemble des valeurs (normées) des différents paramètres d'entrée du plan d'expériences, on détermine (régression multilinéaire), pour chaque grandeur que l'on souhaite modéliser, les coefficients (ici 16) du modèle postulé a priori lors de la construction du plan. Les valeurs de ces coefficients indiquent les influences relatives des paramètres et interactions auxquels ils sont affectés (cela permet notamment de les classer selon leur niveau d'influence). Le modèle construit représente, certes, parfaitement les résultats expérimentaux, mais est trop complexe. On supprime alors les "actions" (paramètres et interactions) qui ne sont pas estimées significatives (test de Student) au risque de 5%, ou celles qui sont négligeables par rapport aux autres : c'est la phase d'optimisation du modèle. Dans certains cas, il peut arriver qu'il faille choisir entre deux actions, c'est-à-dire que les deux ne peuvent pas coexister dans le modèle (l'une ou/et l'autre n'apparaît(ssent) pas significative(s)) mais que le maintien de l'une ou l'autre conduit à des modèles de bonne qualité (mêmes taux de variance expliquée et mêmes réponses des autres actions au test de signification). Le choix

final du modèle retenu (il peut y en avoir plusieurs possibles) est guidé par la physique du phénomène que l'on veut modéliser et par un compromis entre la qualité du modèle (il ne doit pas être plus précis que les mesures) et sa complexité (nombre de paramètres retenus).

Un ensemble de modèles possibles pour la modélisation de E_1^i en fonction des paramètres d'entrée du plan d'expériences est présenté dans le Tableau II.20.

Tableau II.20 :
Modèles possibles pour la modélisation de E_1^i en fonction des paramètres d'entrée du plan d'expériences.

Modèle	Taux de variance expliquée
$E_1^i = 488 + 237 W + 107 F + 74 M$	91,4%
$E_1^i = 519 + 147 W^3 + 85 F + 93 M$	91,3%
$E_1^i = 449 + 175 W + 97 W^2 + 102 F + 80 M$	95,2%
$E_1^i = 491 + 124 W + 83W^3 + 99 F + 86$	95,6%

Les quatre modèles expliquent plus de 90% de la variance totale des résultats d'essais du plan d'expériences. Nous retiendrons le troisième modèle (cellules grisées) pour les raisons suivantes :

- il traduit la non linéarité, observée sur des essais TCR [HOR 98], de l'influence de la teneur en eau sur la raideur des GNT,
- il explique plus de 95% de la variance totale des résultats d'essais du plan d'expériences,
- il n'est pas nécessaire d'être plus précis compte tenu de la répétabilité de fabrication des éprouvettes (cf. § II.2.3.2.d) : la valeur moyenne de E_1^i pour le point central (répété quatre fois) est de 793 MPa avec un écart type de 82 MPa, et le modèle prédit 820 MPa avec un écart type de 62 MPa.

III.3.2.2. Modélisation des paramètres physiques

a) Modèle de ρ_d^i

Le modèle établi pour ρ_d^i est le suivant :

$$\rho_d^i \text{ (g/cm}^3\text{)} = 2,072 + 0,044 M + 0,016 \%OPM + 0,015 F \quad \text{éq. II.12}$$

Il met en évidence l'influence prépondérante du matériau, qui est environ 2,5 fois plus importante que les influences de l'intensité de compactage et de la teneur en fines. On retrouve ce qui a été dit lors de l'analyse des corrélations : la densité augmente lorsque la teneur en fines et l'intensité de compactage augmentent, et les valeurs obtenues sont plus élevées pour le matériau P que pour le matériau A. Contrairement à ce qui a été constaté sur le chantier, l'augmentation de l'intensité de la vibrocompression ne réduit pas significativement la dispersion des valeurs de densité mesurées (les modes de compactage sont différents). Ceci est illustré sur la Figure II.32, sur laquelle sont reportées les valeurs de masse volumique sèche obtenues pour les différentes éprouvettes du plan d'expériences en fonction de l'intensité de vibrocompression (paramètre %OPM).

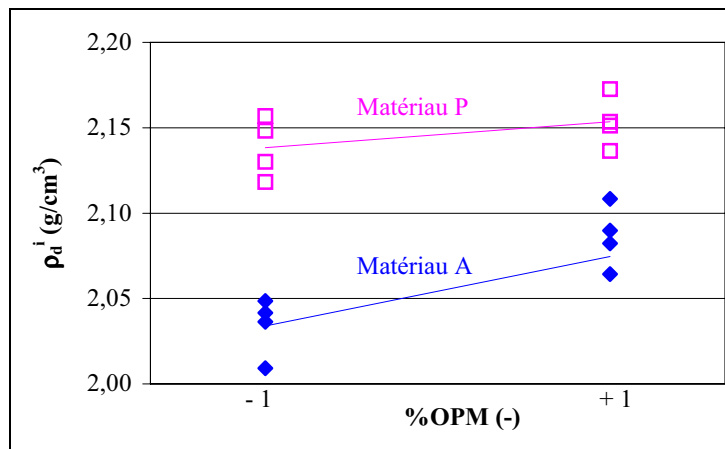
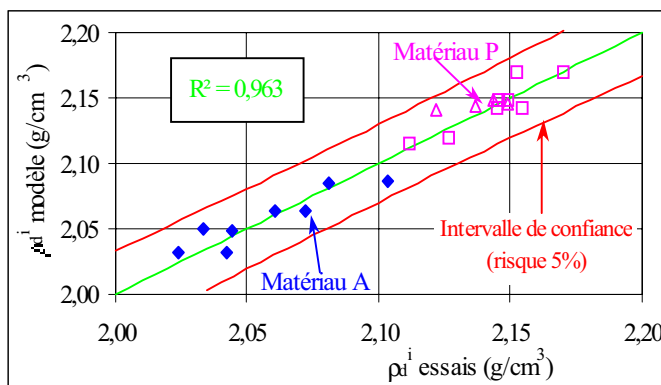


Figure II.32 : Dispersion des valeurs de densité mesurées en fonction de l'intensité de la vibrocompression.

Le modèle explique 96,3% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $1,1 \cdot 10^{-4}$ $(\text{g/cm}^3)^2$, soit presque la variance de répétabilité (égale à $1,4 \cdot 10^{-4}$ $(\text{g/cm}^3)^2$). La moyenne des quatre valeurs expérimentales du point central est égale à $2,138 \text{ g/cm}^3$ et celle des quatre prédictions du modèle est égale à $2,145 \text{ g/cm}^3$. La comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure II.33 (les triangles représentent les essais du point central).



$\text{VAR}_{\text{tot.}} ((\text{g/cm}^3)^2)$	$2,5 \cdot 10^{-3}$
$\text{VAR}_{\text{rés.}} ((\text{g/cm}^3)^2)$	$1,1 \cdot 10^{-4}$
$\text{VAR}_{\text{rép.}} ((\text{g/cm}^3)^2)$	$1,4 \cdot 10^{-4}$
$\text{VAR}_{\text{rés.}} / \text{VAR}_{\text{tot.}} (\%)$	4,6
$\text{VAR}_{\text{rés.}} / \text{VAR}_{\text{rép.}} (-)$	0,8

Figure II.33 : Comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et celles prédites par le modèle.

b) Modèle de e^i

Le modèle établi pour e^i est le suivant :

$$e^i (\%) = 11,6 + 1,1 M - 0,9 \%OPM - 0,8 F \quad \text{éq. II.13}$$

Les influences du matériau, de l'intensité de vibrocompression et de la teneur en fines sont du même ordre de grandeur.

Le modèle explique 90,5% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $3,2 \cdot 10^{-5}$, soit presque la variance de répétabilité ($3,7 \cdot 10^{-5}$). La moyenne des quatre valeurs expérimentales du point central est égale à 11,5% et celle des quatre prédictions du modèle est égale à 11,1%. La comparaison entre les valeurs de e^i mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure II.34 (les triangles représentent les essais du point central).

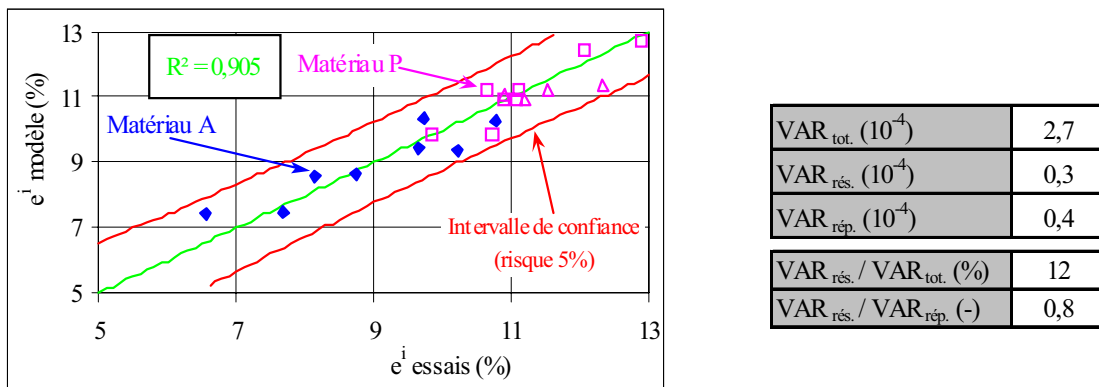


Figure II.34 : Comparaison entre les valeurs de e^i mesurées et celles prédites par le modèle.

Les modèles obtenus pour ρ_d^i et e^i à partir des résultats d'essais au banc gamma représentent bien les valeurs mesurées ($R^2 > 0,9$), et la précision de leurs prédictions est du même ordre de grandeur que la répétabilité des essais (variance résiduelle \approx variance répétabilité).

c) Interprétation du sens physique de M

Le paramètre M sert à différencier les deux matériaux utilisés (A et P). Dans le modèle de e^i , la seule signification qu'il peut avoir est la morphologie des granulats, et en particulier leur angularité. En effet, plus ils sont anguleux, plus ils sont difficiles à mettre en œuvre, et plus leur arrangement contient de vides (pour des GNT de même granulométrie).

Par contre, dans le modèle de ρ_d^i , M traduit à la fois l'influence de l'angularité des granulats et celle de leur masse volumique. Ces deux effets agissent ici en sens inverse car les granulats les plus denses (matériau P) sont aussi les plus anguleux : l'angularité des granulats tend à réduire la densité des éprouvettes, et leur masse volumique tend au contraire à l'augmenter).

Connaissant l'influence de l'angularité des granulats sur e^i nous pouvons en déduire son influence sur ρ_d^i . Nous avons procédé de la façon suivante :

1. On compare le poids de l'influence de M (angularité) sur e^i par rapport au poids de l'influence de F sur e^i : l'influence de l'angularité des granulats est 1,33 fois plus forte que celle de la teneur en fines et agit en sens contraire.
2. On calcule ensuite, avec la même proportion, l'influence de l'angularité des granulats (que l'on caractérise par le paramètre normé A_g) dans le modèle de ρ_d^i . On obtient -0,021 (= -1,33 * 0,015).
3. On en déduit alors l'influence de la seule masse volumique des granulats (que l'on caractérise par le paramètre normé Γ_g) sur ρ_d^i : c'est la différence entre l'influence de M et celle de A_g . On obtient 0,065 (= 0,044 - (-0,021)).
4. On écrit enfin le nouveau modèle de ρ_d^i en fonction de Γ_g et A_g sous la forme :

$$\rho_d^i = 2,072 + \underbrace{0,065 \Gamma_g - 0,021 A_g}_{\boxed{0,044 M}} + 0,017 \%OPM + 0,015 F \quad \text{éq. II.14}$$

On remarquera que le coefficient de Γ_g est très proche du rapport $\frac{\rho_g(P) - \rho_g(A)}{+1 - (-1)} = \frac{2,38 - 2,24}{2} = 0,07$ (rapport qui exprime la variation de la masse volumique entre les granulats A et P dans le repère normé). Cela signifie que l'écart de densité entre les éprouvettes A et P est proportionnel à l'écart entre les masse volumique de leurs granulats, toutes choses par ailleurs étant confondues (confirme que le paramètre Γ_g caractérise l'influence de la masse volumique des granulats) (*).

(*) La coïncidence presque parfaite entre les deux coefficients 0,065 et 0,07 est sans doute heureuse. La confiance que nous avons dans l'emploi des plans d'expériences ne va pas jusqu'à l'assurance d'une telle précision.

III.3.2.3. Modélisation des propriétés mécaniques

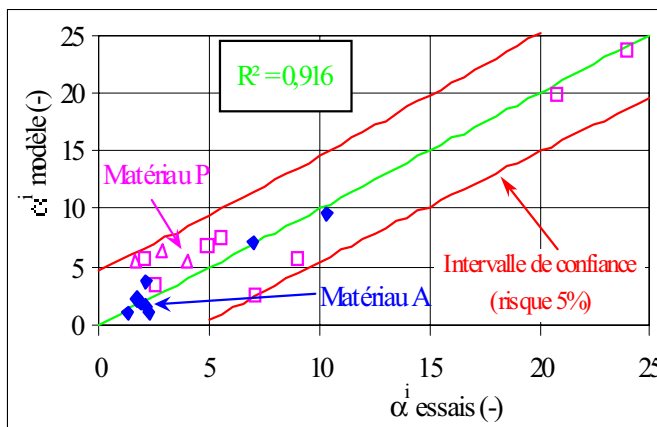
a) Modèle de $\alpha^i = \varepsilon_3^r / \varepsilon_1^r$

Le modèle établi pour α^i est le suivant :

$$\alpha^i = 3,5 + 3,8 W^3 + 1,7 M + 1,7 M*W^3 \quad \text{éq. II.15}$$

Le modèle met en évidence l'influence prépondérante et non linéaire de la teneur en eau et celle du matériau sur le coefficient d'anisotropie des éprouvettes. L'interaction $M*W^3$ montre que l'influence de la teneur en eau dépend du matériau. Elle est de 5,3 pour le matériau P ($M = +1$), contre 2,1 pour le matériau A. Cependant, α^i ne dépend pas significativement de la teneur en fines du matériau.

Le modèle explique 91,6% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à 4,9, soit plus de trois fois la variance de répétabilité (1,4 calculée uniquement sur trois valeurs, la quatrième n'ayant pu être obtenue suite à un problème d'acquisition). La moyenne des quatre valeurs expérimentales du point central est égale à 2,8 et celle des quatre prédictions est égale à 5,9. La comparaison entre les valeurs mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure II.35 (les triangles représentent les essais du point central). La qualité des prédictions pour α^i semble toutefois moins bonne que pour les autres paramètres, compte tenu de la dispersion des valeurs de α^i mesurées.



VAR _{tot.} (-)	46,5
VAR _{rés.} (-)	4,9
VAR _{rép.} (-)	1,4
VAR _{rés.} / VAR _{tot.} (%)	10,5
VAR _{rés.} / VAR _{rép.} (-)	3,5

Figure II.35 : Comparaison entre les valeurs de α^i mesurées et celles prédites par le modèle.

b) Modèle de E_1^i

Le modèle établi pour E_1^i est le suivant :

$$E_1^i \text{ (MPa)} = 448,7 + 174,5 W + 96,5 W^2 + 102,2 F + 79,5 M \quad \text{éq. II.16}$$

Il met en évidence, là encore, l'influence prépondérante et non linéaire de la teneur en eau. L'eau a un rôle "lubrificateur" qui facilite le déplacement des particules entre elles : plus il y a d'eau (W diminue), plus grande est la mobilité des granulats, d'où des déformations réversibles de l'éprouvette plus importantes, et donc des modules d'élasticité plus petits.

La teneur en fines et la nature du matériau influent aussi, de façon significative, sur le module d'élasticité. Les éprouvettes de matériau P ($M = +1$) ont des modules plus élevés que les éprouvettes de matériau A. L'effet du paramètre M peut être ici relié à l'angularité des granulats. Deux causes peuvent être avancées pour justifier l'influence de l'angularité des granulats :

- elle rend plus difficiles certains déplacements inter-granulaires (blocage de la structure granulaire),
- la fabrication des éprouvettes de matériau P ayant nécessité une énergie de vibrocompression plus importante, la rigidité conférée au matériau est plus élevée.

Enfin, la raideur des éprouvettes augmente avec la teneur en fines, ce qui peut s'expliquer par le fait que les fines augmentent la compacité du matériau (elles remplissent les vides) et sa cohésion due à la succion qui se développe dans un matériau fin non saturé (ces fines sont constituées à plus de 90% de CaCO_3 et ne contiennent pas d'argile).

Le modèle explique 95,2% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $3\,810 \text{ MPa}^2$, soit quasiment deux fois moins que la variance de répétabilité calculée à partir des quatre essais répétés du point central ($6\,773 \text{ MPa}^2$). La moyenne des quatre valeurs expérimentales du point central est égale à 793 MPa et celle des quatre prédictions est égale à 820 MPa . La comparaison entre les valeurs mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure II.36 (les triangles représentent les essais du point central).

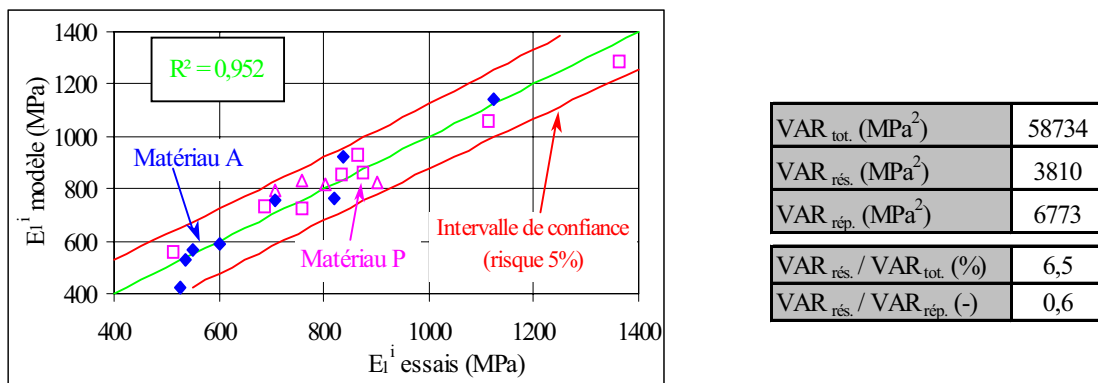


Figure II.36 : Prédications du modèle et comparaison avec les valeurs expérimentales.

Les modèles de α^i et E_1^i décrivent bien les résultats d'essais du plan d'expériences (ils expliquent plus de 90% de la variance totale), mais le modèle de α^i ne prédit pas avec suffisamment de précision les valeurs du point central (il les surestime fortement). Par contre le modèle de E_1^i prédit correctement les valeurs du point central. La variance résiduelle est plus faible que la variance de répétabilité, ce qui signifie que le modèle est plus précis que l'essai n'est répétable. C'est sans doute à cause de la répétabilité de l'essai qui est moins bonne lorsque le matériau est "sec" (forte non linéarité de l'influence de l'eau sur E_1^i).

On peut remarquer que ces deux modèles ne dépendent pas de l'intensité du compactage (paramètre %OPM). Une des raisons possibles est que le chargement utilisé pour leur mesure soit plus agressif que ne l'a été la vibrocompression, dont les effets seraient par conséquent effacés. L'autre explication possible est que les écarts de densité entre les deux niveaux de compactage sont faibles (visant 97% et 100% de la densité sèche à l'OPM). Ces écarts sont toutefois bien représentatifs des écarts de densité observés in situ. Avec un écart plus grand entre les niveaux de compactage (par exemple visant 90% et 100% de la densité sèche à l'OPM) ont aurait certainement obtenu un effet plus significatif du l'intensité de compactage.

III.3.3. Pertinence et validité des modèles

Les modèles établis décrivent bien les résultats d'essais du plan mais il faut rester prudent quant à leur utilisation. En effet, ils sont valables uniquement dans le domaine pour lequel ils ont été établis. Ils ne sont pas réellement "physiques" (modèles multilinéaires), mais ont l'avantage d'être précis et fiable à l'intérieur de ce domaine. C'est pourquoi il ne faut pas utiliser d'extrapolation sans précaution. Une illustration des risques d'extrapolation est présentée sur la Figure II.37, pour le modèle de E_1^i .

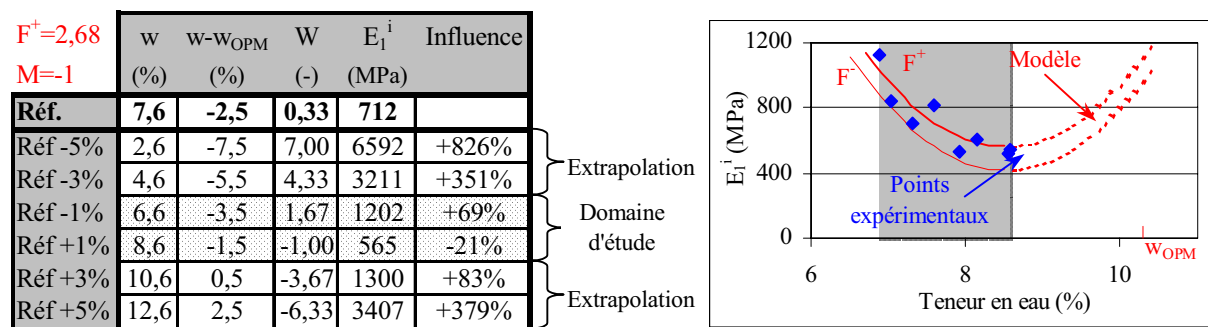


Figure II.37 : Domaine de validité des modèles, et risques liés à l'extrapolation – Exemple pour le modèle de E_1^i .

Le modèle décrit bien l'influence non linéaire de l'eau, mais uniquement dans le domaine d'étude. Il faudra donc choisir un modèle plus physique (c'est-à-dire qui décrive une

décroissance continue de E_1^i quand la teneur en eau augmente) lorsqu'on aura besoin de prédire le module E_1^i pour des teneurs en eau plus proches de la teneur en eau à l'OPM.

La comparaison entre les prédictions des modèles mécaniques (en particulier celui de E_1^i) et les résultats de chantier ne peut pas être faite directement. En effet les essais de chantier et de laboratoire ne sont pas réalisés dans les mêmes conditions : en laboratoire, on sollicite seulement la GNT et la répartition des contraintes est uniforme dans tout le matériau, alors que sur chantier on mesure la réponse de la structure globale (multicouche de matériaux différents) dans laquelle la répartition des contraintes n'est pas uniforme. La validation des modèles sera faite dans la quatrième partie par des simulations numériques d'essais à la plaque par éléments finis.

Cependant, il est possible d'expliquer en partie les causes de la forte dispersion des résultats de mesure de portance et de déflexion obtenus sur le chantier.

Plaçons nous dans les conditions de chantier du 28 août dans la zone fc, c'est à dire pour une teneur en eau correspondant à $w-w_{OPM} = -2,6\%$ (le paramètre normé W vaut 0,467) et pour une teneur en fines de 17% (le paramètre normé F vaut 1,8). Si on suppose que le matériau sur chantier est comparable à celui de Saint-Agnant ($M = -1$), la valeur du module E_1^i prédite par le modèle est égale à 656 MPa avec un intervalle de confiance [543 ; 782] (déterminé pour un risque de 5%). Sur chantier, les valeurs de teneur en eau mesurées le 28 août varient de $\pm 1\%$ (cf. Tableau II.2). Cela implique que la valeur moyenne du module E_1^i varie, selon le modèle, entre 474 MPa et 1 180 MPa (le paramètre W valant 1,8 et -0,867 lorsque $w-w_{OPM}$ est égal respectivement à -3,6% et -1,6%). L'incertitude sur la teneur en eau couplée à la non linéarité de l'influence de l'eau sur la raideur de la GNT, conduit à une importante incertitude sur la valeur de E_1^i qui dépasse largement celle liée au modèle. Ces résultats sont illustrés sur la Figure II.38.

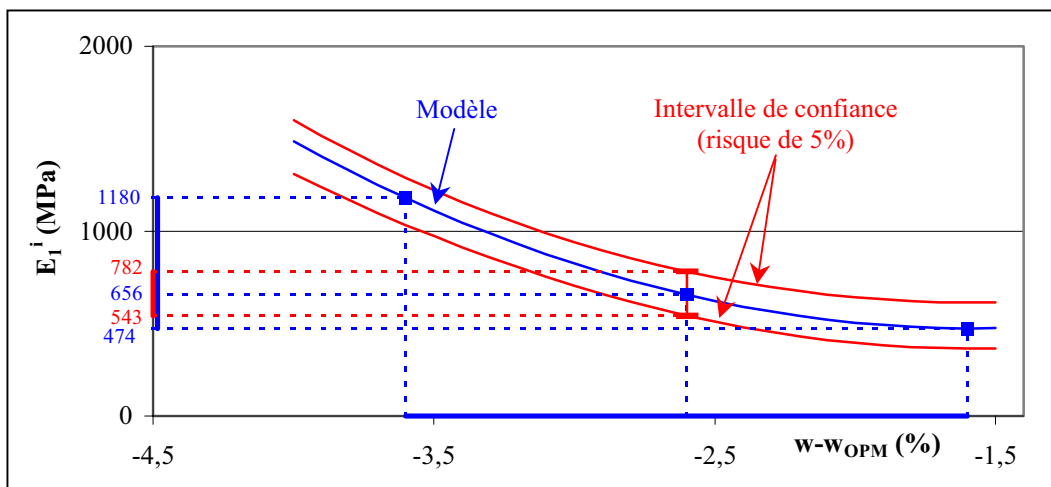


Figure II.38 : Incertitude sur la valeur de E_1^i – Comparaison entre l'incertitude liée au modèle et celle liée à la variabilité de la teneur en eau sur chantier.

L'influence de l'incertitude liée à E_1^i sur la valeur de EV2 sera quantifiée lors de simulations numériques d'essais à la plaque et les résultats seront comparés aux mesures de chantier (cf. quatrième partie).

IV. CONCLUSION

Cette partie a été consacrée à l'étude de l'influence du matériau et de sa mise en œuvre sur les propriétés physiques et mécaniques qui caractérisent l'état initial des GNT calcaires en place. Elle a été menée parallèlement sur un site expérimental et en laboratoire.

Les essais réalisés ont permis de dégager les points suivants :

- Lors du compactage de la GNT, la granulométrie évolue. La teneur en fines (particules < 80 μm) augmente en moyenne de 2,6% à 3,7% sur chantier selon l'intensité du compactage, et de 5% en laboratoire lors du malaxage des mélanges granulaires (sur chantier on ne sait pas si la production de fines se fait uniquement en surface ou dans toute l'épaisseur de la couche de GNT). Les teneurs en fines mesurées sur chantier sont (en moyenne) de 17,5% et 18,6% dans les zones f_c et F_c avec une variabilité spatiale caractérisée par un coefficient de variation d'environ 10%.
- La variabilité spatiale de teneur en eau de la GNT sur chantier est caractérisée par un coefficient de variation de 8%.
- L'augmentation de l'intensité de compactage réduit considérablement la variabilité spatiale de la densité sèche de la GNT in situ. Lorsque la densité sèche augmente, passant de 97% à 100% de la densité à l'OPM sous l'effet de l'intensification du compactage, sa variabilité spatiale est considérablement réduite (le coefficient de variation est presque divisé par 3).
- Les propriétés mécaniques des GNT calcaires dépendent très fortement de leur teneur en eau. Les valeurs de déflexion (resp. de portance) ont fortement diminué (resp. augmenté) lorsque la teneur en eau est passée de 9% (teneur en eau à l'OPM) à 6,4%. Cette influence a été modélisée en laboratoire. Elle a notamment permis d'expliquer la forte dispersion des valeurs du site par la variabilité de la teneur en eau de la GNT en place. Ces propriétés dépendent aussi de l'intensité du compactage. Les modèles expérimentaux établis à partir des mesures du site montrent que cette dépendance est moins forte que celle de la teneur en eau. Ceci n'a pas été confirmé par les essais de laboratoire : l'état initial du matériau sur chantier et en laboratoire n'est probablement pas le même.

- La densification et la rigidification des éprouvettes de GNT ne dépendent pas des mêmes mécanismes physiques (la densité sèche des éprouvettes dépend essentiellement du matériau et de l'intensité de la vibrocompression alors que leur raideur initiale, pour un niveau de contraintes donné, dépend du matériau et de sa teneur en eau). Ces deux éléments apportent des informations complémentaires pour la caractérisation de l'état initial des GNT.
- Enfin, l'étude en laboratoire montre que l'état initial des éprouvettes est caractérisé par une anisotropie assez importante (α^i compris entre 1,6 et 23,9) et que cette anisotropie varie avec la teneur en eau du matériau.

La comparaison entre les résultats de laboratoire et ceux de chantier ne peut pas être faite directement (conditions expérimentales différentes). On tentera de la faire dans la quatrième partie par des simulations numériques par éléments finis d'essais à la plaque. On a cependant pu montrer que la variabilité de teneur en eau sur chantier couplée à la non linéarité de son influence sur la raideur de la GNT entraîne une importante variabilité sur la raideur de la grave, ce qui peut expliquer en partie la forte dispersion des mesures de déflexion et de portance.

TROISIÈME PARTIE

ÉTUDE DU COMPORTEMENT À LONG TERME

I. INTRODUCTION

La caractérisation de l'état initial du matériau en place étant faite, il nous faut maintenant étudier le comportement à long terme de la GNT, c'est à dire lors de chargements répétés pour des grands nombres de cycles de sollicitation. L'étude a été menée là aussi, à la fois sur le site expérimental et en laboratoire.

Nous avons instrumenté la planche d'essai avec des capteurs de déformation et des sondes de teneur en eau. Le suivi des différentes mesures nous a permis de caractériser l'évolution des déformations permanentes verticales de la couche de GNT en fonction de son état hydrique (qui est corrélé à la pluviométrie environnante) et du trafic. Enfin, des mesures d'orniérage de la chaussée ont été réalisées au transversoprofilomètre à ultrasons (TUS). Elles complètent les données recueillies par les capteurs de déformation, et permettent de déterminer la contribution de la couche de GNT et de la couche d'enrobé à l'orniérage de la chaussée.

L'étude réalisée au laboratoire a consisté, via la réalisation d'un second plan d'expériences, à quantifier l'influence du matériau, de son état initial, et celle du niveau des sollicitations sur l'accumulation des déformations permanentes (axiale et radiale) et du module élastique vertical des GNT calcaires (l'expérimentation du site n'ayant pas permis d'étudier autant de paramètres pour des raisons pratiques). Les essais ont été réalisés sur les deux graves A et P (comme pour le premier plan). L'obtention des différents états initiaux des éprouvettes, définis a priori par les paramètres %OPM et E_1^i , a été guidée par les modèles expérimentaux établis lors du premier plan d'expériences. L'utilisation d'essais TCR par paliers de contraintes d'intensité croissante a permis d'explorer plus finement l'espace des contraintes étudié. Cette étude a conduit à l'élaboration des modèles (expérimentaux) qui serviront à prédire le comportement de la couche de GNT à long terme.

II. ÉTUDE SUR SITE RÉEL

Cette étude est focalisée sur la déformation de la couche de GNT de la planche d'essai. La première partie est consacrée au suivi de l'évolution de la pluviométrie, de la teneur en eau et de la déformation permanente de la GNT sous trafic et variations climatiques réels. Les mesures sont réalisées grâce à un ensemble de capteurs de déformation et de sondes de teneur en eau (les données pluviométriques étant fournies par METEO FRANCE). La seconde partie de l'étude concerne la mesure de l'orniérage de la chaussée au transversoprofilomètre à ultrasons (TUS) et l'autopsie de la planche d'essai.

II.1. Présentation de l'instrumentation du site

II.1.1. Emplacement de l'instrumentation

Lors de sa mise en œuvre, la couche de GNT a été équipée de quatre capteurs de déformation et de six sondes de teneur en eau. Ils ont tous été placés en milieu de couche à la verticale des bandes de passage des roues des véhicules, la moitié côté axe de la chaussée et l'autre moitié côté rive. Leur emplacement est illustré sur la Figure III.1. Les capteurs de déformation sont placés dans la zone faiblement compactée "théorique", mais étant donnée que la densité sèche n'est pas uniforme dans cette zone (cf. Figure II.5), on pourra supposer que les capteurs D3 et D4 sont situés dans la zone fortement compactée.

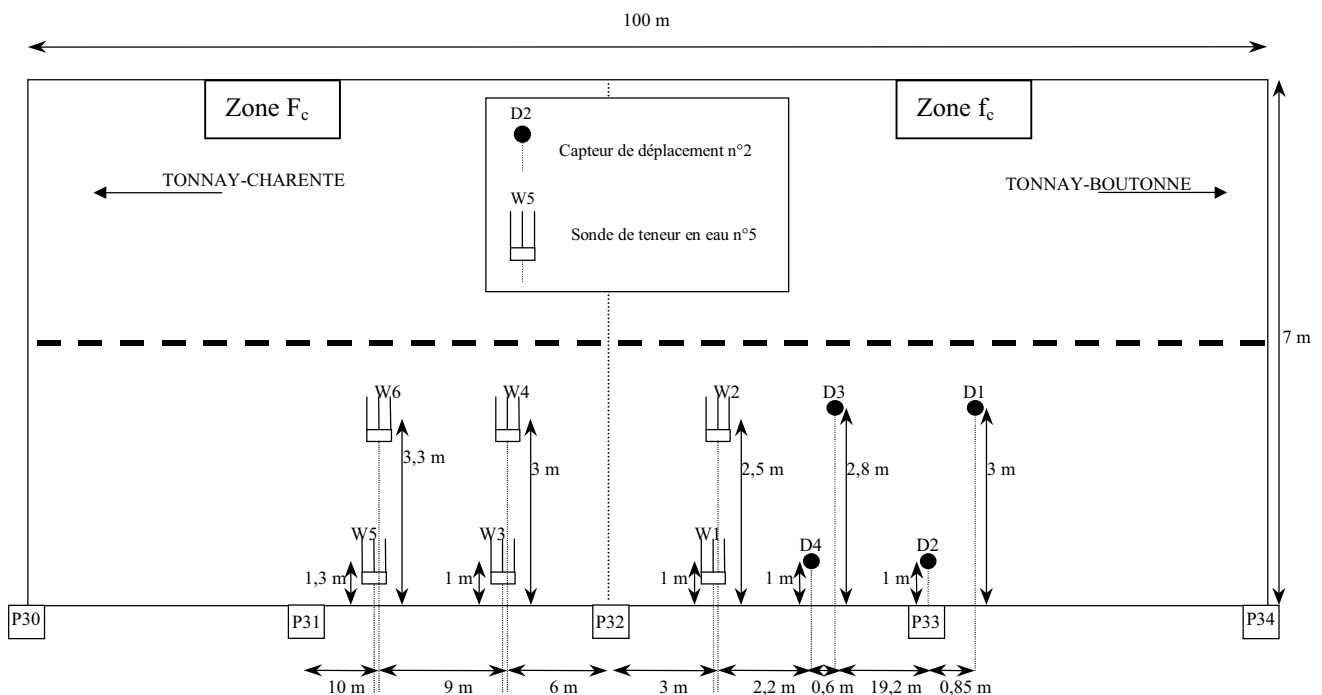


Figure III.1 : Emplacement des différents capteurs et sondes.

II.1.2. Sondes de teneur en eau et principe de mesure

Les mesures de teneur en eau de la GNT ont été réalisées en utilisant la méthode TDR (Time Domain Reflectometry). L'appareillage de mesure comprend des sondes de 20 cm de long, et un appareil de mesure portable, l'appareil TRASE. Celui-ci est illustré sur la Figure III.2 au côté d'une sonde.

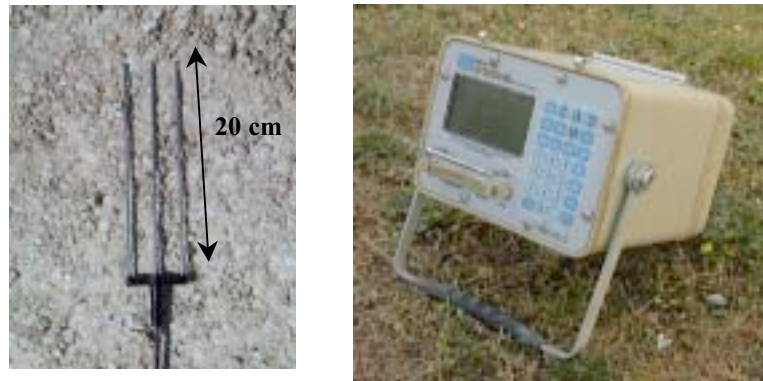


Figure III.2 : La sonde TDR est son appareil de mesure, le TRASE.

Le principe de mesure consiste à déterminer la vitesse de propagation d'une onde électromagnétique dans les sondes enterrées. L'appareil TRASE, connecté à une sonde, émet une onde électromagnétique qui parcourt le câble de branchement puis les guides d'onde de la sonde. Lorsque l'onde arrive en bout de sonde, elle se réfléchit et revient vers le TRASE. A partir du signal enregistré, on peut déterminer la vitesse de propagation de l'onde qui dépend de la constante diélectrique K_a du matériau. Un exemple type de signal d'onde électromagnétique, enregistré par le TRASE, est représenté sur la Figure III.3.

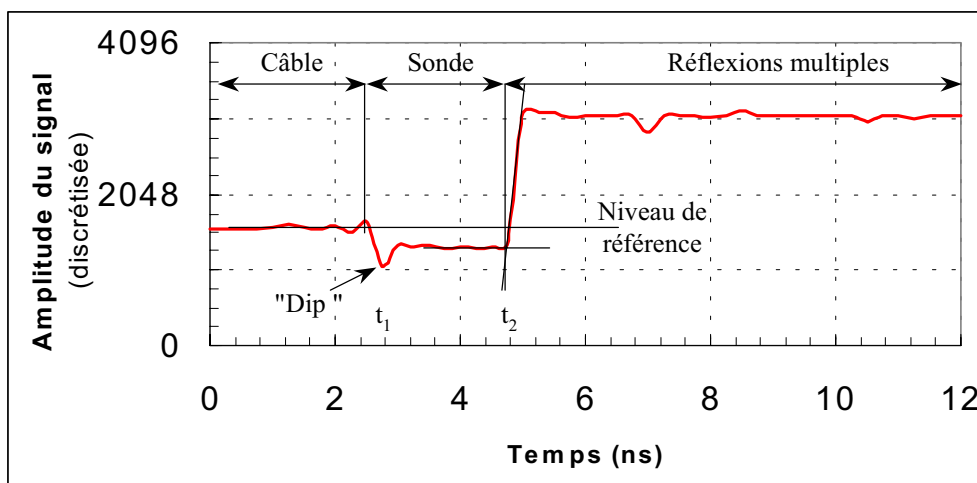


Figure III.3 : Signal type de l'onde électromagnétique (enregistré par le TRASE).

La vitesse de propagation de l'onde dans la sonde dépendant de la constante diélectrique K_a du matériau, cette dernière se déduit de la relation suivante :

$$K_a = \left(\frac{c}{v} \right)^2 = \left(\frac{c(t_2 - t_1)}{L} \right)^2 \quad \text{éq. III.1}$$

où c est la vitesse de l'onde lorsque la sonde est à l'air libre, L la longueur du guide d'onde (ici 20 cm), $(t_2 - t_1)$ le temps de parcours (aller-retour) de l'onde électromagnétique et v la vitesse de propagation de l'onde lorsque la sonde est enterrée ($v = \frac{L}{(t_2 - t_1)}$).

Pour un matériau donné, les variations de K_a sont essentiellement dues aux variations de teneur en eau volumique θ du matériau (car K_a vaut 80 pour l'eau et 2 à 4 pour la plupart des minéraux). Cette dernière est déterminée à partir d'abaques, ou de courbes d'étalonnage $\theta = f(K_a)$ préalablement implantées dans le TRASE. Connaissant la masse volumique sèche ρ_d du matériau en place et la masse volumique de l'eau ρ_{eau} (1g/cm^3) on déduit de la mesure de θ la teneur en eau massique w par la relation :

$$w = \theta \cdot \frac{\rho_{\text{eau}}}{\rho_d} \quad \text{éq. III.2}$$

II.1.3. Capteurs de déformation et principe de mesure

Ces capteurs font 18 cm de long et ont été fabriqués à partir de palpeurs analogiques de 15 mm de course maximale. La Figure III.4 représente un capteur de déformation, de la fabrication jusqu'à la pose dans la couche de GNT.



Figure III.4 : Capteur de déformation, de la fabrication jusqu'à la pose dans la couche de GNT.

La mesure consiste à relever la différence de potentiel obtenue lorsque le capteur (potentiométrique) est relié à une alimentation stabilisée de 12 V. La valeur d'enfoncement du palpeur (exprimée en mm) et donc la déformation de la GNT sont proportionnelles à la différence de potentiel mesurée (voir courbe d'étalonnage des capteurs présentée sur la Figure III.5).

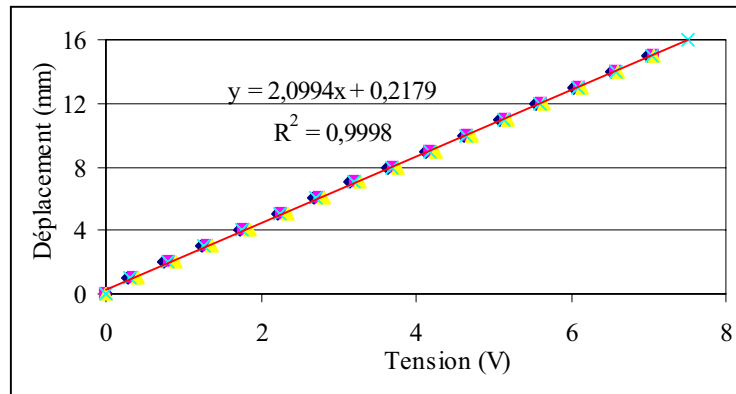


Figure III.5 : Courbe d'étalonnage des capteurs de déformation.

II.2. Résultats des mesures

Le suivi des mesures a débuté le 21 août 2000, lors de la mise en œuvre de la GNT et de la pose des capteurs et des sondes, et s'est terminé le 21 mai 2001 avec la fermeture à la circulation de la déviation provisoire et l'autopsie de la planche d'essai.

II.2.1. Évolution de la teneur en eau de la couche de GNT

Après sa mise en œuvre, la couche de GNT est restée à l'air libre pendant une semaine et a perdu en moyenne 2,6% de teneur en eau. Elle a ensuite été recouverte d'une couche d'enrobé de 4 cm d'épaisseur (sous-dimensionnement volontaire afin de s'assurer que la chaussée présente des déformations perceptibles pendant la courte durée de l'expérimentation) et la chaussée a été ouverte à la circulation (235 poids-lourds par jour et par sens de circulation, correspondant à un trafic T2+). Les trois premières semaines, le temps a été relativement sec et la teneur en eau n'a pas varié.

Par contre, dès l'arrivée des premières pluies à la mi-septembre, elle a brusquement augmenté jusqu'à saturation du matériau (la teneur en eau de saturation étant égale à $w_{\text{sat}} = n_{\text{tot}} \rho_w / \rho_d = 12,8\%$ environ avec $n_{\text{tot}} = 1 - \rho_d / \rho_s$, $\rho_d = 2 \text{ g/cm}^3$ et $\rho_s = 2,69 \text{ g/cm}^3$). La GNT est ensuite restée très humide, sa teneur en eau fluctuant avec les variations pluviométriques environnantes.

La Figure III.6 illustre l'évolution de la teneur en eau de la GNT et celle de la pluviométrie en fonction du temps (les données pluviométriques ont été recueillies par la station météorologique de METEO FRANCE située à Tonnay-Boutonne, à 2 km environ de la planche d'essai). La plupart des sondes ont cessé de fonctionner avant la fin de l'étude à cause de la fragilité de leur câble (ce sont des câbles coaxiaux qui ont été très probablement perforés par les granulats lors des sollicitations routières, et la pénétration d'eau à l'intérieur des câbles a altéré le fonctionnement des sondes).

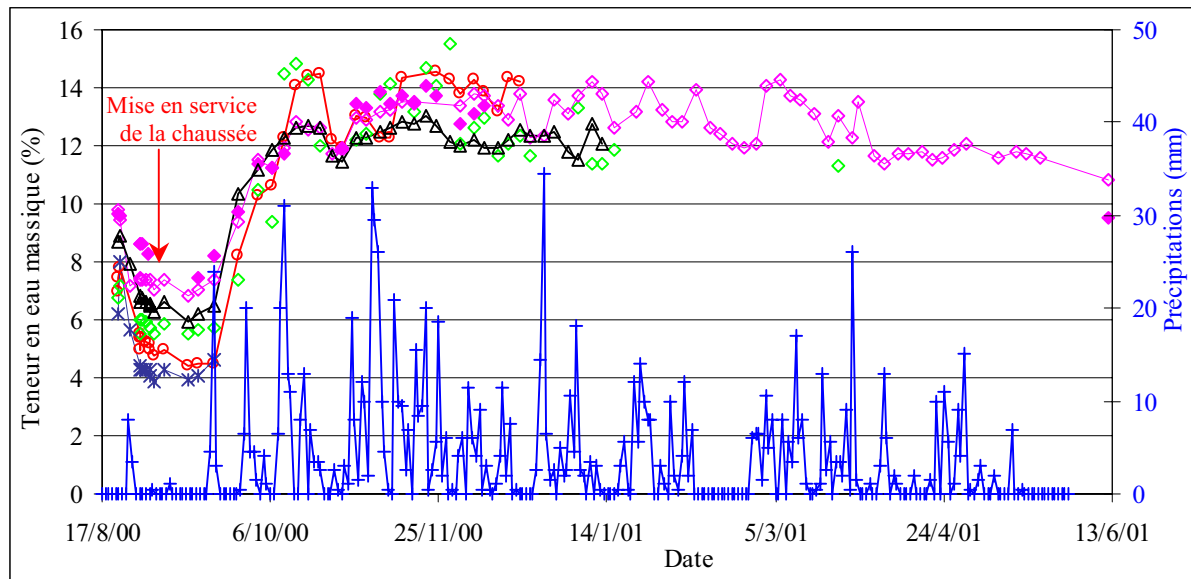


Figure III.6 : Évolution de la teneur en eau de la GNT et des précipitations en fonction du temps – Influence de la pluviométrie sur la teneur en eau de la GNT.

II.2.2. Évolution de la déformation permanente de la couche de GNT

Un des capteurs de déformation (le D2) a été détérioré lors de la pose et n'a donc pas pu servir. Les résultats des mesures des trois autres capteurs sont présentés sur la Figure III.7 qui illustre l'évolution de la déformation permanente verticale de la couche de GNT en fonction du temps (trafic). La courbe d'évolution de la teneur en eau de la GNT (sonde W4) est également présentée sur cette figure.

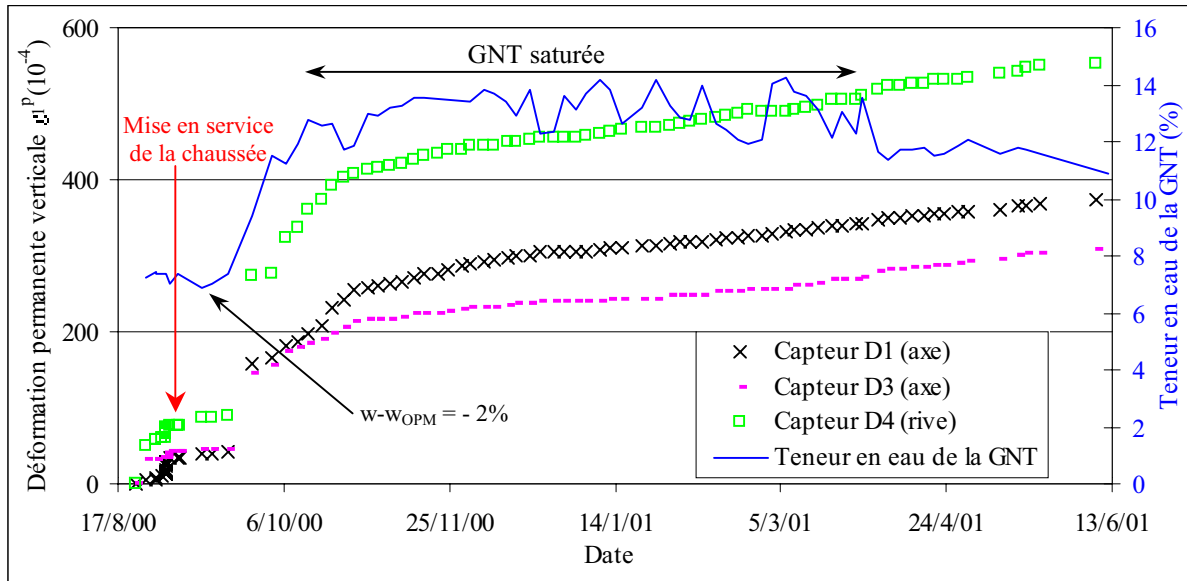


Figure III.7 : Évolution de la déformation permanente verticale et de la teneur en eau de la couche de GNT en fonction du temps (trafic) – Influence du trafic et de la teneur en eau sur la déformation de la couche de GNT.

Après la mise en service de l'ouvrage, la GNT, qui est restée relativement sèche pendant deux semaines (à $w-w_{OPM} = -2,6\%$ en moyenne), s'est légèrement déformée. Les déformations mesurées (à partir de la mise en service de la chaussée) sont, respectivement pour D1, D3, et D4, égales à $7,2 \cdot 10^{-4}$, $4,8 \cdot 10^{-4}$, et $13,2 \cdot 10^{-4}$. Ces déformations, qui semblaient se stabiliser, ont brutalement augmenté, passant à $122,2 \cdot 10^{-4}$, $103,5 \cdot 10^{-4}$ et $198,4 \cdot 10^{-4}$, lorsque la GNT s'est rechargée en eau lors des premières pluies (mi-septembre). Elles ont régulièrement augmenté sous l'influence du trafic jusqu'à la fin de l'expérimentation le 21 mai 2001, les valeurs finales de déformation étant égales à $337,8 \cdot 10^{-4}$, $267,2 \cdot 10^{-4}$, et $477,0 \cdot 10^{-4}$ (correspondent à un nombre de passages de poids lourds d'environ $60\,000 = 260$ jours à 235 PL/j). Ces valeurs sont résumées dans le Tableau III.1. Les déformations mesurées avant mise en circulation de la chaussée sont non négligeables et doivent conditionner l'état initial du matériau en place.

Tableau III.1 :
Accroissement de déformation permanente verticale de la couche de GNT mesurés aux différentes phases de l'expérimentation.

Référentiels		Déformation verticale (10^{-4})			
		Mise en circulation (04/09/00) $w \approx 6,4\%$	Fin de la période sèche (19/09/00) $w \approx 6,4\%$	Premières pluies (26/09/00) $w \approx 9,5\%$	Fin de l'expérimentation (22/05/01) $w \approx 11\%$
D1	depuis la pose du capteur	34,7	41,9	156,9	372,5
	depuis la mise en circulation	0	7,2	122,2	337,8
D3	depuis la pose du capteur	40,9	45,7	144,4	308,1
	depuis la mise en circulation	0	4,8	103,5	267,2
D4	depuis la pose du capteur	76,5	89,7	274,9	553,5
	depuis la mise en circulation	0	13,2	198,4	477,0

Ces résultats montrent que la couche d'assise en GNT calcaire se déforme peu lorsque le matériau reste "sec". Les ordres de grandeur des déformations sont ceux obtenus au laboratoire. Par contre pour des teneurs en eau plus élevées, et notamment proches de la saturation du matériau, les déformations deviennent très importantes. Elles sont multipliées par 15 à 20 dès le changement de teneur en eau, puis les déformations s'accumulent régulièrement. Les ordres de grandeur des déformations sont alors sans commune mesure avec ceux observés au laboratoire, mais les teneurs en eau ne sont pas comparables.

De plus, on remarque que la déformation de la GNT est nettement plus élevée en bordure de chaussée qu'en axe. Elle approche 480.10^{-4} pour le capteur placé coté rive, ce qui fait une diminution d'épaisseur de la GNT de 9,6 mm si on suppose l'épaisseur de la couche égale à 20 cm. Cette valeur n'a pas pu être confirmée par une seconde mesure, le capteur D2 n'ayant pas servi.

II.3. Mesure de l'orniérage de la chaussée au transversoprofilomètre à ultrasons (TUS)

L'appareillage de mesure est constitué d'une règle de 2,4 m équipée de 13 capteurs (un tous les 20 cm), placée à l'avant d'un véhicule. Il permet de réaliser des profils transversaux de la déformée en surface de la chaussée (orniérage) tous les 3,12 m. L'appareillage et le principe de mesure sont présentés dans l'annexe III.1.

II.3.1. Mesure de la profondeur d'ornière

II.3.1.1. Profil transversal individuel

Le TUS permet d'enregistrer et de visualiser des profils transversaux de l'orniérage de la chaussée, mais sur une largeur limitée à 2,4 m, soit un peu plus de la moitié d'une largeur de voie de circulation. Deux profils de l'ornière droite (côté rive) obtenus dans la zone faiblement compactée (f_c) et fortement compactée (F_c) sont illustrés respectivement sur la Figure III.8 et sur la Figure III.9.

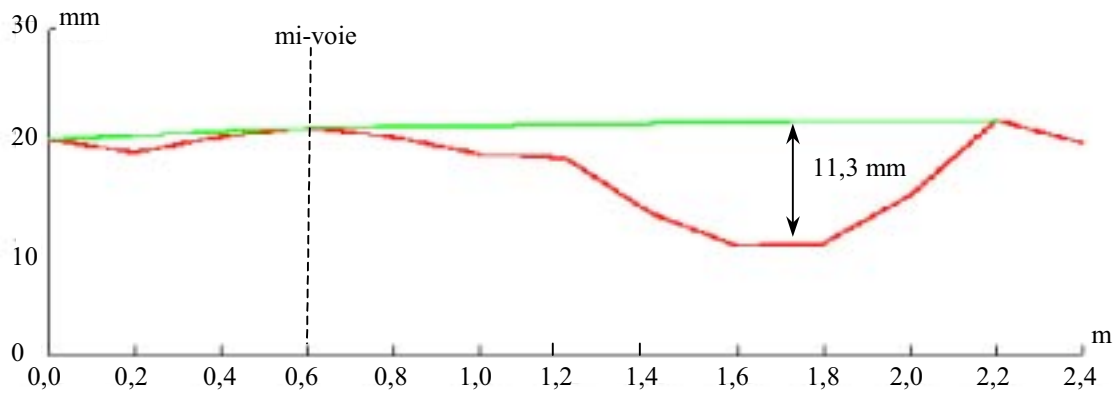


Figure III.8 : Profil transversal individuel de la déformée en surface de la chaussée dans la zone f_c – Représentation de l'ornière droite (côté rive) et mesure de sa profondeur.

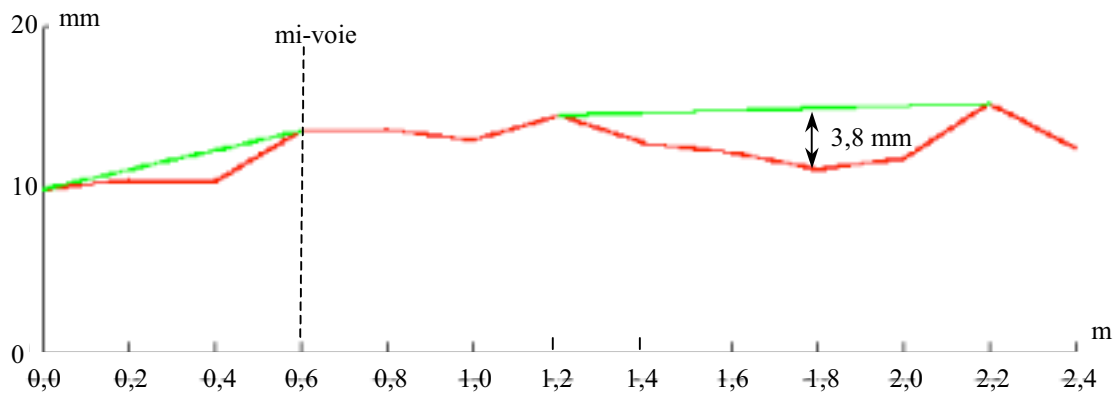


Figure III.9 : Profil transversal individuel de la déformée de la surface de la chaussée dans la zone F_c - Représentation de l'ornière droite (côté rive) et mesure de sa profondeur.

Sur ces deux profils, on remarque que la profondeur de l'ornière est nettement plus importante dans la zone f_c que dans la zone F_c .

La répétabilité de la mesure de la profondeur de l'ornière a été déterminée en immobilisant le véhicule et en répétant 25 fois la mesure. A cet endroit, la profondeur moyenne mesurée était de 13,5 mm avec un coefficient de variation de 1,4%.

II.3.1.2. Mesure sur une portion de chaussée

Lors d'un passage du TUS les profils sont mesurés tous les 3,12 m. Il est donc possible de représenter en 3D l'ornière (ici droite) de la chaussée sur toute la longueur de la planche

d'essai. Un exemple en est donné sur la Figure III.10 au côté d'une photographie de la chaussée déformée.

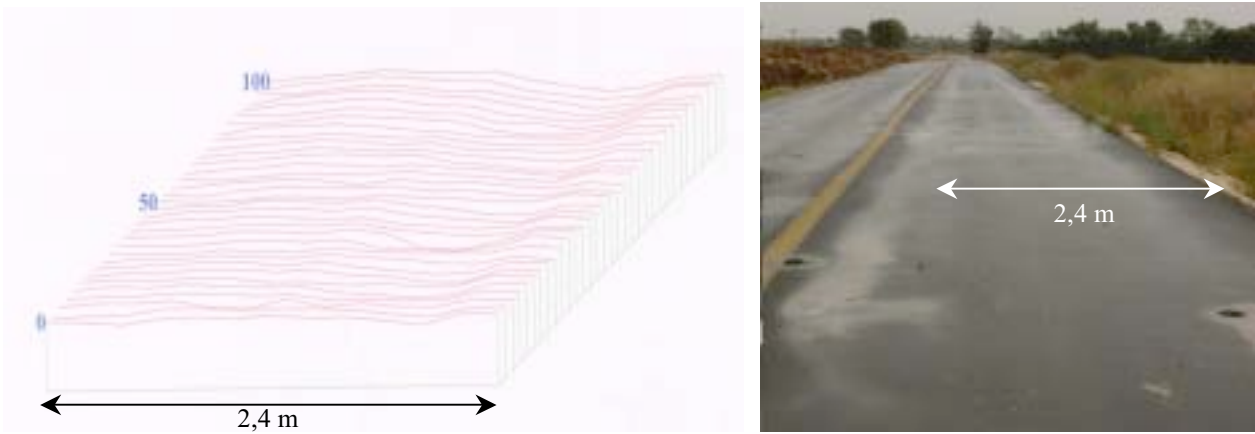


Figure III.10 : Représentation en 3D de l'orniérage de la chaussée d'après les mesures réalisées lors d'un passage du TUS et photographie de la chaussée déformée.

Quatre passages ont été effectués sur la planche d'essai côté rive (ornière droite). Les résultats sont illustrés sur la Figure III.11. Les quatre passages mettent en évidence d'une part le bruit de mesure, et d'autre part la présence d'une zone d'orniérage prononcé (entourée en pointillés) qui correspond à la zone faiblement compactée "effective" (*) comme l'indique le profil longitudinal moyen de la densité sèche initiale de la GNT.

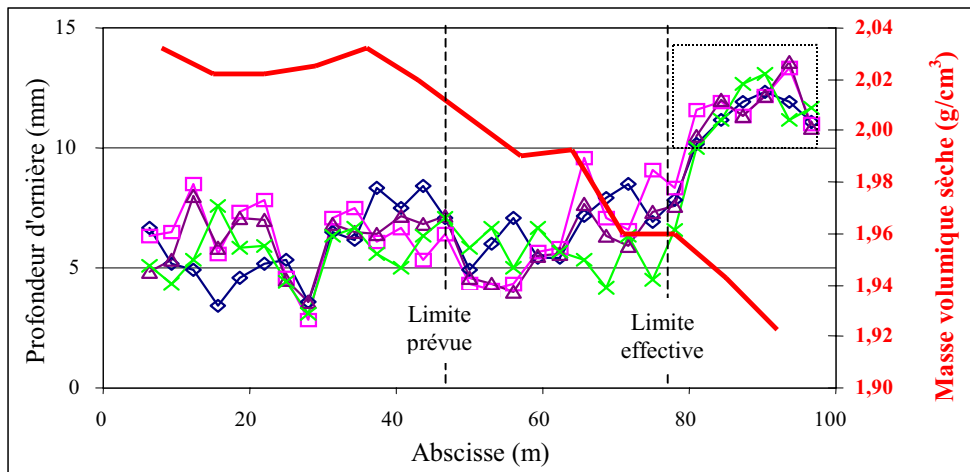


Figure III.11 : Profils longitudinaux de la profondeur d'ornière droite (côté rive) et profil moyen de la densité sèche initiale de la GNT.

(*) Nous avons vu dans la deuxième partie que la zone F_c s'étend en fait au-delà de la limite prévue et que la zone f_c se limite, sur la planche d'essai, aux vingt derniers mètres (problème au compactage).

Nous avons calculé la profondeur d'ornière moyenne dans la zone faiblement compactée (4 séries de 15 valeurs) et dans la zone fortement compactée (4 séries de 6 valeurs pour la zone entourée en pointillés). Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau III.2. Ils mettent en évidence l'influence du compactage de la GNT sur sa déformation à long terme. En effet, la profondeur de l'ornière moyenne passe de 11,7 mm à 6,0 mm lorsque l'intensité de compactage de la couche de GNT augmente de façon à faire passer la densité sèche du matériau de 97% à 100% de la densité sèche à l'OPM.

Tableau III.2 :

Valeurs moyennes des ornières calculées à chaque passage du TUS et pour chaque zone de compactage.

		Fortement compactée	Faiblement compactée "effective"
Profondeur d'ornière (mm)	1° Passage	6,1	11,9
	2° Passage	5,6	11,7
	3° Passage	6,5	11,7
	4° Passage	6,0	11,4
Moyenne (mm)		6,0	11,7
Écart type (mm)		0,4	0,2
CV (%)		5,9	1,6

Des mesures similaires, mais avec seulement deux passages du TUS, ont été réalisées pour l'ornière gauche (côté axe). Les résultats sont présentés sur la Figure III.12.

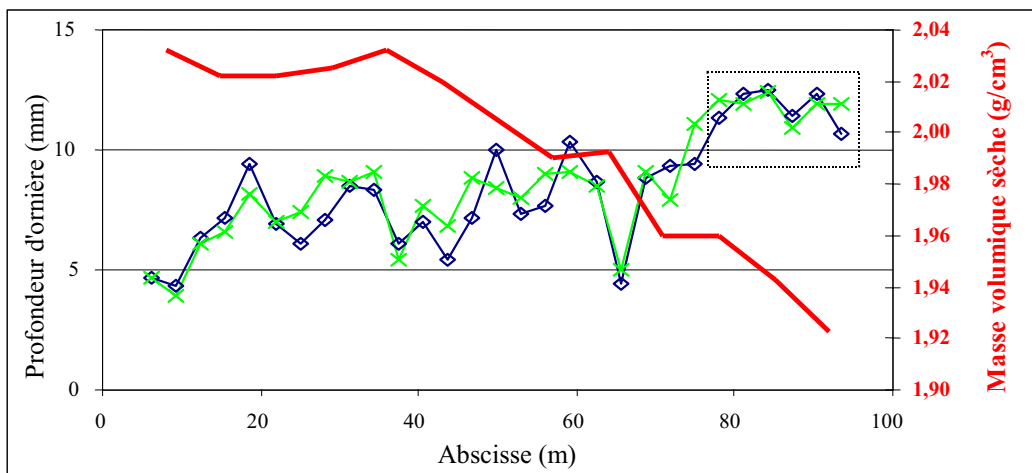


Figure III.12 : Profils longitudinaux de la profondeur d'ornière gauche (côté axe) et profil moyen de la densité sèche initiale de la GNT.

Les valeurs moyennes obtenues sont 7,2 mm et 11,8 mm respectivement pour les zones F_c et f_c . Elles sont très proches de celles obtenues pour l'ornière droite.

II.3.2. Comparaison entre les résultats des capteurs et ceux obtenus avec le TUS

La comparaison entre les valeurs mesurées par les capteurs et celles mesurées par le TUS sont présentées dans le Tableau III.3. Il regroupe les déformations et les variations d'épaisseur de la couche de GNT mesurées par les trois capteurs de déformation, et les profondeurs des ornières mesurées avec le TUS aux abscisses des capteurs. La différence entre les deux mesures permet d'estimer la déformation de la couche d'enrobé : on suppose ici que l'orniérage (déformation localisée de la chaussée) se fait uniquement dans la couche d'enrobé et dans celle de GNT, les autres couches, si elles se déforment, sont supposées se déformer de façon uniforme sur toute la largeur de la chaussée (ne contribuent à l'orniérage de la chaussée).

Tableau III.3 :

Comparaison entre les déformations mesurées par les capteurs et celles mesurées par le TUS, et estimation de la déformation de l'enrobé.

Capteur (abscisse)	Déformation GNT (10^{-4})	Variation d'épaisseur GNT (mm)	TUS (abscisse)	Profondeur d'ornière (mm)	Variation d'épaisseur enrobé (mm)
D1 (75m85)	337,8	6,8	Ornière gauche (74m88)	10,3	3,5
D3 (55m80)	267,2	5,3	Ornière gauche (56m16)	8,3	3,0
D4 (55m20)	477,0	9,5	Ornière droite (56m16)	7,6	-1,9

Les mesures réalisées dans l'ornière gauche (côté axe) sont cohérentes (la déformation est plus élevée dans la zone d'emplacement de D1 car la densité γ est plus faible). Elles permettent d'estimer la déformation de l'enrobé à environ 3 mm (l'épaisseur de la couche d'enrobé est de 4 cm). Cependant, les mesures réalisées dans l'ornière droite conduisent à une estimation aberrante de la déformation de la couche d'enrobé (valeur négative). Cela peut s'expliquer par un affaissement d'ensemble du bord de chaussée (il n'y a pas de renforcement des accotements) que ne peut pas prendre en compte la mesure réalisée au TUS : il mesure uniquement la profondeur de l'ornière, c'est-à-dire la différence d'altitude entre le point haut et le point bas de la surface de la chaussée. La Figure III.13 illustre les déformations mesurées par le capteur (déformation totale de la couche de GNT) et par le TUS (profondeur d'ornière).

Si pour l'ornière droite on suppose que l'enrobé s'est déformé de 3 mm (comme pour l'ornière gauche), l'affaissement du bord de chaussée est estimé à environ 5 mm ($= 9,5 + 3,0 - 7,6$). Ceci ne pourra être confirmé qu'à partir des mesures qui seront réalisées sur un second chantier expérimental, prévu pour l'été 2001 : il sera équipé de 26 capteurs de déformation dont certains seront placés au niveau des endroits non circulés, ce qui servira à mesurer un éventuel affaissement du bord de chaussée.

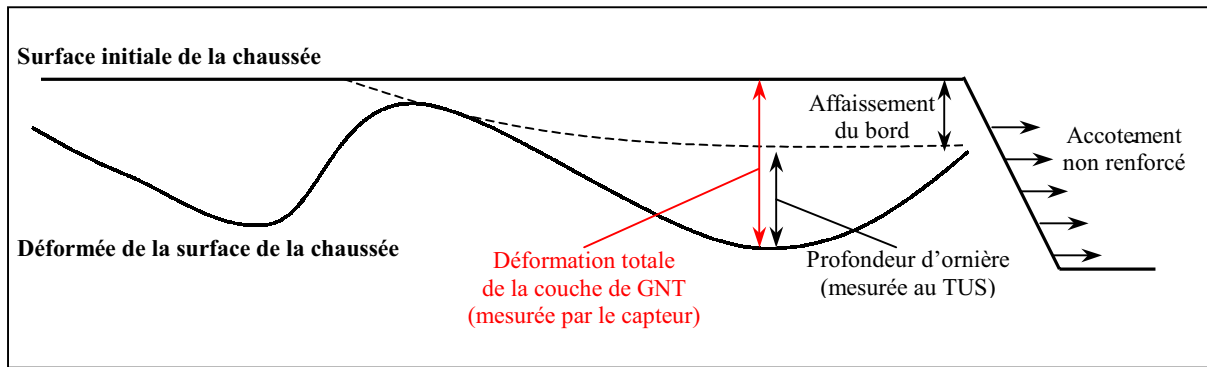


Figure III.13 : Illustration des déformations mesurées par les capteurs de déformation et avec le TUS.

II.4. Autopsie de la planche d'essai

Après avoir servi, la déviation provisoire a été entièrement démolie afin de réutiliser les matériaux sur des chantier avoisinants. Nous avons alors profité de l'occasion pour autopsier la planche d'essai, c'est-à-dire caractériser l'état de la GNT après un grand nombre de sollicitations. Les essais réalisés sont :

- des mesures de densité sèche et de teneur en eau de la couche de GNT pour respectivement recalculer et valider les valeurs mesurées par les sondes (w étant calculé à partir de ρ_d),
- des granulométries dans les parties basse et haute de la couche de GNT pour déterminer si la production de fines observée après compactage est uniforme dans toute l'épaisseur de la couche ou si elle est localisée en surface, résultant alors essentiellement de l'écrasement des granulats au contact du rouleau compacteur,
- des mesures du module de portance EV2 sur la GNT puis sur la plate-forme (toit de la couche de forme traitée) pour caractériser la raideur de la structure après service.

II.4.1. Mesure de densité et de teneur en eau de la couche de GNT après service

Les mesures ont été réalisées en trois points par zone de compactage. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau III.4.

Tableau III.4 :
Résultats des mesures de la masse volumique sèche et de la teneur en eau de la couche de GNT après service.

	Masse volumique sèche (g/cm ³)		Teneur en eau (%)	
	Zone F _c	Zone f _c	Zone F _c	Zone f _c
	1,96	1,83	8,5	8,1
	2,01	1,97	8,0	8,2
	2,04	2,08	7,6	7,6
Moyenne (g/cm³)	2,00	1,96	8,0	
Écart type (g/cm³)	0,04	0,13	0,4	
CV (%)	2,0	6,4	4,9	

On retrouve les deux niveaux de densité imposés à la mise en œuvre du matériau, ce qui prouve que, sous sollicitations routières, la GNT ne s'est pas densifiée. La dispersion des valeurs mesurées dans la zone F_c est comparable à celle obtenue lors des mesures initiales. Pour la zone f_c, la dispersion est trois fois plus grande que la zone F_c, mais on a vu lors de l'étude de l'état initial du site que la zone f_c "effective" est réduite aux vingt derniers mètres.

Les prélèvements effectués indiquent une teneur en eau résiduelle de la GNT de 8% en moyenne, soit 1% en moins par rapport à la teneur en eau à l'OPM (les deux seules sondes qui fonctionnaient encore avaient une valeur légèrement supérieure, environ 10%). De plus, la dispersion des mesures est quasiment 40% moins élevée que lors des mesures initiales : la saturation du matériau, mais aussi le temps qui homogénéise la teneur en eau, effacent une partie de la variabilité introduite à la mise en œuvre, due essentiellement à la variabilité de teneur en eau du matériau approvisionné.

II.4.2. Granulométrie de la GNT après service et évolution de la teneur en fines

Les granulométries ont été réalisées en deux points par zone de compactage (quatre points au total). En chaque point, nous avons réalisé une granulométrie dans la partie basse de la couche de GNT, et une dans sa partie haute (prélèvements de même quantité de matériau, d'environ 4 kg). Les résultats montrent que la teneur en fines a augmenté en moyenne de 1,7% et 1,9% respectivement pour la zone F_c et f_c par rapport à la fin du compactage (elles étaient respectivement de 18,6% et 17,5%). La production de fines causée par le trafic (et sans doute aussi par la pose et le compactage de la couche d'enrobé) est relativement uniforme. L'écart de teneur en fines entre les zones F_c et f_c est, comme pour l'état initial, de l'ordre de 1% et la teneur en fines est plus élevée en fond de couche qu'en surface. On peut penser que cela est dû à une migration des fines vers le fond de couche lors de la "dessaturation" de la GNT. Les

résultats sont présentés dans l'annexe III.2 (tableaux et courbes granulométriques) et résumés dans le Tableau III.5.

Tableau III.5 :
Résultats de l'analyse granulométrique de la GNT après service.

Prélèvement	Partie de la couche	Teneur en fines (%)	
		Zone F _c	Zone f _c
1	Haute	18,6	19,0
	Basse	19,3	19,2
2	Haute	21,2	18,6
	Basse	22,0	20,6
Moyenne (%)		20,3	19,4
Écart type (%)		1,6	0,9
CV (%)		7,8	4,5

II.4.3. Mesure de portance de la GNT et la plate-forme après service

Les mesures ont d'abord été réalisées sur la couche de GNT après décapage de la couche d'enrobé (six essais par zone de compactage), puis sur la plate-forme après décapage de la couche de GNT (trois essais). Les résultats des mesures sont présentés dans le Tableau III.6. De plus, le décapage a montré que l'épaisseur de la couche de GNT n'était pas de 20 cm (valeur théorique de projet), mais plutôt de 25 cm.

Tableau III.6 :
Résultats des mesures du module de portance EV2 réalisées sur la GNT et sur la plate-forme après service.

Mesure	Module de portance EV2 (MPa)		
	Mesuré sur la GNT		Mesuré sur la plate-forme
	F _c	f _c	
1	346	173	115
2	265	375	100
3	321	281	129
4	237	250	
5	300	375	
6	214	145	
Moyenne (MPa)	281	267	115
Écart type (MPa)	51	97	15
CV (%)	18,1	36,5	12,6

Les moyennes des valeurs mesurées sur la GNT sont comprises entre celles obtenues entre le 22 et le 28 août 2000 après compactage. La teneur en eau de la GNT étant elle aussi comprise entre les teneurs mesurées entre ces deux dates, ces mesures confirment l'influence de la teneur en eau sur la portance de la GNT. La dispersion des mesures pour la zone f_c est du

même ordre de grandeur que lors des mesures après compactage (pour la zone F_c elle est deux fois plus faible).

Les mesures de EV2 réalisées sur la plate-forme sont peu dispersées et significativement moins élevées que lors des mesures sept jours après le traitement de la couche de forme : la portance moyenne est égale à 115 MPa, alors qu'elle était initialement de 172 MPa. Cet écart est très certainement dû à une perte de raideur du sol support du fait de la forte pluviométrie enregistrée cette année là (il est possible aussi que la couche de forme ait perdu de sa raideur, mais comme c'est une couche traitée sa sensibilité à l'eau est théoriquement moindre). L'ensemble des moyennes des mesures de teneur en eau et de portance de la couche de GNT obtenues à la construction et à la démolition de la planche d'essai est présenté dans le Tableau III.7.

Tableau III.7 :

Valeurs moyennes des mesures de teneur en eau et de portance de la couche de GNT obtenues à la construction et à la démolition de la planche d'essai.

		Construction de la planche d'essai		Démolition de la planche d'essai
		22 août 2000	28 août 2000	11 juin 2001
EV2 (MPa)	Zone F_c	223 9,0	437 6,4	281 8,0
	Zone f_c	205 9,0	294 6,4	267 8,0
w (%)				

Cette autopsie de la planche expérimentale a permis de montrer que la densité sèche du matériau n'a pas évoluée après le compactage (on retrouve les deux niveaux de densité imposés à la mise en œuvre). Par contre, on constate une légère augmentation de la teneur en fines, d'environ 1%. Les portances mesurées sur la GNT sont comprises entre celles mesurées entre le 22 août et 28 août, mais la teneur en eau est également entre les teneurs mesurées entre ces deux dates (on retrouve ici l'influence de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques du matériau en place). On retrouve aussi l'influence du compactage : les portances sont plus élevées dans la zone F_c . Enfin, les portances mesurées sur la plate-forme sont sensiblement inférieures à celles mesurées sept jours après le traitement du sol. Ceci provient très probablement de la baisse de portance du sol, et peut-être aussi de la couche de forme, en conditions humides.

III. ÉTUDE EN LABORATOIRE

D'après l'étude bibliographique de la première partie, (confirmée par les mesures d'orniérage réalisées sur la planche expérimentale) la déformation permanente des GNT dépend, en plus

du chargement, de la teneur en eau du matériau et de sa densité sèche à la mise en œuvre. De façon à mieux quantifier l'influence de tous ces paramètres, nous choisissons de mener une série d'essais TCR à grands nombres de cycles. Les essais, structurés selon la méthode des plans d'expériences, sont réalisés sur les deux matériaux étudiés lors du premier plan (matériaux A et P). Dans ce plan, on fait varier les conditions de mise en œuvre du matériau (intensité de vibrocompression via le paramètre %OPM et teneur en eau via le paramètre Σ_1^i (W), paramètre normé de E_1^i) et l'intensité du chargement (essais TCR par paliers). Les résultats d'essais serviront à modéliser les déformations permanentes, axiale et radiale, et la raideur à long terme des GNT calcaires en fonction du matériau, de son état initial, et du chargement.

III.1. Présentation du plan d'expériences

Ce second plan d'expériences a pour objectif de quantifier et de modéliser les influences du matériau, de son état initial, et du niveau de chargement sur les déformations permanentes, axiales et radiales, et la raideur à long terme pour les deux GNT (A et P).

III.1.1. Définition des paramètres étudiés (entrées du plan)

Les essais sont réalisés sur les deux graves étudiées lors du premier plan, pour une teneur en fines de référence fixée à 10% (on n'a pas fait varier ce paramètre). Les paramètres utilisés sont normés de la même façon que lors du premier plan d'expériences (entre -1 pour la valeur "basse" et +1 pour la valeur "haute").

III.1.1.1. Paramètre lié aux GNT utilisées

Comme pour le premier plan, le paramètre M représente la grave utilisée. Il vaut -1 pour Saint-Agnant (A) et +1 pour Saint-Porchaire (P).

III.1.1.2. Paramètres liés à l'état initial des éprouvettes

Nous avons choisi de définir l'état initial du matériau par les paramètres %OPM (qui caractérise l'intensité de compactage de la GNT et donc sa densité/compacité) et Σ_1^i (qui caractérise la raideur verticale initiale des éprouvettes et qui dépend essentiellement de leur teneur en eau). Le choix de ces deux paramètres a été guidé par les résultats de l'analyse en

composantes principales de la deuxième partie (§ III.3.1), qui indiquent que les mécanismes liés à la densité sèche initiale des éprouvettes et à leur rigidité initiale sont quasiment indépendants, et que, par conséquent, les paramètres %OPM et Σ_1^i apportent des informations complémentaires pour la caractérisation de l'état initial du matériau.

Comme pour le premier plan, le paramètre %OPM vaut -1 lorsque la densité sèche initiale visée est égale à 97% de la densité sèche à l'OPM et +1 lorsque la densité sèche initiale visée est égale à la densité sèche à l'OPM.

Pour le paramètre Σ_1^i , nous avons choisi de lui attribuer quatre niveaux de façon à affiner l'étude de son influence (il vaut -1 ; -0,33 ; +0,33 et +1 quand E_1^i vaut respectivement 555 ; 705 ; 855 et 1 005 MPa). Ces niveaux ont été choisis de façon à couvrir la plus large étendue des valeurs de E_1^i commune aux deux matériaux, tout en restant dans la gamme des teneurs en eau utilisées lors du premier plan d'expériences. Le module E_1^i n'est pas un paramètre directement maîtrisable : il ne peut être imposé et résulte du processus de fabrication des éprouvettes. Pour viser des valeurs précises de E_1^i nous adoptons une démarche originale : l'obtention des niveaux visés repose sur le modèle expérimental de E_1^i établi lors du premier plan d'expériences (domaine de validité du modèle de E_1^i). Connaissant le matériau (donc la valeur de M), sa teneur en fines (donc la valeur de F : on a pris pour chaque matériau la moyenne des teneurs en fines mesurées sur les éprouvettes du premier plan qui contenaient 10% de fines dans leur composition de référence), la valeur visée de E_1^i sera atteinte, à la dispersion expérimentale près, pour la teneur en eau déterminée par la relation suivante (W étant la valeur normée de $w-w_{OPM}$) :

$$E_1^i \text{ (MPa)} = 448,7 + 174,5 W + 96,5 W^2 + 102,2 F + 79,5 M \quad \text{éq. III.3}$$

Un exemple de détermination de la teneur en eau d'une éprouvette pour obtenir la raideur verticale initiale visée est présenté sur la Figure III.14 (le tableau de valeurs pour chaque niveau et pour chaque matériau est présenté dans l'annexe III.3).

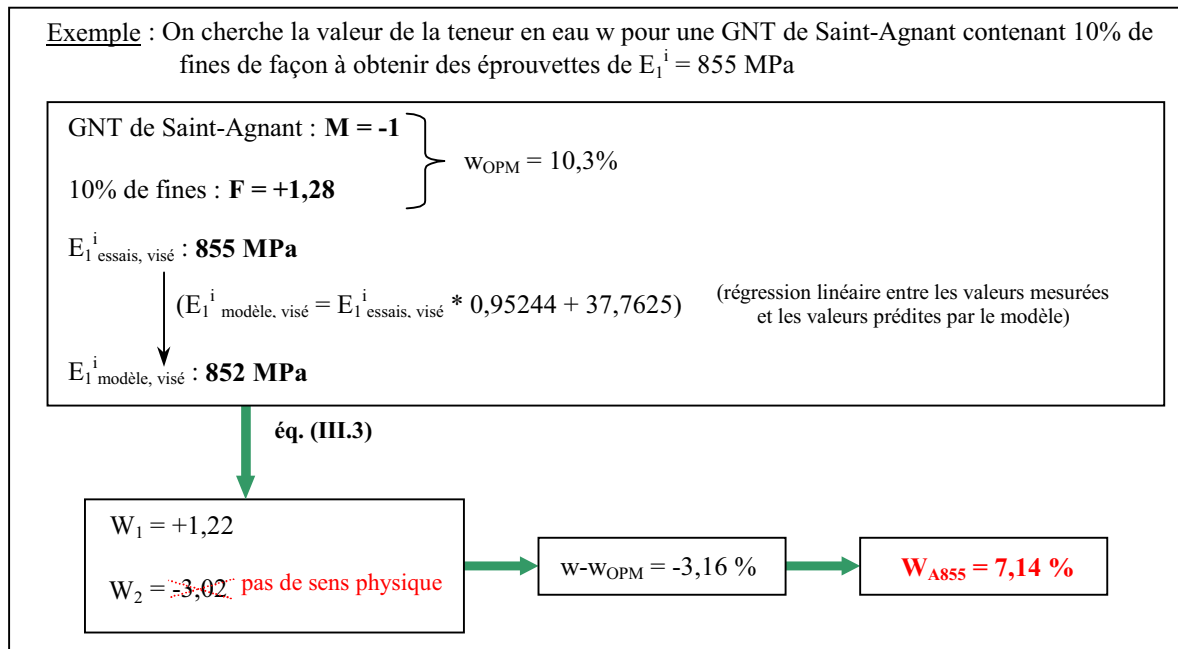


Figure III.14 : Exemple de détermination de la teneur en eau d'une éprouvette pour obtenir la raideur verticale initiale visée.

III.1.1.3. Paramètre lié au chargement

L'influence du niveau de chargement a été étudiée pour quatre chemins de contraintes définis par le rapport q/p (q est le déviateur de contraintes et p la contrainte moyenne). Le paramètre normé correspondant, noté Q/P , prend les valeurs -1 ; -0,33 ; +0,33 ; +1 lorsque q/p vaut respectivement 1 ; 1,5 ; 2 ; 2,5. L'utilisation d'essais par paliers permet d'étudier cette influence pour plusieurs niveaux de q (ou p) sans augmenter le nombre d'éprouvettes nécessaires (les chemins de contraintes utilisés sont présentés sur la Figure III.15).

Les niveaux des différents paramètres d'entrée du plan d'expériences sont résumés dans le Tableau III.8 (le module E_1^i sera en fait normé à partir des valeurs réellement mesurées (éq. II.4)).

Tableau III.8 :

Récapitulatif des niveaux des différents paramètres d'entrée du second plan d'expériences.

Paramètres	Niveaux			
	1	2	3	4
Raideur verticale initiale E_1^i (MPa) Σ_1^i (Valeurs normées)	555 (-1)	705 (-0,33)	855 (+0,33)	1005 (+1)
Chemin de contraintes (q/p) Q/P (Valeurs normées)	1 (-1)	1,5 (-0,33)	2 (+0,33)	2,5 (+1)
Matériau M (Valeurs normées)	A (-1)	P (-0,33)		
Intensité de compactage (%) $\%OPM$ (Valeurs normées)	97 (-1)	100 (+1)		

Comme pour le premier plan d'expériences, nous avons attribué à chaque essai un code qui reprend l'ensemble des données du plan : par exemple le code 32P2, cellules grisées dans le tableau, indique que c'est une éprouvette de Saint Porchaire fabriquée à 100% de la densité à l'OPM, de module d'élasticité E_1^i visé égal à 855 MPa et soumise à un chargement triaxial cyclique suivant un chemin de contraintes à $q/p = 1,5$.

III.1.2. Conception du plan

L'étude porte sur les quatre paramètres Σ_1^i , Q/P, M, et %OPM. Les deux premiers sont à quatre niveaux et les deux autres à deux niveaux. Le plan complet correspondant comporte donc 64 essais ($4 \times 4 \times 2 \times 2$). L'utilisation d'un plan factoriel fractionnaire permet de réaliser cette étude avec seulement 16 essais. Il est construit d'après les tables de Taguchi et présenté dans le Tableau III.9.

Tableau III.9 :
Plan d'expériences factoriel fractionnaire à 16 essais pour l'étude de l'influence des paramètres Σ_1^i , Q/P, M, et %OPM.

N	Niveaux			
	Σ_1^i	Q/P	M	%OPM
1	1	1	1	1
2	1	2	1	2
3	1	3	2	1
4	1	4	2	2
5	2	1	2	2
6	2	2	2	1
7	2	3	1	2
8	2	4	1	1
9	3	1	2	1
10	3	2	2	2
11	3	3	1	1
12	3	4	1	2
13	4	1	1	2
14	4	2	1	1
15	4	3	2	2
16	4	4	2	1

Si on veut que le plan soit orthogonal (indépendance entre toutes les actions), on ne peut prendre en compte, en plus des quatre facteurs retenus, que l'interaction M*%OPM (elle traduit une influence de l'intensité de la vibrocompression différente selon le matériau utilisé). Les différentes étapes de la conception du plan sont présentées dans l'annexe III.4.

Un point du plan a été répété trois fois (en plus de l'essai du plan) de façon à apprécier le niveau de répétabilité des essais.

III.1.3. Mesure des caractéristiques à long terme (sorties du plan)

Dans ce second plan d'expériences, on réalise les essais du premier plan, pour caractériser l'état initial des éprouvettes, et un essai TCR par paliers en plus (cinq paliers de 20 000 cycles, soit cinq jours de plus par essai) après les deux séries de chargement qui servent à caractériser les propriétés mécaniques initiales des éprouvettes (α^i et E_1^i). Les chemins de contraintes utilisés pour ces essais sont représentés sur la Figure III.15. Le domaine des contraintes exploré correspond à celui rencontré dans une assise de chaussée.

Palier	q/p = 1		q/p = 1,5		q/p = 2		q/p = 2,5	
	P_{max}	q_{max}	P_{max}	q_{max}	P_{max}	q_{max}	P_{max}	q_{max}
1	200	200	167	250	125	250	100	250
2	250	250	200	300	150	300	120	300
3	300	300	250	375	188	375	150	375
4	375	375	300	450	225	450	180	450
5	450	450	400	600	300	600	240	600

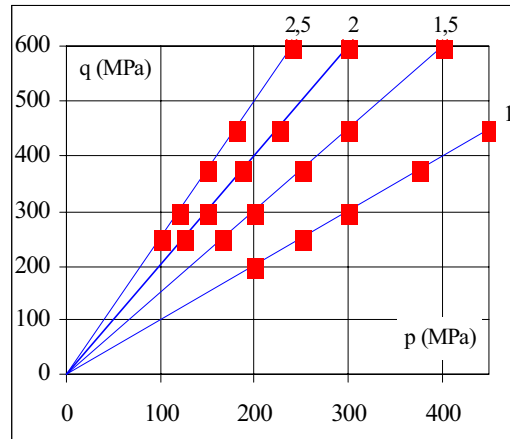


Figure III.15 : Chemins de contraintes utilisés pour les essais TCR par paliers.

Chaque essai consiste à réaliser cinq paliers de 20 000 cycles de chargement entre 0 et les valeurs maximales du palier correspondant (les valeurs sont indiquées sur la Figure III.15). Ces niveaux de chargement permettent non seulement d'étudier l'influence de q/p , mais on pourra également quantifier celle de p et/ou q . Dans le cas où l'on voudra construire des modèles qui décrivent complètement l'état de contraintes du chargement, il faudra nécessairement prendre en compte deux paramètres parmi ces trois. Dans ce cas, les paramètres n'étant pas indépendants, l'orthogonalité du plan n'est plus respectée, ce qui induit une perte de qualité du modèle (augmentation de l'écart type des coefficients du modèle et donc perte de précision des prédictions de ce dernier).

A la fin de chaque palier, on mesure les déformations permanentes, axiale $\epsilon_1^P(N=20000)$ et radiale $\epsilon_3^P(N=20000)$. On fait l'hypothèse, que les déformations permanentes, après 20 000 cycles de chargement, se stabilisent et qu'elle sont uniquement dues au niveau de contraintes du palier considéré (cf. première partie § IV.2.1).

L'origine des déformations permanentes est prise à la fin de la mesure des paramètres d'état initial α^i et E_1^i (les deux séries de chargement utilisées pour ces mesures étant alors

assimilées, avec la vibrocompression, à la mise en œuvre de la GNT, c'est-à-dire, sur chantier, au répandage et au compactage du matériau.

III.2. Résultats et modélisation

III.2.1. Résultats d'essais

III.2.1.1. Matrice des corrélations

La matrice des corrélations entre les différents paramètres du plan (entrées et sorties) est présentée dans le Tableau III.10. Les paramètres "hors plan" P , Q , Γ_d^i , V^i , et A^i (paramètres normés respectivement de p , q , ρ_d^i , e^i , et α^i) y ont été incorporés en plus.

Tableau III.10 :
Matrice des coefficients de corrélation entre les données du second plan d'expériences (entrées et sorties).

	%OPM	M	Σ_1^i	P	Q	Q/P	Γ_d^i	V^i	A^i	$\epsilon_1^p(N=20000)$	$\epsilon_3^p(N=20000)$
M	0,00										
Σ_1^i	-0,12	0,03									
P	-0,00	-0,00	-0,08								
Q	0,00	-0,00	0,05	0,55							
Q/P	0,00	-0,00	0,12	-0,64	0,22						
Γ_d^i	0,44	0,83	-0,01	0,05	0,00	-0,07					
V^i	-0,58	0,68	0,06	-0,06	-0,00	0,10	0,16				
A^i	-0,27	0,29	0,38	-0,20	0,04	0,32	0,22	0,23			
$\epsilon_1^p(N=20000)$	0,05	-0,15	-0,74	0,27	0,51	0,15	-0,17	-0,04	-0,30		
$\epsilon_3^p(N=20000)$	-0,10	-0,04	-0,10	0,56	-0,26	-0,89	-0,04	-0,03	-0,21	-0,14	
$E_1(N=20000)$	-0,38	0,05	0,48	0,44	0,41	-0,07	-0,20	0,35	0,07	-0,08	0,23

Concernant l'influence du matériau et de l'intensité de vibrocompression (M et %OPM) sur les paramètres d'état initial (Σ_1^i , Γ_d^i , V^i , et A^i) on retrouve quasiment les corrélations obtenues lors du premier plan d'expériences, à l'exception de celle entre Σ_1^i et M qui est devenue nulle (c'est normal car on a choisi des niveaux de E_1^i identiques pour les deux matériaux), et de celles entre les paramètres mécaniques initiaux (A^i et Σ_1^i) et l'intensité de vibrocompression : cela s'explique en partie par le fait que le compresseur est tombé en panne et qu'il a fallu en changer. Les réglages étant différents de ceux utilisés lors du premier plan d'expériences, les conditions de mise en œuvre du matériau ne sont donc pas les mêmes, l'effet se faisant ressentir sur les propriétés mécaniques des éprouvettes (arrangement différent des granulats) puisque leur densité est contrôlée par la fermeture du moule (cf. deuxième partie § III.2.1.2).

Pour les caractéristiques à long terme, on notera que :

- la déformation permanente axiale après 20 000 cycles de chargement est fortement corrélée au module élastique vertical initial : la déformation augmente lorsque le module diminue (c'est-à-dire, pour un matériau donné, lorsque la teneur en eau augmente). Elle est aussi corrélée au déviateur et à la contrainte moyenne (caractérisés par Q et P) : la déformation augmente quand P et Q augmentent (c'est-à-dire quand p et q augmentent). Elle est faiblement corrélée au matériau (paramètre M) et à sa densité sèche initiale (paramètre Γ_d^i), et n'est pas corrélée du tout à l'intensité de vibrocompression (paramètre %OPM) ni à l'indice des vides intergranulaires du matériau (paramètre V^i). Le niveau de sollicitation utilisé lors de la mesure de E_1^i étant très agressif, il a probablement effacé la mémoire du matériau concernant les chargements qu'il a connu lors de sa mise en œuvre. La définition d'un pré-chargement des éprouvettes pour obtenir (avec la vibrocompression) un état initial du matériau en laboratoire représentatif de celui sur chantier est un point essentiel à traiter.

- la déformation permanente radiale après 20 000 cycles de chargement est fortement corrélée au chemin de contraintes q/p utilisé (paramètre Q/P) : la déformation diminue quand Q/P augmente, c'est-à-dire quand le chargement devient plus déviatoire. Elle devient même négative (extension) lorsque q/p est supérieur à 2. Elle est aussi moyennement corrélée à P et Q : la déformation augmente quand P augmente et quand Q diminue (c'est-à-dire quand p augmente et quand q diminue). Elle est faiblement corrélée, ou pas corrélée du tout, au matériau (paramètre M), à ses paramètres d'état initial (paramètres Σ_1^i , Γ_d^i , V^i , et A^i), et à l'intensité de vibrocompression (paramètre %OPM) : le niveau de sollicitation utilisé lors de la mesure de E_1^i étant très agressif, il a probablement effacé la mémoire du matériau concernant les chargements qu'il a connu lors de sa mise en œuvre.

- le module élastique vertical après 20 000 cycles de chargement est moyennement corrélé à la raideur initiale (paramètre normé Σ_1^i), en tout cas bien moins que $\epsilon_1^p(N=20000)$: il augmente lorsque Σ_1^i augmente (c'est-à-dire, quand E_1^i augmente et donc pour un matériau donné, lorsque la teneur en eau diminue). Il est aussi moyennement corrélé à P et Q : il augmente lorsque P et Q augmentent, ce qui traduit une rigidification du matériau lorsque le niveau de chargement augmente. Les corrélations avec %OPM, Γ_d^i , et à V^i traduisent l'influence de l'intensité de la vibrocompression ($E_1(N=20000)$ n'est pas corrélé à M et dans ce plan d'expériences, on n'a pas fait varier F).

Les résultats de ce second plan d'expériences confirment ceux du premier plan, montrant que les paramètres mécaniques (E_1^i et α^i) sont très faiblement corrélés à l'intensité du compactage pour les niveaux de densité choisis.

III.2.1.2. Résultats des mesures des paramètres d'état initial

L'ensemble des résultats des mesures des paramètres d'état initial des éprouvettes du second plan d'expériences est reporté dans le Tableau III.11. La répétition de l'essai 16 montre une bonne aptitude du processus de fabrication des éprouvettes à reproduire des éprouvettes de masse volumique sèche et d'indice des vides visés. Les coefficients de variation obtenus pour ρ_d^i et e^i dans ce second plan sont comparables à ceux obtenus lors du premier plan (0,6% et 5% respectivement pour ρ_d^i et e^i). Le coefficient d'anisotropie initial, comme lors du premier plan d'expériences, est difficilement maîtrisable (le coefficient de variation de α^i est supérieur à 40% dans les deux plans d'expériences, et ceci est dû aux très faibles et peu précises valeurs des déformations réversibles mesurées sur les éprouvettes sèches notamment). Pour E_1^i , le coefficient de variation est égal à 3,7% alors qu'il est de 10,4 dans le premier plan. La comparaison entre les valeurs de E_1^i mesurées et les valeurs visées est illustrée sur la Figure III.16 et la comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et les valeurs visées est illustrée sur la Figure III.17

Tableau III.11 :
Résultats des mesures des paramètres d'état initial des éprouvettes du second plan d'expériences.

N	code ($\Sigma_1^i, Q/P, M, \%OPM$)	ρ_d^i (g/cm ³)	e^i (%)	E_1^i (MPa)	α^i (-)
1	11A1	1,999	12,1	511	1,2
2	12A2	2,081	7,7	600	1,6
3	13P1	2,115	12,7	549	3,2
4	14P2	2,133	11,8	437	2,1
5	21P2	2,155	10,6	709	6,4
6	22P1	2,133	11,8	802	4,7
7	23A2	2,075	8,0	742	4,0
8	24A1	1,978	13,3	875	1,8
9	31P1	2,108	13,0	761	4,0
10	32P2	2,137	11,5	753	2,2
11	33A1	2,008	11,6	778	5,9
12	34A2	2,078	7,9	725	1,5
13	41A2	2,078	7,9	785	3,1
14	42A1	2,034	10,2	798	5,8
15	43P2	2,133	11,7	962	7,3
16	44P1	2,123	12,2	897	62,0
16*	44P1*	2,099	13,6	821	3,4
16*	44P1*	2,107	13,1	879	4,2
16*	44P1*	2,107	13,1	861	16,0

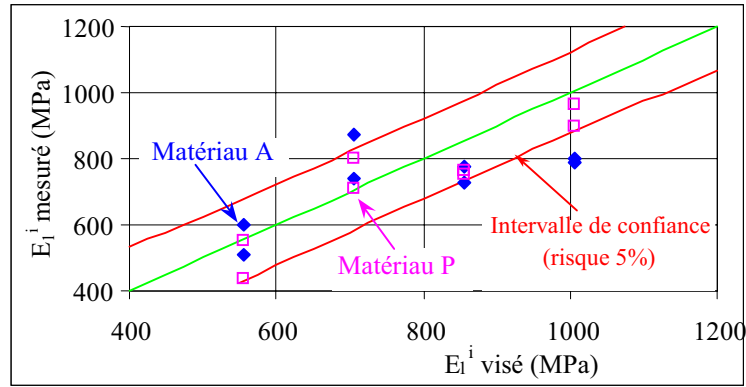


Figure III.16 : Comparaison entre les valeurs de E_1^i mesurées et les valeurs visées.

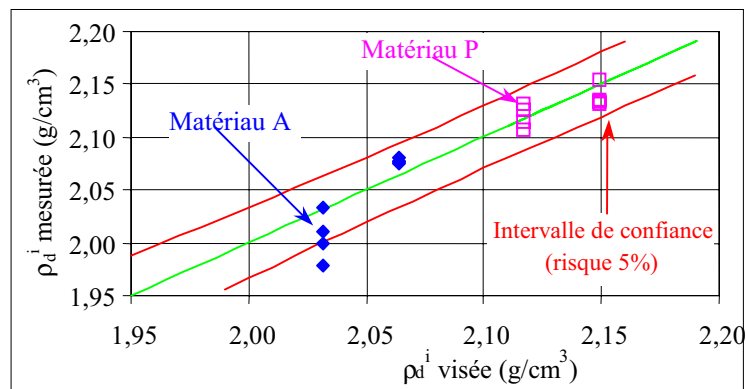


Figure III.17 : Comparaison entre les valeurs de ρ_d^i mesurées et les valeurs visées.

Ces résultats montrent que les valeurs fortes de E_1^i n'ont pas réellement été atteintes, sans doute à cause du changement de compresseur de la vibrocompression : les conditions de mise en œuvre du matériau sont différentes des conditions à partir desquelles le modèle de E_1^i a été construit (cf. § III.2.1.1). Pour ρ_d^i , les valeurs visées ont bien été atteintes à l'exception de quelques éprouvettes du matériau A pour le niveau de densité faible.

III.2.1.3. Résultats des essais TCR par paliers

L'ensemble des résultats des essais TCR par paliers est présenté dans l'annexe III.5.

a) Définition de l'état initial

Un exemple d'évolution des déformations permanentes au cours d'un essai TCR par paliers est présenté sur la Figure III.18 (essai 24A1). Les déformations augmentent rapidement lors des premiers cycles de chargement, notamment lors des sollicitations à $q = 600$ kPa et $p = 300$

kPa (80 cycles) qui servent à mesurer la valeur de E_1^i . Le graphique de droite illustre l'évolution des déformations permanentes lorsque l'origine des déformations est prise après la mesure de α^i et E_1^i (ce sont ces valeurs là qui serviront dans le second plan d'expériences). Les niveaux de déformation atteints lors des paliers de chargement sont généralement très faibles.

Les grandeurs E_1 , ϵ_1^p , et ϵ_3^p mesurées à la fin de chaque palier sont annotées de "(N=20000)" car on fait l'hypothèse que les valeurs atteintes à la fin de chacun d'eux sont celles qui auraient été obtenues suivant un seul niveau de contraintes, après 20 000 cycles de chargement (effacement de la mémoire des chargements des paliers précédents, cf. § III.1.3).

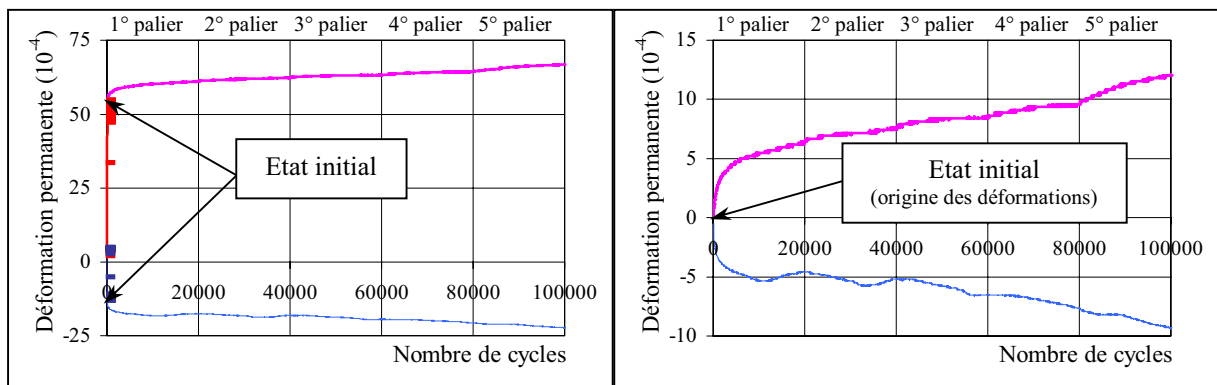


Figure III.18 : Exemple d'évolution des déformations permanentes au cours d'un essai TCR par paliers (essai 24A1).

b) Répétabilité de l'essai

L'essai 44P1 a été répété trois fois, en plus de l'essai du plan, de façon à apprécier la répétabilité de l'essai. Les résultats sont illustrés sur la Figure III.19.

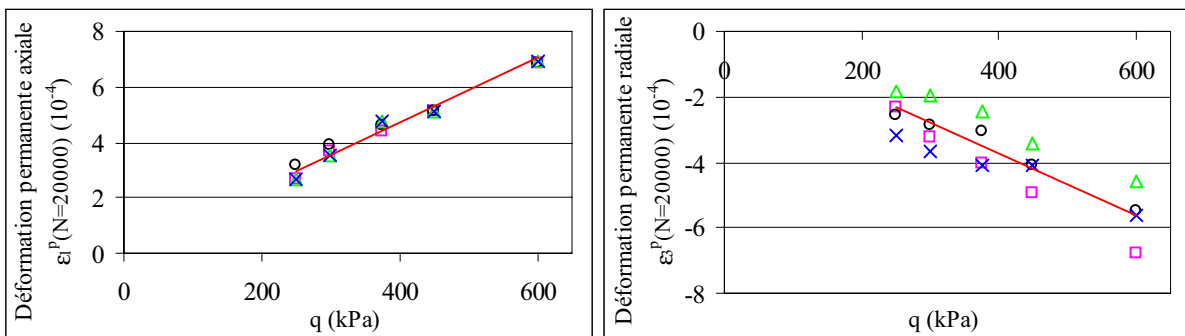


Figure III.19 : Illustration de la répétabilité des essais TCR par paliers sur les mesures des déformations permanentes, axiale et radiale, après 20 000 cycles de chargement.

Les coefficients de variation obtenus pour $\varepsilon_1^p(N=20000)$ et $\varepsilon_3^p(N=20000)$ sont respectivement égaux à 6,2% et 20,4% (le coefficient de variation pour de E_1^i étant égal à 3,7%, soit presque trois fois moins qu'au premier plan d'expériences, ce qui confirme que les éprouvettes de ce second plan ont des états initiaux très comparables). On notera la quasi proportionnalité entre les déformations permanentes et le déviateur q , proportionnalité que nous avons déjà mise en évidence sur une grave dioritique [GID 97] et [GID 01].

III.2.2. Modélisation des résultats

Les modèles expérimentaux des déformations permanentes, axiale et radiale, après 20 000 cycles de chargement ont été établis à l'aide du logiciel Minitab suivant la même démarche que pour les modèles établis au premier plan d'expériences (les résultats sont présentés en détail dans l'annexe III.6). Ils prennent en compte uniquement les paramètres estimés significatifs au risque de 5% (test de Student). Pour chaque grandeur modélisée nous discutons les différentes possibilités de modélisation. Trois formes de modèles ont été envisagées :

- le modèle "plan d'expériences" : il est construit uniquement à partir des paramètres du plan, soit Σ_1^i , Q/P , M , %OPM (il respecte donc l'orthogonalité de ce dernier, c'est-à-dire l'indépendance entre les différents paramètres),
- le modèle "statistique" : il est construit de façon à donner les corrélations optimales avec les résultats d'essais en utilisant un minimum de paramètres (il peut prendre en compte des paramètres hors plan comme P et Q , violant alors les conditions d'orthogonalité du plan, cf. Figure III.15),
- le modèle "physique" : il est construit à partir de considérations essentiellement basées sur la physique et la mécanique des phénomènes modélisés ; on impose au modèle de contenir deux facteurs liés au chargement (parmi Q/P , P , et Q) de façon à décrire complètement l'état de contraintes du chargement et des paramètres liés au matériau et à son état initial (il peut prendre en compte des paramètres hors plan).

Les modèles décrivent la réponse pour l'ensemble des cinq paliers de chargement, en ne retenant que la valeur de la variable (E_1 , ε_1^p , ε_3^p) obtenue à la fin de chaque palier.

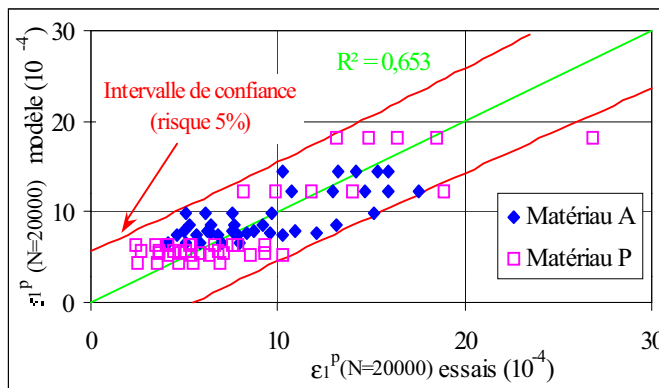
III.2.2.1. Modèle de $\epsilon_1^P(N=20000)$

a) modèle "plan d'expériences"

Le modèle "plan d'expériences" établi pour $\epsilon_1^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\epsilon_1^P(N=20000) (10^{-4}) = 8,5 - 6,3 \Sigma_1^i + 3,1 (\Sigma_1^i)^2 + 1,1 (Q/P)^3 - 0,9 M \quad \text{éq. III.4}$$

Il n'explique que 65,3% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $7,7 \cdot 10^{-8}$, soit plus de quatre-vingt fois la variance de répétabilité (égale à $0,1 \cdot 10^{-8}$). Il prend en compte l'influence du matériau (les déformations sont plus élevées pour le matériau A dont $M = -1$, que pour le matériau P dont $M = +1$), et l'influence de son état initial (la déformation est plus élevée quand le module E_1^i est plus faible, c'est-à-dire quand le matériau est plus humide). Il prend aussi en compte l'influence du chargement, mais il n'utilise qu'un seul paramètre (ici Q/P qui représente q/p) pour la décrire, ce qui veut dire que pour $q/p = 2$ par exemple, la déformation est la même si $q = 200$ kPa ou 600 kPa (peu réaliste). La comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "plan d'expériences" est illustrée sur la Figure III.20.



$VAR_{tot.} (10^{-8})$	21,1
$VAR_{rés.} (10^{-8})$	7,7
$VAR_{rép.} (10^{-8})$	0,1
$VAR_{rés.} / VAR_{tot.} (\%)$	36,5
$VAR_{rés.} / VAR_{rép.} (-)$	85,5

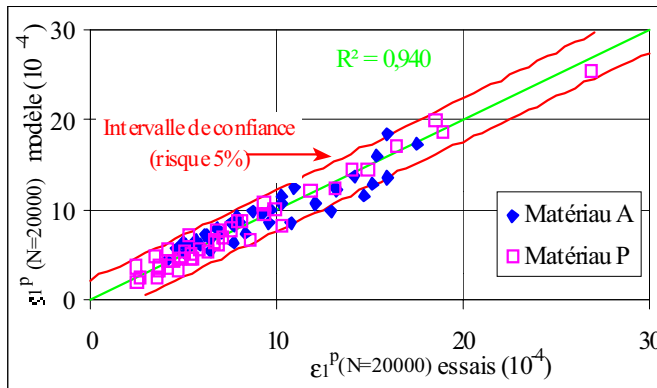
Figure III.20 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "plan d'expériences".

b) Modèle "statistique"

Le modèle "statistique" établi pour $\epsilon_1^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\epsilon_1^P(N=20000) (10^{-4}) = 12,2 + 7,1 (1/\Sigma_1^i) + 5,0 Q + 2,4 Q*(1/\Sigma_1^i) - 1,7 \Gamma_d^i \quad \text{éq. III.5}$$

Il explique 94,0% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $1,4 \cdot 10^{-8}$, soit quinze fois la variance de répétabilité (égale à $0,1 \cdot 10^{-8}$). Là encore, il prend en compte l'influence du matériau et de son état initial (paramètres, Γ_d^i , $1/\Sigma_1^i$) mais n'utilise qu'un seul paramètre de chargement (ici Q qui représente q) pour caractériser l'influence du chargement. La comparaison entre les valeurs de $\varepsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "statistique" est illustrée sur la Figure III.21.



VAR _{tot.} (10^{-8})	21,1
VAR _{rés.} (10^{-8})	1,4
VAR _{rép.} (10^{-8})	0,1
VAR _{rés.} / VAR _{tot.} (%)	6,4
VAR _{rés.} / VAR _{rép.} (-)	15,0

Figure III.21 : Comparaison entre les valeurs de $\varepsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "statistique".

c) Modèle "physique"

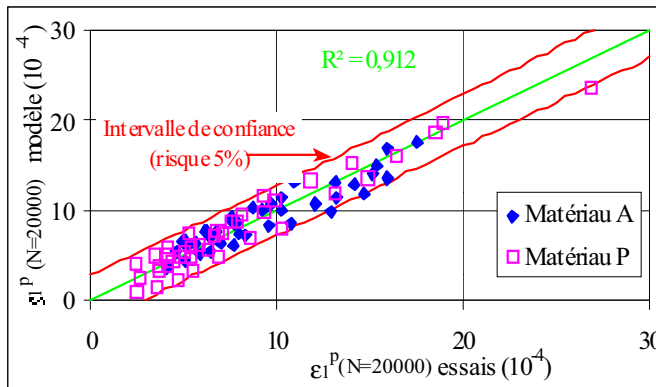
Le modèle "physique" établi pour $\varepsilon_1^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\varepsilon_1^P(N=20000) (10^{-4}) = 10,2 - 7,0 \Sigma_1^i + 5,0 Q - 2,3 Q * \Sigma_1^i - 1,5 \Gamma_d^i - 1,1 P \quad \text{éq. III.6}$$

Il explique 91,2% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $2,0 \cdot 10^{-8}$, soit plus de vingt fois la variance de répétabilité (égale à $0,1 \cdot 10^{-8}$). Il prend en compte :

- le matériau et son état initial (paramètres Γ_d^i et Σ_1^i) : la déformation augmente quand la densité sèche initiale du matériau et sa raideur verticale initiale diminuent,
- le chargement complet via P et Q : la déformation augmente quand Q, à P fixé, augmente et quand P, à Q fixé, diminue (les deux paramètres P et Q sont liés car les grandeurs qu'ils représentent le sont par la relation $p = q/3 + \sigma_3$),
- l'interaction entre Q et Σ_1^i , qui apparaît significative. Elle traduit le fait que l'influence du déviateur dépend de la raideur de l'éprouvette.

La comparaison entre les valeurs de $\varepsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "physique" est illustrée sur la Figure III.22.



VAR _{tot.} (10 ⁻⁸)	21,1
VAR _{rés.} (10 ⁻⁸)	2,0
VAR _{rép.} (10 ⁻⁸)	0,1
VAR _{rés.} / VAR _{tot.} (%)	9,5
VAR _{rés.} / VAR _{rép.} (-)	22,2

Figure III.22 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".

Statistiquement, les deux derniers modèles sont quasiment équivalents, mais seul le modèle "physique" décrit de façon cohérente l'influence du chargement.

La Figure III.23 présente l'évolution de $\epsilon_1^P(N=20000)$ en fonction de q pour trois éprouvettes de chaque matériau et illustre la comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs prédites par le modèle "physique".

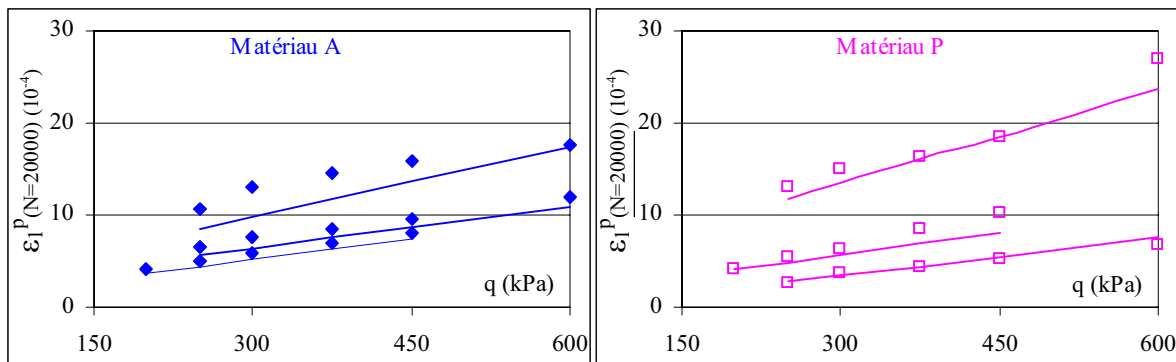


Figure III.23 : Évolution de $\epsilon_1^P(N=20000)$ en fonction de q - Comparaison entre les valeurs expérimentales et les prédictions du modèle "physique".

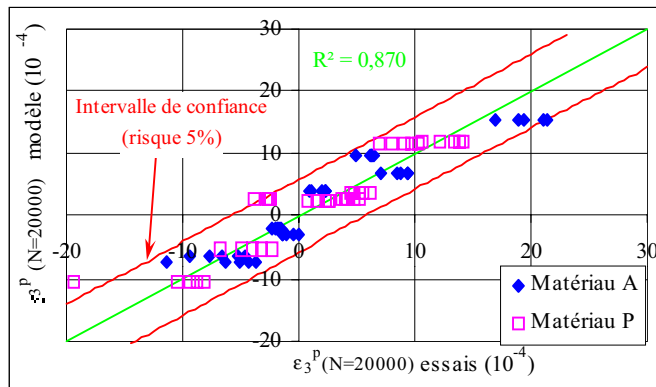
III.2.2.2. Modèle de $\epsilon_3^P(N=20000)$

a) modèle "plan d'expériences"

Le modèle "plan d'expériences" établi pour $\epsilon_3^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\epsilon_3^P(N=20000) (10^{-4}) = 2,0 + 12,5 (\Sigma_1^i)^3 - 8,4 \Sigma_1^i - 9,1 Q/P + 1,7 (Q/P)^2 - 1,0 \%OPM \quad \text{éq. III.7}$$

Il explique 87,0% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $8,7 \cdot 10^{-8}$, soit seize fois la variance de répétabilité (égale à $0,5 \cdot 10^{-8}$). Il prend en compte l'influence du matériau (implicite) et celle de son état initial (la déformation est plus élevée quand le module E_1^i est plus faible, c'est-à-dire, pour un matériau donné, quand il est plus humide) et celle de l'intensité de la vibrocompression (la déformation radiale est moins élevée lorsque la vibrocompression est plus intense). Le modèle prend aussi en compte l'influence du chargement, mais il n'utilise qu'un seul paramètre (ici Q/P qui représente q/p) pour la décrire (peu réaliste). La comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "plan d'expériences" est illustrée sur la Figure III.24.



VAR _{tot.} (10^{-8})	62,5
VAR _{rés.} (10^{-8})	8,7
VAR _{rép.} (10^{-8})	0,5
VAR _{rés.} / VAR _{tot.} (%)	13,9
VAR _{rés.} / VAR _{rép.} (-)	16,2

Figure III.24 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "plan d'expériences".

b) Modèle "statistique"

Le modèle "statistique" établi pour $\epsilon_3^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\epsilon_3^P(N=20000) (10^{-4}) = 3,0 - 11,6 Q/P - 7,6 (Q/P) * (1/\Sigma_1^i) + 3,0 (1/\Sigma_1^i) + 1,3 \Gamma_d^i \quad \text{éq. III.8}$$

Il explique 91,5% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $5,7 \cdot 10^{-8}$, soit dix fois la variance de répétabilité (égale à $0,5 \cdot 10^{-8}$). Là encore, il prend en compte l'influence du matériau (implicite) et de son état initial (paramètres Γ_d^i et $1/\Sigma_1^i$) mais n'utilise qu'un seul paramètre de chargement (ici Q/P qui représente q/p). L'influence positive de Γ_d^i traduit le fait que l'extension radiale des éprouvettes (déformation permanente radiale négative) est moins importante lorsque que la densité sèche initiale du matériau est plus élevée (elle peut l'être pour plusieurs raisons, cf. éq. II.9). La comparaison entre les valeurs de $\epsilon_1^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "statistique" est illustrée sur la Figure III.25.

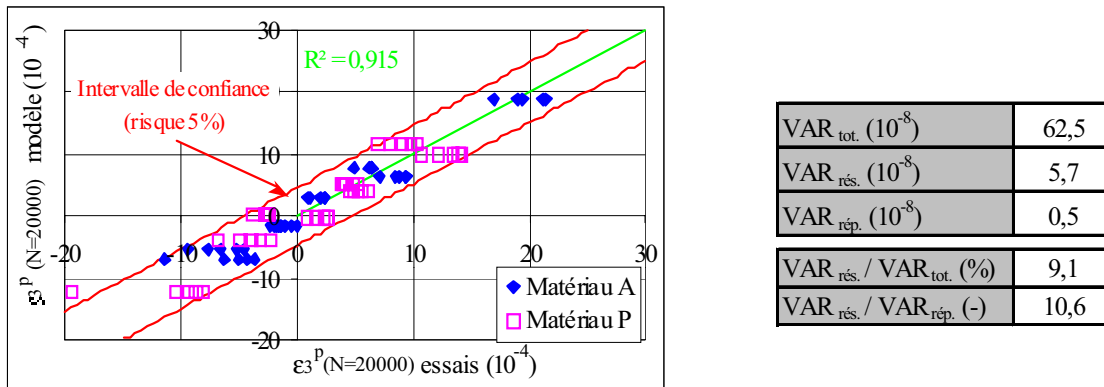


Figure III.25 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "statistique".

c) Modèle "physique"

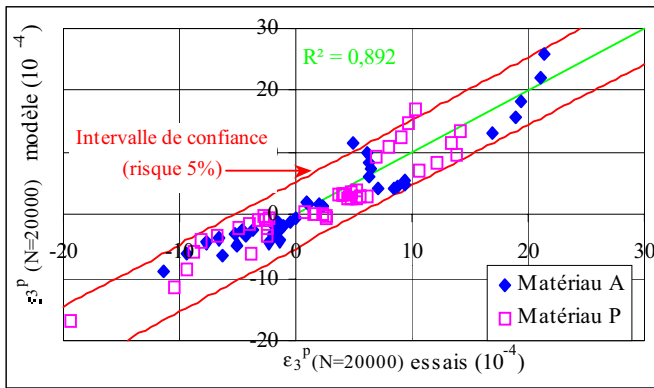
Le modèle "physique" établi pour $\epsilon_3^P(N=20000)$ est le suivant :

$$\epsilon_3^P(N=20000) (10^{-4}) = 4,0 + 15,0 P - 12,8 P * \Sigma_1^i - 10,9 Q + 9,1 Q * \Sigma_1^i - 4,1 \Sigma_1^i + 1,1 \Gamma_d^i \quad \text{éq. III.9}$$

Il explique 89,2% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à $2,0 \cdot 10^{-8}$, soit plus de treize fois la variance de répétabilité (égale à $0,5 \cdot 10^{-8}$). Il prend en compte :

- le matériau (implicite) et son état initial (paramètres Γ_d^i et Σ_1^i) : la déformation est plus élevée lorsque la densité sèche initiale du matériau augmente, et quand sa raideur verticale initiale diminue (c'est-à-dire pour un matériau donné, lorsque sa teneur en eau augmente),
- le chargement complet via P et Q : la déformation augmente quand Q, à P fixé, augmente et quand P, à Q fixé, diminue (les deux paramètres P et Q sont liés car les grandeurs qu'ils représentent le sont par la relation $p = q/3 + \sigma_3$).
- les interactions entre Q et Σ_1^i et entre P et Σ_1^i , sont significatives. Elles traduisent le fait que l'influence du chargement dépend de la raideur verticale initiale des éprouvettes.

La comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "physique" est illustrée sur la Figure III.26.



VAR _{tot.} (10 ⁻⁸)	62,5
VAR _{rés.} (10 ⁻⁸)	7,3
VAR _{rép.} (10 ⁻⁸)	0,5
VAR _{rés.} / VAR _{tot.} (%)	11,7
VAR _{rés.} / VAR _{rép.} (-)	13,7

Figure III.26 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_3^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".

III.2.2.3. Prévision de la déformation volumique $\epsilon_v^P(N=20000)$

Les prédictions de la déformation permanente volumique après 20 000 cycles de chargement peuvent être établies à partir des deux modèles "physiques" des déformations permanentes, axiale et radiale, et comparées aux valeurs mesurées. La comparaison entre les valeurs de $\epsilon_v^P(N=20000)$ mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure III.27. La corrélation obtenue est élevée ($R^2 > 0,87$).

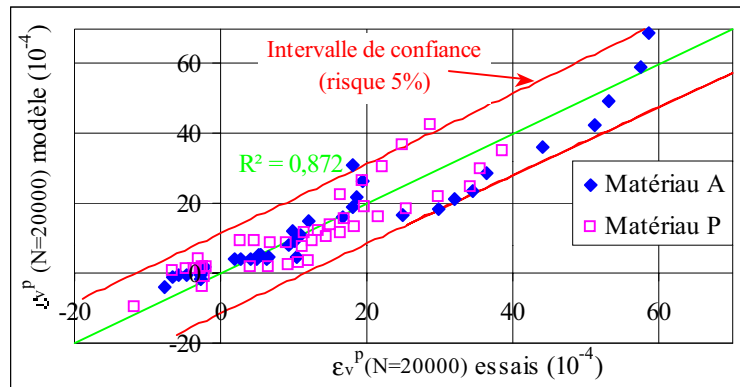


Figure III.27 : Comparaison entre les valeurs de $\epsilon_v^P(N=20000)$ mesurées et celles prédites à partir des modèles "physiques" des déformations permanentes, axiale et radiale.

Le modèle de la déformation permanente volumique construit à partir des modèles physiques de $\epsilon_1^P(N=20000)$ et $\epsilon_3^P(N=20000)$ peut être écrit sous la forme :

$$\epsilon_v^P(N=20000)(10^{-4}) = 18,2 + 28,9 P - 25,6 P * \Sigma_1^i - 16,8 Q + 15,9 Q * \Sigma_1^i - 15,2 \Sigma_1^i + 0,7 \Gamma_d^i \text{ éq. III.10}$$

III.2.2.4. Modèle de $E_{1(N=20000)}$

Nous présenterons ici directement le modèle "physique", qui s'écrit sous la forme :

$$E_{1(N=20000)} \text{ (MPa)} = 1170 + 274 P + 248 V^i + 235 \Sigma_1^i - 204 P * \Sigma_1^i + 103 Q - 70 M \quad \text{éq. III.11}$$

Il n'explique que 70,2% de la variance totale, amenant la variance résiduelle à 38 481 MPa², soit presque deux fois la variance de répétabilité (égale à 18 917 MPa²). Il prend en compte le matériau et son état initial (paramètre M et Vⁱ) et le chargement complet via P et Q.

La comparaison entre les valeurs de $E_{1(N=20000)}$ mesurées et les valeurs prédites par le modèle "physique" est illustrée sur la Figure III.28.

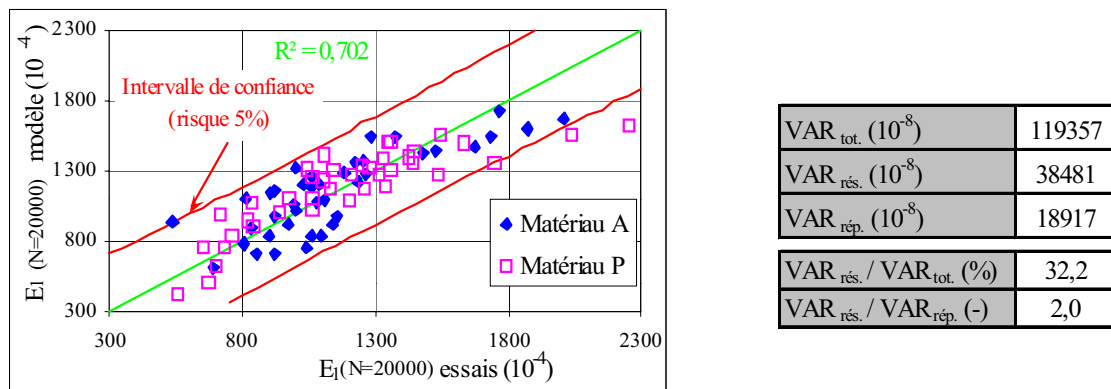


Figure III.28 : Comparaison entre les valeurs de $E_{1(N=20000)}$ mesurées et celles prédites par le modèle "physique".

La médiocre qualité du modèle fait que pour une valeur théorique de 1 200 MPa, l'intervalle des valeurs au risque de 5% est sensiblement [800 MPa ; 1 600 MPa]. La qualité de la prédiction n'est pas excellente.

IV. CONCLUSION

Cette troisième partie a été consacrée à l'étude de l'évolution des déformations permanentes et de la rigidité des GNT calcaires à long terme. Elle a été menée sur le site expérimental et en laboratoire et a permis de dégager les points suivants :

- En l'absence d'imperméabilisation des accotements la couche de GNT se recharge en eau lors des fortes précipitations, et la déformation du matériau (sous trafic), qui est très sensible à l'eau (GNT calcaires), augmente alors de façon brutale atteignant

rapidement des valeurs préjudiciables (> 10 mm en bordure de chaussée). Toutefois, si des dispositions constructives particulières comme des écrans de rives et un enduit d'imperméabilisation peuvent empêcher la réhumidification de la GNT on peut penser que la déformation se stabilise à des valeurs relativement basses ($13 \cdot 10^{-4}$ en bordure de chaussée et $5 \cdot 10^{-4}$ à $7 \cdot 10^{-4}$ près de l'axe, cf. Tableau III.1).

- En l'absence de renforcement des accotements, le bord de chaussée, non maintenu, a tendance à s'affaisser. La comparaison entre les valeurs des déformations mesurées par les capteurs et celles mesurées par le TUS a permis d'estimer cet affaissement à 5 mm.
- Les modèles expérimentaux des déformations permanentes, axiale et radiale, établis en laboratoire lors du second plan d'expériences mettent en évidence l'influence prépondérante de la raideur verticale de la GNT (qui dépend fortement de sa teneur en eau) et du chargement (essentiellement q pour la déformation axiale et q et p pour la déformation radiale). On retrouve aussi l'influence du matériau et de sa compacité, mais avec des influences moins importantes.
- Pour les teneurs en eau choisies dans le plan d'expériences, le niveau des déformations permanentes est faible, ce qui montre une bonne performance des GNT calcaires, mais diminue la précision des mesures et donc des modélisations proposées. Pour d'autres types de matériaux, les déformations permanentes, sous même chargement sont dans des ordres de grandeur de 100 à $200 \cdot 10^{-4}$ (ici on a des valeurs inférieures à $20 \cdot 10^{-4}$).

Les résultats du site et du laboratoire ayant été obtenus pour des conditions expérimentales différentes (types et niveaux de sollicitation, géométrie des essais...), il est nécessaire de les comparer à la lumière de simulations numériques sur un multicouche représentatif de la chaussée expérimentale. A partir des champs de contraintes identifiés lors des simulations, l'équation **éq. III.6** doit permettre de prédire, via les caractéristiques du matériau et de son état initial, la déformation de la couche de GNT mesurée sur le site, du moins pour la période sèche : les teneurs en eau mesurées dans la chaussée pendant la période humide étant très en dehors de la plage de valeurs utilisée pour la construction des modèles de E_1^i et $\varepsilon_1^P(N=20000)$, les prédictions de la déformation de la GNT pour les teneurs en eau élevées seront très en dessous des valeurs mesurées.

QUATRIÈME PARTIE

LIEN CHANTIER/LABORATOIRE

ET

VALIDATION DES MODÈLES EXPÉRIMENTAUX

I. INTRODUCTION

Les deux parties précédentes ont été consacrées respectivement à l'étude de l'état initial des GNT calcaires en place, et à leur comportement à long terme sous chargements répétés et sous variations des conditions de mise en œuvre et climatiques. Les études ont été menées à la fois sur un site expérimental et en laboratoire. Elles ont permis, d'une part de recueillir un grand nombre de données de chantier, et d'autre part de modéliser (modèles expérimentaux multilinéaires) le comportement des GNT calcaires dans leur phase initiale (mise en œuvre) et finale (déformations permanentes et module élastique vertical après un grand nombre de sollicitations).

Cependant, les résultats d'essais mécaniques obtenus sur le site et au laboratoire ne peuvent pas être comparés directement car les procédures expérimentales utilisées pour leur obtention ne sont pas les mêmes. Sur le chantier, les grandeurs mécaniques mesurées sur la GNT (déflexion et portance) sont les réponses de toute la structure sollicitée (GNT + couche de forme + sol) alors qu'en laboratoire, seule la GNT est sollicitée. De plus, la répartition des contraintes dans le corps de chaussée n'est pas uniforme, comme c'est le cas pour les éprouvettes de laboratoire. De plus, les deux familles d'essais sont caractérisées par une importante variabilité des résultats, mais les causes de cette variabilité ne sont pas identiques sur le site et au laboratoire.

Le moyen que nous avons choisi pour tenter de relier les données du site aux prédictions des modèles de laboratoire est de simuler numériquement par éléments finis (CESAR/LCPC) [HUM 89] des chargements à la plaque (portance) et par un essieu standard (130 kPa) sur un multicouche représentatif de la chaussée expérimentale. Ces simulations serviront d'une part à estimer l'état initial de la GNT sur chantier (module élastique initial de la couche de GNT) et son comportement à long terme (module élastique de la couche de GNT et déformation permanente à long terme), et d'autre part à évaluer l'aptitude des modèles expérimentaux à les

prédire. Cette partie sera donc consacrée à la présentation des prédictions des modèles établis au laboratoire, des résultats des simulations, et de leur comparaison. On discutera également de la pertinence et de la validité de notre approche et de ses résultats. Enfin, on exposera quelques recommandations pratiques afin d'améliorer les performances mécaniques des GNT calcaires utilisées pour la réalisation des assises de chaussées souples.

L'ensemble des résultats des essais à la plaque réalisés au cours de l'expérimentation du site est résumé dans le Tableau IV.1 (les valeurs moyennes des mesures de teneur en eau de la GNT ont aussi été reportées dans le tableau).

Tableau IV.1 :
Résultats des essais à plaque réalisés au cours de l'expérimentation du site.

Phase	Mesuré sur	Date de l'essai	Teneur en eau moyenne (%)	Portance			
				Moyenne (MPa)	Écart-type (MPa)	Nombre d'essais (-)	
Projet	Sol	24/01/2000	-	14	5	5	
Construction	Couche de forme	16/08/2000	-	172	14	4	
	GNT	Zone f_c	22/08/2000	9,0%	205	66	12
		Zone F_c	22/08/2000	9,0%	223	80	12
	GNT	Zone f_c	28/08/2000	6,4%	294	97	12
		Zone F_c	28/08/2000	6,4%	437	106	12
Démolition	GNT	Zone f_c	11/06/2001	8,0%	267	97	6
		Zone F_c	11/06/2001	8,0%	281	51	6
	Couche de forme	11/06/2001	-	115	14	3	

On constate que la portance du sol est très faible, sans doute parce que le sol était très humide au moment des mesures (réalisées en janvier). Ce sont ces faibles valeurs qui ont conduit à décider de la réalisation d'une couche de forme, dont le rôle est d'éviter que les engins de chantier ne déforment trop le support de chaussée. On retrouve cette influence de l'eau sur le sol, et peut-être aussi sur la couche traitée, lorsqu'on compare les valeurs de portance obtenues sur la couche de forme à la mise en œuvre et lors de la démolition de la planche d'essai : la portance passe en moyenne de 172 MPa à 115 MPa. Les portances mesurées sur la GNT dépendent également de la teneur en eau du matériau : la portance diminue quand la teneur en eau de la GNT augmente (les valeurs obtenues le 11 juin 2001 sont comprises entre les valeurs mesurées les 22 et 28 août 2000, comme le sont les teneurs en eau de la GNT).

On remarque également que l'augmentation de l'intensité du compactage de la couche de GNT conduit à une augmentation de la portance mesurée sur la GNT, et ceci est vérifié pour toutes dates (22 et 28 août 2000 et 11 juin 2001).

Enfin, il semblerait que la variabilité de la portance de la GNT soit plus importante que celle de la couche de forme traitée (dispersion des mesures plus importante), mais le nombre d'essais réalisés n'est pas le même (peu d'essais sur la couche de forme).

II. ESTIMATION DU MODULE ÉLASTIQUE INITIAL DE LA COUCHE DE GNT

Lors du dimensionnement de la chaussée, la connaissance de l'état initial de la couche de GNT, et notamment de son module élastique initial, paraît nécessaire pour une prédiction fiable de la déformation à long terme de la chaussée (il caractérise l'état de référence du matériau à partir duquel seront estimées les déformations). De même, lors du contrôle sur chantier, elle peut permettre, si c'est nécessaire, de réajuster le dimensionnement, et dans le cas extrême, de préconiser des modifications pour la suite de la construction de la chaussée (réduire la durée de vie prévue de la chaussée, augmenter les épaisseurs ou utiliser des matériaux plus rigides pour les couches supérieures, laisser sécher la couche de GNT, etc). Les estimations du module élastique initial de la GNT peuvent être réalisées soit à partir du modèle expérimental élaboré au laboratoire, soit à partir des mesures de portance réalisées sur le site combinées à des simulations numériques de l'essai. La démarche est illustrée sur la Figure IV.1.

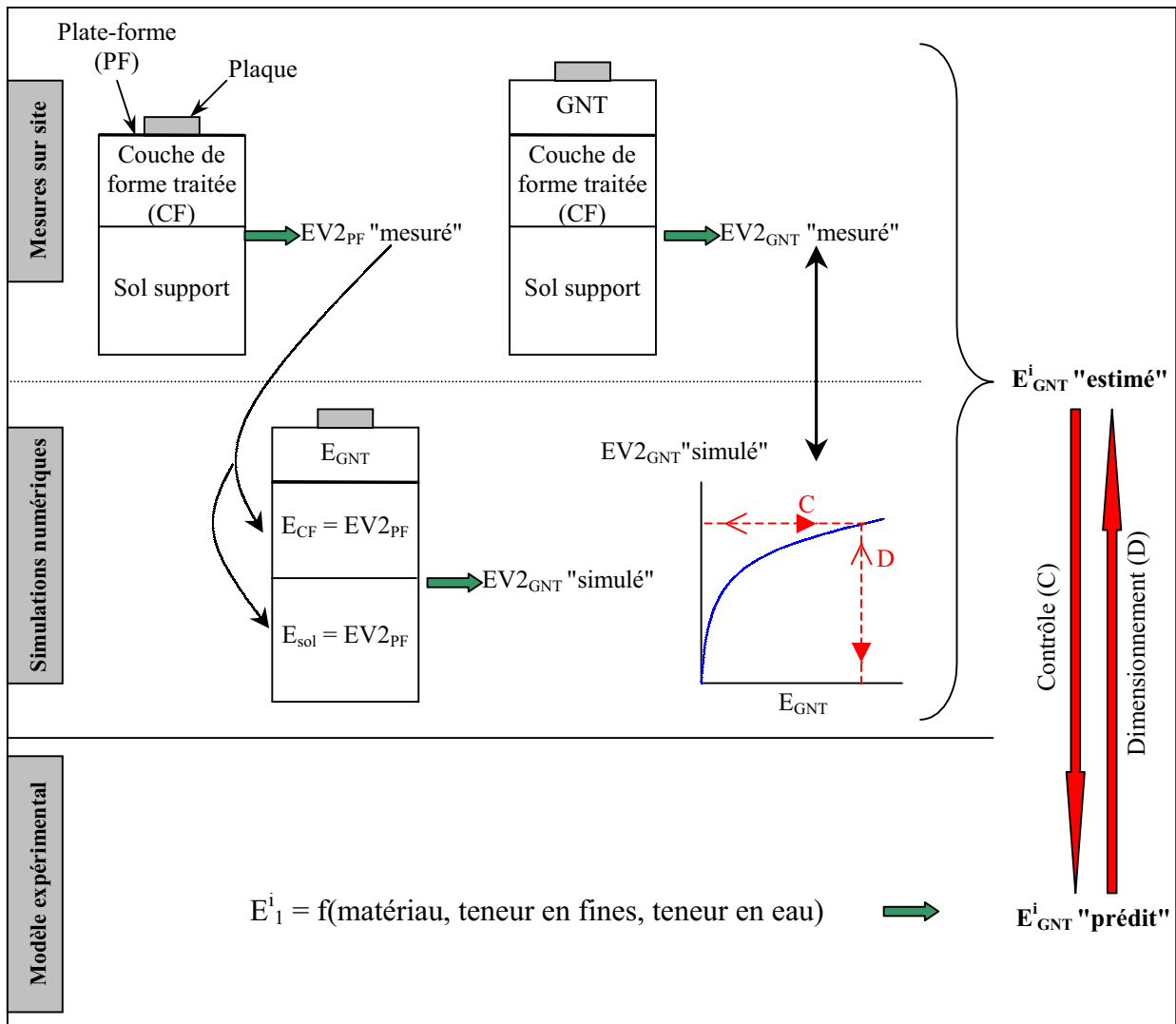


Figure IV.1 : Illustration de la démarche utilisée pour la détermination du module élastique initial de la couche de GNT à partir des mesures de portance et du modèle expérimental.

II.1. Estimation à partir du module de portance initial

La démarche, illustrée sur la Figure IV.1, consiste à simuler les essais à la plaque réalisés sur les différentes couches de la chaussée et, par comparaison avec les résultats de chantier, à estimer le module élastique initial de la couche de GNT.

II.1.1. Simulations numériques de l'essai à la plaque

Les simulations sont réalisées avec le code de calcul par éléments finis CESAR/LCPC. Elles sont effectuées en 2D par le calcul élastique linéaire axisymétrique de l'enfoncement d'une demi-plaque (le diamètre de la plaque étant de 60 cm) sous une charge uniformément répartie de 200 kPa (la plaque n'est pas modélisée : on applique directement une pression uniforme sur le matériau, ce qui revient à supposer la plaque souple). Toutes les couches sont considérées isotropes et parfaitement collées entre elles. Les déplacements horizontaux des bords verticaux sont bloqués ainsi que les déplacements horizontaux et verticaux du fond du massif. Une représentation schématique du maillage (cas du tricouche), des conditions aux limites et des conditions de chargement est fournie sur la Figure IV.2. Les dimensions du maillage sont choisies d'après les recommandations de Mestat [MES 93] pour les fondations superficielles (usuellement, on prend 6B et 10B respectivement pour les dimensions horizontale et verticale du maillage, B étant la largeur totale de la fondation, c'est-à-dire dans notre cas celle de la plaque, soit 60 cm).

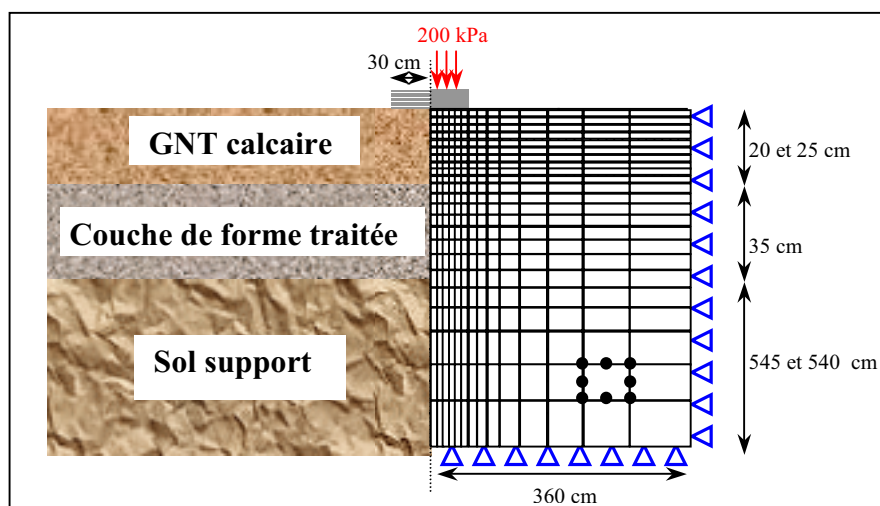


Figure IV.2 : Illustration du maillage, des conditions aux limites et des conditions de chargement pour les simulations numériques de l'essai à la plaque dans le cas du tricouche.

Le maillage est réalisé à partir d'éléments carrés à huit nœuds, comportant au total 2 365 éléments et 7 292 nœuds. Le maillage de la couche de GNT est réalisé avec des éléments plus

petits que pour les autres couches (mailles de 1 cm de côté). L'épaisseur de la GNT est prise égale à 20 cm (valeur de projet) et on verra plus loin l'influence qu'elle peut avoir sur les estimations du module de la GNT si on prend 25 cm (valeur mesurée à la démolition).

La valeur du module EV2"simulé" est calculée par la relation classique suivante :

$$EV2"simulé" = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{d}{z} p \quad \text{éq. IV.1}$$

où ν , d , p et z sont respectivement le coefficient de Poisson égal à 0,25, le diamètre de la plaque, la pression moyenne exercée sur la structure et l'enfoncement de la plaque. Ce dernier est obtenu en prenant la moyenne des déplacements des nœuds de contact entre la plaque et la couche de matériau. Une illustration des déplacements de ces nœuds est présentée sur la Figure IV.3 pour le cas $E_{GNT} = 1\ 000\ \text{MPa}$ et $E_{sol} = E_{CF} = E_{PF} = 115\ \text{MPa}$ (portance mesurée sur la couche de forme lors de la démolition de la planche d'essai).

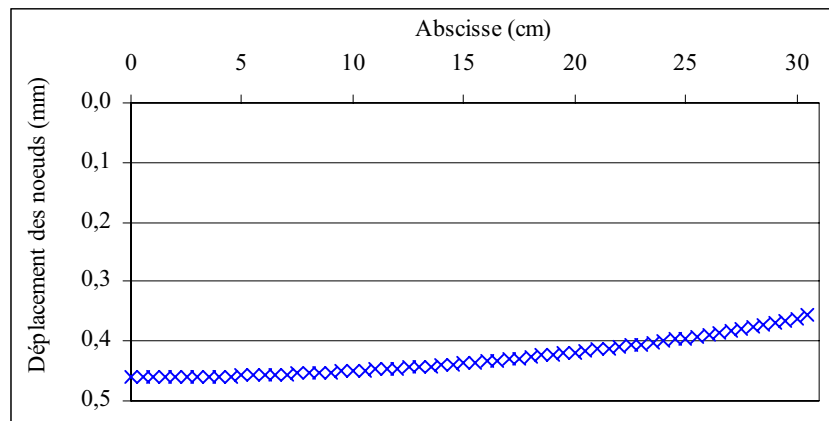


Figure IV.3 : Déplacements des nœuds de contact entre la plaque et la couche de GNT.

L'erreur que l'on commet en assimilant le module EV2"simulé" au module élastique de la structure est estimée à partir de la simulation d'un essai à la plaque sur un monocouche : on réalise une simulation sur le multicouche illustré sur la Figure IV.2 en attribuant à chaque couche le même module élastique E et le même coefficient de Poisson ν (on prend la valeur habituellement utilisée pour le calcul de EV2, soit 0,25). Le calcul est réalisé pour $E = 50\ \text{MPa}$. L'enfoncement moyen de la plaque est de 1,9 mm et la valeur du module EV2"simulé" est égale à 45,8 MPa, ce qui fait une erreur de 8,4%. Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2 :

Estimation de l'erreur de prédiction du module élastique E d'un massif par la simulation numérique d'un essai à la plaque.

E (MPa)	Enfoncement moyen de la plaque (mm)	EV2"simulé" (MPa)	Erreur (%)
50	1,93	45,8	8,4

L'erreur commise résulte de la discrétisation de la structure et de la méthode de calcul du déplacement moyen utilisé pour la détermination de $EV2_{\text{simulé}}$. Cette erreur est ramenée à 4% lorsque le déplacement moyen est calculé en intégrant les déplacements sur toute la surface d'application de la charge (le déplacement moyen est alors de 1,84 mm et $EV2_{\text{simulé}}$ vaut 48,0 MPa), mais les calculs n'ont pas été réalisés de cette façon.

II.1.2. Estimation du module élastique initial de la couche de forme

Les calculs sont réalisés sur le bicouche sol + couche de forme, en attribuant au module du sol E_{sol} , la valeur moyenne de $EV2_{\text{sol}}$ mesuré le 26 janvier 2000, soit 13,9 MPa. On fait ici l'hypothèse (forte) qu'entre janvier et août le sol n'a pas évolué. Les résultats des simulations sont présentés sur la Figure IV.4. Ils montrent que, même avec un module E_{sol} augmenté d'une fois l'écart type des mesures de $EV2_{\text{sol}}$ (égal à 5 MPa), la valeur de module E_{CF} qui permet de retrouver la valeur du module $EV2_{\text{PF}}$ mesurée sur chantier (égale à 172 MPa avec un écart type de 14 MPa) est très nettement supérieure à 5 000 MPa, ce qui paraît plutôt irréaliste (cet ordre de grandeur correspond à celui de l'enrobé).

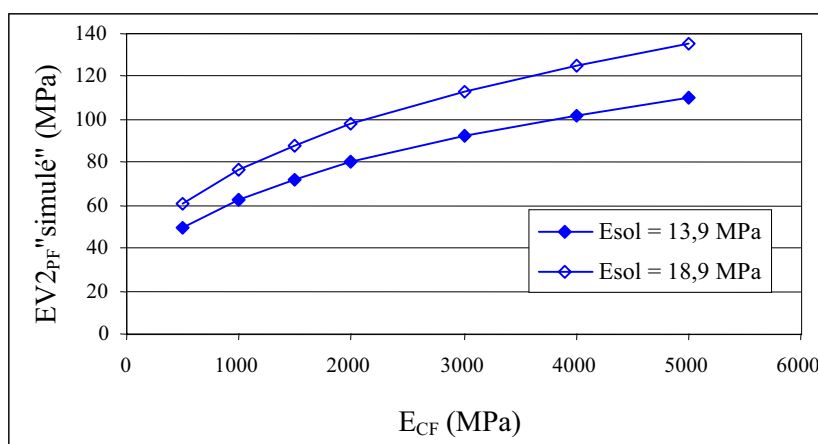


Figure IV.4 : Évolution du module de portance $EV2_{\text{PF}}$ "simulé" en fonction du module élastique de la couche de forme E_{CF} .

La principale cause est sans doute que le sol, dont le module a été mesuré en janvier 2000, n'avait pas les mêmes caractéristiques mécaniques au moment de l'essai sur la couche de forme (août 2000). La valeur de E_{sol} étant très incertaine, nous considérerons dans la suite l'ensemble sol + couche de forme comme une seule couche homogène et isotrope de module E_{PF} (PF = plate-forme).

II.1.3. Estimation du module élastique initial de la couche de GNT

Les portances mesurées sur la couche de GNT sont égales pour les zones F_c et f_c respectivement à 223 ± 80 MPa et 205 ± 66 MPa le 22 août, et à 294 ± 97 MPa et 437 ± 106 MPa le 28 août (cf. Tableau IV.1). Les simulations sont réalisées sur le bicouche PF + GNT avec $E_{PF} = 172 \pm 14$ MPa. On fait ici l'hypothèse qu'entre le 16 août et 22 août le sol n'a pas évolué (hypothèse réaliste) et la couche de forme non plus (hypothèse discutable du fait du durcissement progressif du liant hydraulique).

II.1.3.1. Estimation du module au 22 août 2000

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure IV.5. Les valeurs du module E_{GNT} correspondantes aux valeurs moyennes de EV_2 mesurées sur la GNT le 22 août sont comprises entre 320 et 500 MPa pour la zone f_c et entre 440 et 700 MPa pour la zone F_c . Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées au laboratoire.

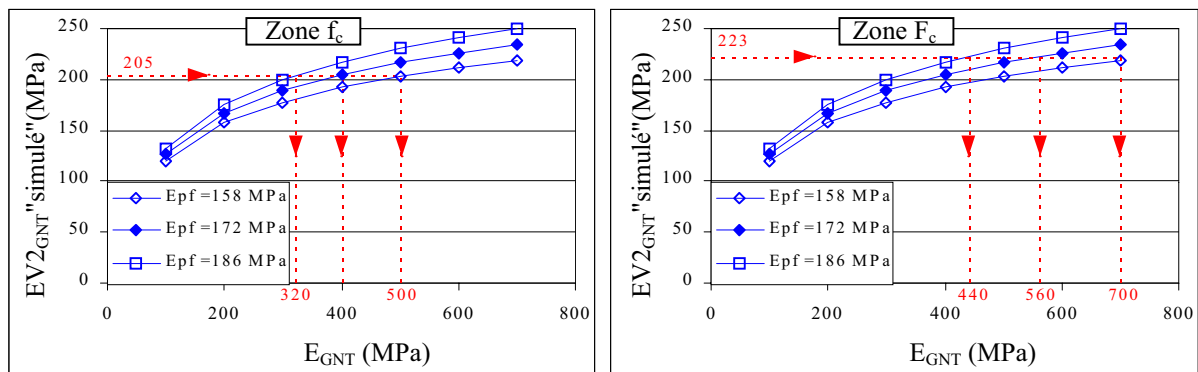


Figure IV.5 : Évolution du module de portance $EV_{2_{GNT}}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs moyennes de EV_2 mesurées sur la GNT le 22 août.

Si maintenant on veut prendre en compte la dispersion des valeurs de EV_2 mesurées sur la GNT, l'incertitude sur la valeur de E_{GNT} devient très importante. En considérant que le module $EV_{2_{GNT}}$ est situé dans la plage $[\text{moyenne}(EV_{2_{GNT}}\text{"mesuré"}) \pm \text{un écart type}(EV_{2_{GNT}}\text{"mesuré"})]$, les prédictions des valeurs de E_{GNT}^i sont comprises dans des plages de variation très étendues $[120 \text{ MPa} ; 1\ 000 \text{ MPa}]$ et $[130 \text{ MPa} ; 1\ 700 \text{ MPa}]$ respectivement pour les zones f_c et F_c (la dispersion sur $EV_{2_{GNT}}$ dépendant de celle sur $EV_{2_{PF}}$ et de celle sur E_{GNT} , il paraît logique, pour "estimer des plages de valeurs de E_{GNT} ", de considérer que les $EV_{2_{GNT}}$ forts sont plutôt liés à des $EV_{2_{PF}}$ forts et réciproquement pour les valeurs faibles). Ces résultats sont illustrés sur la Figure IV.6.

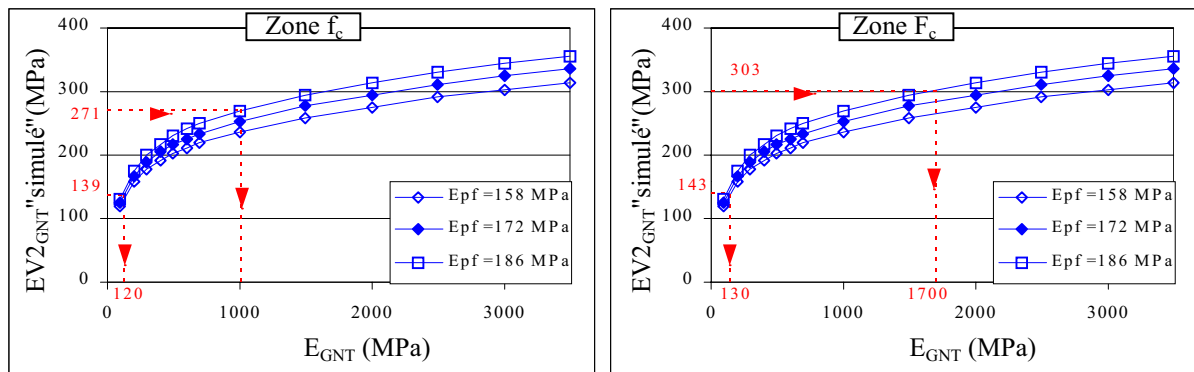


Figure IV.6 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs de EV2 mesurées sur la GNT le 22 août en tenant compte de la dispersion des mesures.

II.1.3.2. Estimation du module au 28 août 2000

On suppose que les courbes $\{EV2_{GNT} \text{ "simulé" } = f(E_{GNT})\}$ sont les mêmes que pour la détermination du module élastique de la GNT au 22 août. Cela revient à faire l'hypothèse qu'entre ces deux dates le sol et la couche de forme n'ont pas évolué. Les résultats sont illustrés sur la Figure IV.7 et sur la Figure IV.8. Les plages de variation du module de la couche de GNT estimées sont égales à $[300 \text{ MPa} ; > 3 500 \text{ MPa}]$ et $[2 800 \text{ MPa} ; > 3 500 \text{ MPa}]$ respectivement pour les zones f_c et F_c lorsqu'on tient compte de la dispersion des mesures de EV2.

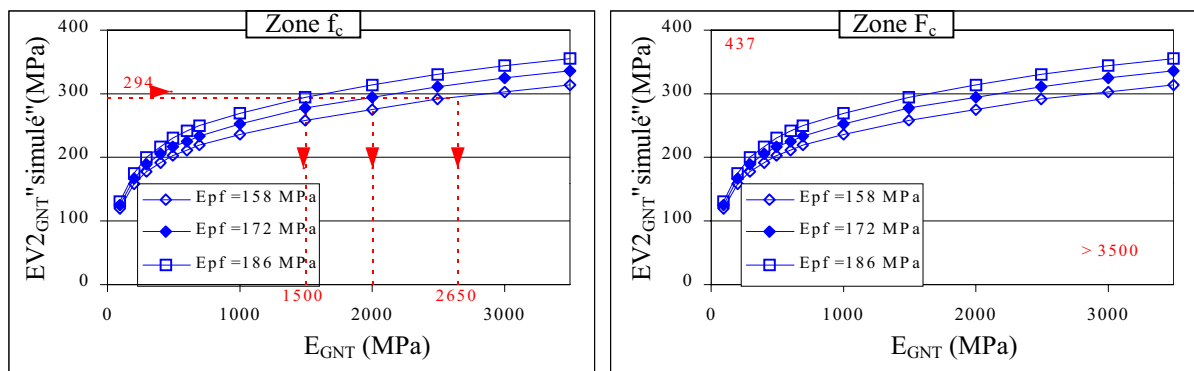


Figure IV.7 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs moyennes de EV2 mesurées sur la GNT le 28 août.

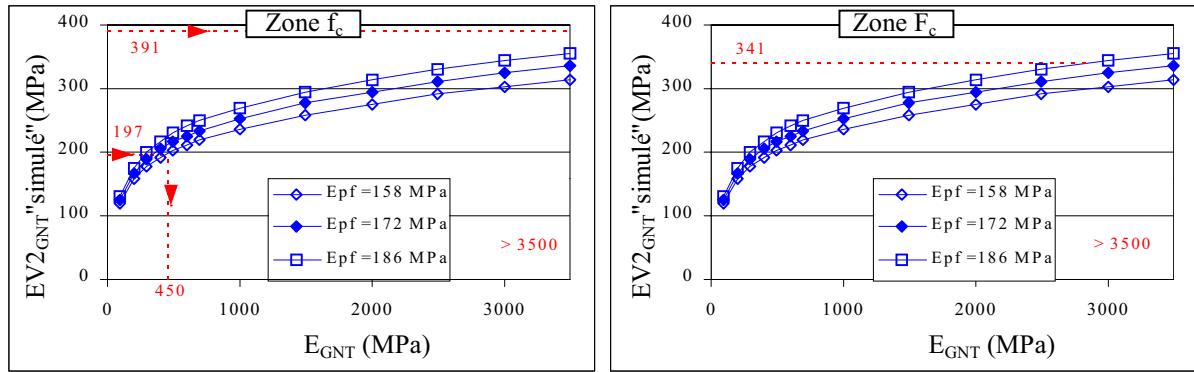


Figure IV.8 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module élastique de la GNT (E_{GNT}) et estimation du module élastique initial E_{GNT}^i d'après les valeurs de $EV2$ mesurées sur la GNT le 28 août en tenant compte de la dispersion des mesures.

Tous ces résultats sont résumés dans le Tableau IV.3. Les modules E_{GNT} qui rendent possible l'atteinte des forts $EV2_{GNT}$ mesurés semblent plus élevés que ceux auxquels on peut raisonnablement s'attendre. Il faut probablement remettre en cause certaines de nos hypothèses comme :

- la constance de E_{PF} (pris égal à $EV2_{PF}$) : la couche de forme a été traitée le 9 août 2000. Elle a donc 13 jours lors de la première série de mesures (22 août) et 19 jours lors de la seconde (28 août). Son durcissement est lent mais régulier. Il est probable que $E_{PF,28\text{août}} > E_{PF,22\text{août}} > E_{PF,9\text{août}}$.
- la constance de E_{sol} (pris ici égal à $EV2_{PF}$, l'ensemble sol + couche de forme étant assimilé à une seule couche homogène) : la teneur en eau du sol dépend directement des conditions atmosphériques. Le module du sol a, lui aussi, probablement augmenté entre le 22 août et le 28 août.

Cependant nous ne disposons d'aucune mesure permettant de raffiner les hypothèses faites en les justifiant par des données issues du terrain. C'est la raison pour laquelle nous nous contenterons des fourchettes grossières obtenues au § II.1.3.1.

Enfin, il est essentiel de constater que l'essai à la plaque, de par sa configuration de chargement et son intensité, est peu discriminant pour les portances supérieures à 250 MPa, souvent mesurées sur la GNT. Par exemple, sur la Figure IV.7, faire passer E_{GNT} de 1 000 MPa à 2 000 MPa (soit une augmentation de 100%) fait passer $EV2_{GNT}$ "simulé" de 237 MPa à 314 MPa (soit une augmentation de 32%).

L'essai, bien adapté pour les mesures de portance des structures de chaussée, ne permet pas d'estimer, via les simulations numériques de l'essai, le module élastique initial de la GNT de façon fiable et précise.

Tableau IV.3 :

Estimations du module élastique initial de la couche de GNT réalisées à partir des portances initiales mesurées sur la couche GNT et des simulations numériques de l'essai à la plaque.

	Estimations du module élastique initial de la couche de GNT (MPa)			
	22 août		28 août	
	F_c	f_c	F_c	f_c
d'après les simulations de l'essai à la plaque (à partir des valeurs moyennes de EV2)	[440 ; 700]	[320 ; 500]	(> 3500)*	[1500 ; 2650]*
d'après les simulations de l'essai à la plaque (avec prise en compte de la dispersion sur EV2)	[130 ; 1700]	[120 ; 1000]	(> 3500)*	[450 ; > 3500]*

* Hypothèses probablement non satisfaisantes.

II.2. Estimation à partir du modèle de laboratoire

Pour être capable de prédire les raideurs du matériau pour des valeurs de teneur en eau situées en dehors de la plage de variation prévue initialement (notamment pour les fortes teneurs en eau), il est nécessaire de substituer au modèle établi au § III.3.2.3.b de la deuxième partie un modèle plus physique, qui décrive une décroissance continue de E_1^i en fonction de la teneur en eau ($\delta E_1^i / \delta w < 0$). Nous y avons vu que l'extrapolation du modèle de E_1^i n'a pas de sens physique, en particulier pour les teneurs en eau proches de la teneur en eau à l'OPM (le modèle est cependant performant dans son domaine de construction). Il est donc nécessaire d'utiliser un modèle plus approprié à la prédiction du module élastique initial de la couche de GNT, du moins pour les prédictions du module au 22 août, lorsque la teneur en eau de la GNT était de 9% (teneur en eau à la mise en œuvre).

II.2.1. Élaboration d'un modèle plus approprié à l'extrapolation

Le modèle a été construit de la même façon que pour le modèle présenté au § III.3.2.3 de la deuxième partie, en utilisant le paramètre $\frac{1}{\omega}$, qui est le paramètre normé de $\frac{1}{w}$ (w étant la teneur en eau), au lieu du paramètre W ($\frac{1}{w}$ est normé en utilisant l'équation éq. II.4). Le modèle retenu est le suivant (comme le précédent modèle il ne tient pas compte de l'intensité de compactage) :

$$E_1^i \text{ (MPa)} = 639,1 + 603,1 \frac{1}{\omega} - 244,5 M + 129,7 F \quad \text{éq. IV.2}$$

Il explique 92,5% de la variance totale amenant la variance résiduelle à 5 538 MPa², soit 80% de la variance de répétabilité calculée à partir des quatre points répétés du point central (6 773

MPa²). La moyenne des quatre valeurs expérimentales du point central est égale à 793 MPa et celle des quatre prédictions du modèle est égale à 820 MPa. La comparaison entre les valeurs mesurées et les valeurs prédites est illustrée sur la Figure IV.9 (les triangles représentent les essais du point central).

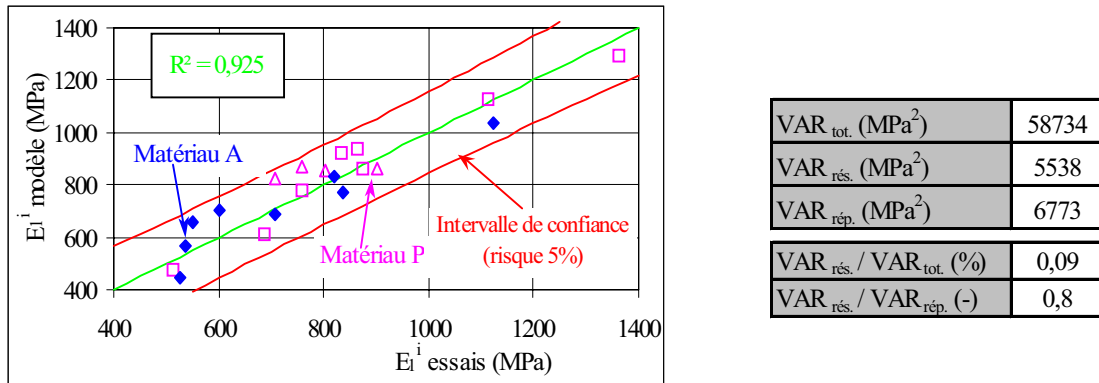


Figure IV.9 : Prédications du modèle et comparaison avec les valeurs expérimentales.

Une illustration de l'évolution du module E_1^i en fonction de la teneur en eau est présentée sur la Figure IV.10. La comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions du modèle est satisfaisante. Elle montre que l'extrapolation de ce modèle est moins aberrante qu'avec le modèle établi dans la deuxième partie. Sans être plus juste mathématiquement, elle respecte le bon sens physique. A l'inverse, du côté sec, le modèle semble moins bien adapté et sous-estime les raideurs.

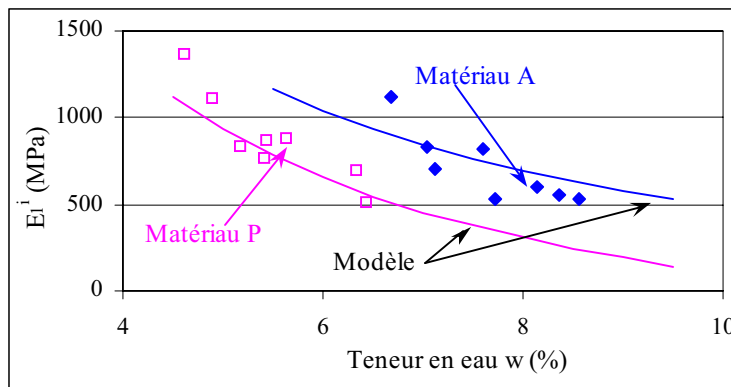


Figure IV.10 : Évolution du module E_1^i en fonction de la teneur en eau – Comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions du modèle.

II.2.2. Prédictions du modèle

Pour estimer le module élastique initial de la couche de GNT à partir du modèle, il faut prendre les valeurs de teneur en eau et de teneur en fines issues du site (cf. deuxième partie

chapitre II). Les caractéristiques des granulats et du matériau à l'OPM (grave C) étant proches de celles du matériau A (cf. Tableau II.10 et Figure II.13) on prendra -1 pour la valeur du paramètre M. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau IV.4 (les calculs ont été réalisés avec la valeur moyenne de la teneur en fines sur toute la planche d'essai). Les plages de valeurs prédites sont là aussi peu précises.

Tableau IV.4 :
Prédictions du module élastique initial de la couche de GNT aux 22 et 28 août à partir du modèle de E_1^i .

	22 août 2000 M = -1 $f = 18 \pm 2\% \Rightarrow 1,4 < F < 3,0$ $w = 9,0 \pm 0,7\% \Rightarrow -1,29 < 1/\omega < -0,93$	28 août 2000 M = -1 $f = 18 \pm 2\% \Rightarrow 1,4 < F < 3,0$ $w = 6,4 \pm 0,5\% \Rightarrow -0,41 < 1/\omega < 0,10$
E_1^i (MPa)	[290 ; 710]	[820 ; 1320]

II.3. Comparaison des résultats et discussion

Les résultats des estimations du module élastique initial de la couche de GNT sont rassemblés dans le Tableau IV.5 qui regroupe les plages de valeurs de E_{GNT} estimées à partir des simulations numériques des essais à la plaque réalisés sur le site lors de la construction de la planche d'essai et à partir du modèle de E_1^i établi à partir d'essais TCR.

Tableau IV.5 :
Récapitulatif des estimations du module élastique initial de la couche de GNT.

	Module élastique initial de la couche de GNT (MPa)			
	22 août		28 août	
	F_c	f_c	F_c	f_c
d'après les simulations de l'essai à la plaque (à partir des valeurs moyennes de EV2)	[440 ; 700]	[320 ; 500]	> 3500	[1500 ; 2650]
d'après les simulations de l'essai à la plaque (avec prise en compte de la dispersion sur EV2)	[130 ; 3000]	[120 ; 2000]	> 2850	[280 ; > 3500]
d'après le modèle de E_1^i	[290 ; 710]		[820 ; 1320]	

Les plages de valeurs estimées pour le module élastique initial de la couche de GNT à partir du modèle de E_1^i sont en accord avec les estimations obtenues à partir des simulations de l'essai à la plaque, du moins pour le 22 août. Pour le 28 août, les portances mesurées sont très élevées et l'essai à la plaque n'est plus assez discriminant : il ne permet pas, via les simulations numériques de l'essai, d'estimer le module élastique initial de la couche de GNT avec précision, et en particulier lorsqu'on prend en compte la dispersion des résultats d'essais.

La connaissance incertaine de la valeur du module de la plate-forme est sans doute une des causes de la piètre qualité des estimations réalisées à partir des simulations numériques pour le 28 août. En effet, les valeurs de E_{PF} utilisées dans les simulations ont été obtenues 6 jours

avant les mesures du 22 août et 12 jours avant les mesures du 28 août, la couche de forme traitée n'ayant que 13 jours et 19 jours de prise au moment des deux séries de mesures. On peut donc penser, qu'entre la mesure de portance de la plate-forme et les mesures de portance sur la GNT, la couche traitée a continué sa prise, donnant alors des modules E_{PF} plus élevés et donc des valeurs de E_{GNT} moins élevées et moins dispersées (en ramenant les valeurs dans la partie discriminante de la courbe $\{EV2_{GNT} \text{ "simulé" } = f(E_{GNT})\}$).

Il faut aussi tenir compte de la variabilité de l'épaisseur de la couche de GNT dont l'influence est significative. Les simulations ont été réalisées avec une épaisseur de 20 cm, alors que lors de la démolition de la planche d'essai on a constaté qu'elle était plutôt proche de 25 cm. La Figure IV.11 illustre l'incidence que peut avoir l'épaisseur de la couche de GNT sur l'estimation de son module via les simulations numériques des essais de portance réalisés sur la GNT. La plage de valeurs prédites pour le module E_{GNT} passe de [590 MPa ; 1 400 MPa] à [450 MPa ; 900 MPa] lorsque l'épaisseur de la couche de GNT passe de 20 cm à 25 cm : l'amplitude de l'intervalle est réduite quasiment de moitié et la valeur centrale passe de 1 000 MPa à 675 MPa.

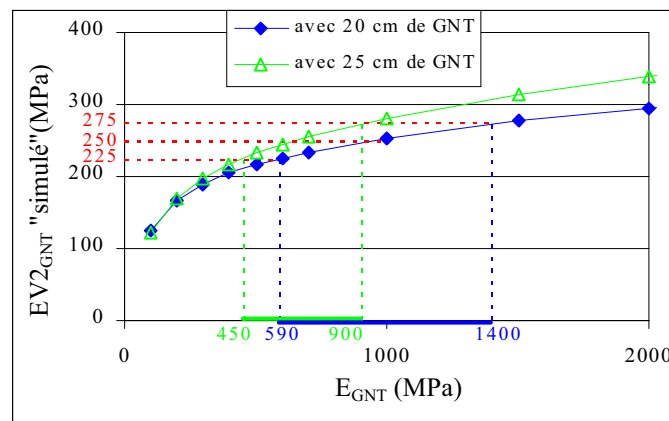


Figure IV.11 : Évolution du module $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction de l'épaisseur de la couche de GNT et de son module élastique.

Toutes ces raisons font qu'il est difficile d'estimer avec précision le module de la GNT à partir du seul essai de portance, bien adapté au contrôle, mais trop "intégrateur". Nous retiendrons donc en priorité les plages de valeurs estimées à partir du modèle de laboratoire, soit [290 MPa ; 710MPa] de valeur médiane 500 MPa pour une teneur en eau de la GNT de 9,0%, et [820 MPa ; 1 320 MPa] de valeur médiane 1 070 MPa pour une teneur en eau de la GNT de 6,4%. Ces valeurs sont, pour les premières, compatibles avec celles estimées à partir de l'essai à la plaque.

III. PRÉDICTION DU COMPORTEMENT À LONG TERME DE LA COUCHE DE GNT

Il nous faut maintenant passer à la prédiction à long terme du comportement de la couche de GNT, sur lequel est basé le dimensionnement de la chaussée. Les grandeurs concernées, sont le module élastique final (après un grand nombre de sollicitations) et la déformation permanente accumulée par la couche de GNT pendant la durée de vie de la chaussée. Ces grandeurs dépendent, nous l'avons vu, du module initial, dont nous venons de parler, et de l'intensité des contraintes p et q résultant du trafic. Pour estimer ces contraintes, on simule le chargement induit par un demi-essieu sur un multicouche représentatif de la chaussée expérimentale, et on récupère les contraintes dans la couche de GNT sous l'empreinte de la charge. Ces contraintes serviront également à la prédiction de la déformation de la couche de GNT via le modèle de $\epsilon_1^p(N=20000)$.

III.1. Prédiction du module élastique à long terme de la couche de GNT

III.1.1. Prédiction à partir du module de portance final (à la démolition de la planche d'essai)

Les valeurs du module de portance mesurées sur la GNT lors de la démolition de la planche d'essai sont égales à 267 ± 97 MPa et 281 ± 51 MPa respectivement pour les zones f_c et F_c (cf. Tableau IV.1). L'estimation du module élastique final de la couche de GNT est réalisée comme pour l'estimation du module élastique initial, c'est à dire à partir de simulations de l'essai à la plaque. Le maillage utilisé est le même que celui présenté sur la Figure IV.2 avec cette fois 25 cm de GNT (épaisseur mesurée à la démolition). Le module de la plate-forme est pris égal au module de portance mesuré à la démolition, soit 115 MPa avec un écart type de 14 MPa (cf. Tableau IV.1). Les résultats issus des simulations sont illustrés sur la Figure IV.12 lorsqu'on ne prend en compte que les valeurs moyennes de EV2, et sur la Figure IV.13 lorsqu'on prend en compte la dispersion des mesures.

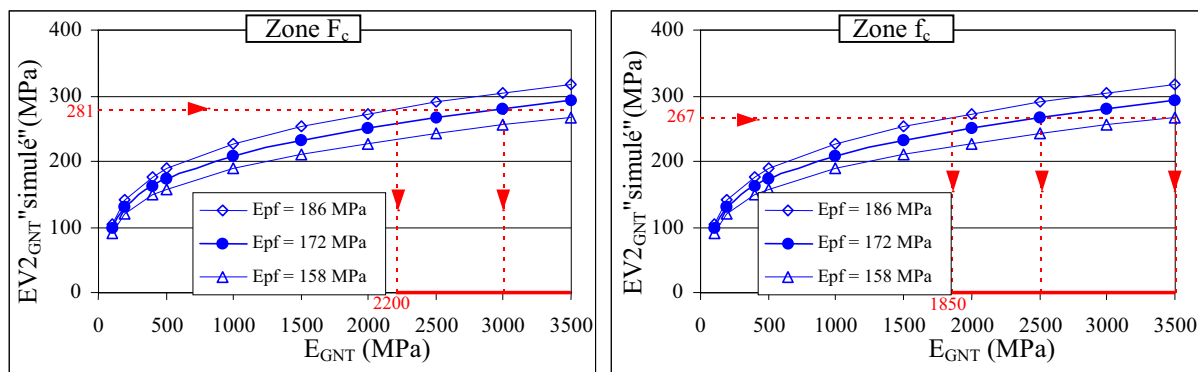


Figure IV.12 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module E_{GNT} et estimation du module E_{GNT} final d'après les valeurs moyennes de EV2 mesurées sur la GNT lors de la démolition de la planche d'essai.

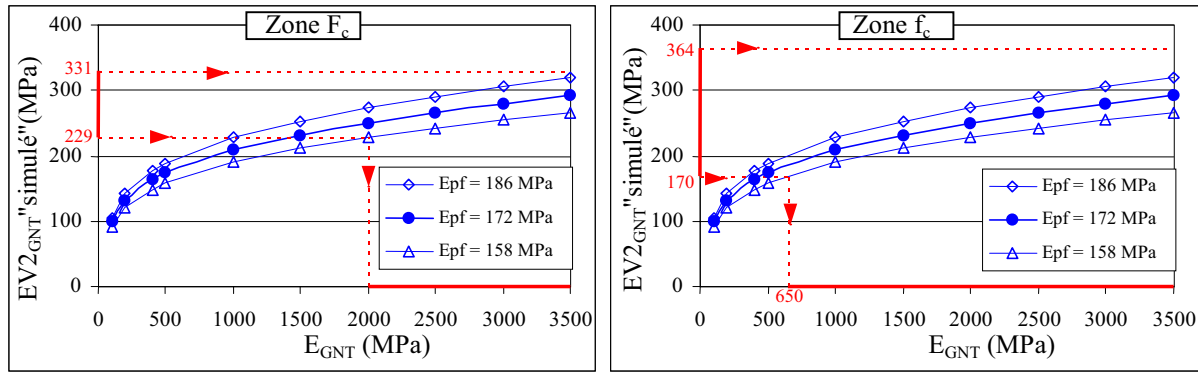


Figure IV.13 : Évolution du module de portance $EV2_{GNT}$ "simulé" en fonction du module E_{GNT} et estimation du module E_{GNT} final d'après les valeurs de EV2 mesurées sur la GNT lors de la démolition de la planche d'essai en tenant compte la dispersion des mesures.

Les plages de valeurs prédites pour le module E_{GNT} sont respectivement [2 200 MPa ; > 3 500 MPa] et [1 850 MPa ; 3 500 MPa] pour les zones F_c et f_c lorsqu'on prend en compte uniquement les valeurs moyennes de EV2 , et [2 000 MPa ; > 3 500 MPa] et [650 MPa ; > 3 500 MPa] respectivement pour les zones F_c et f_c lorsqu'on prend en compte la dispersion des mesures de EV2. Elles sont résumées dans le Tableau IV.6.

Tableau IV.6 :

Estimations du module élastique final de la couche de GNT réalisées à partir des portances finales mesurées sur la couche GNT et des simulations numériques de l'essai à la plaque.

	Estimations du module élastique final de la couche de GNT (MPa)	
	Zone F_c	Zone f_c
d'après les simulations de l'essai à la plaque (à partir des valeurs moyennes de EV2)	[2200 ; > 3500]	[1850 ; 3500]
d'après les simulations de l'essai à la plaque (avec prise en compte de la dispersion sur EV2)	[2000 ; > 3500]	[650 ; > 3500]

Bien que les mesures de portance de la plate-forme aient été réalisées le même jour que les mesures de portance sur la GNT, les estimations sont, là encore, très imprécises. On se heurte à nouveau à la non discrimination de l'essai à la plaque lorsque les portances mesurées dépassent 250 MPa (le module E_{PF} étant relativement faible, elle apparaît plus tôt).

III.1.2. Prédiction à partir du modèle de laboratoire

Le module élastique final de la GNT peut être aussi prédit par le modèle expérimental établi dans la troisième partie (§ III.2.2.4), qui s'écrit sous la forme :

$$E_{1(N=20000)} \text{ (MPa)} = 1170 + 274 P + 248 V^i + 235 \Sigma_1^i - 204 P * \Sigma_1^i + 103 Q - 70 M \quad \text{éq. IV.3}$$

Pour estimer le module élastique de la couche de GNT de la planche d'essai après un grand nombre de sollicitations routières, il faut connaître, les données initiales (module élastique initial et indice des vides initial, caractérisés par les paramètres initiaux normés Σ_1^i et V^i), et l'état de contraintes de la couche de GNT lorsque la chaussée est soumise à un chargement routier.

III.1.2.1. Détermination des paramètres initiaux de la GNT en place

a) Détermination de la plage de valeurs de V^i

V^i est le paramètre normé de e^i , dont la détermination se fait, connaissant le matériau (de paramètre normé M), sa teneur en fines (de paramètre normé F), et l'intensité du compactage (de paramètre normé %OPM), par le modèle établi lors du premier plan d'expériences (cf. deuxième partie § III.3.2.2.b) défini par la relation suivante :

$$e^i (\%) = 11,6 + 1,1 M - 0,9 \%OPM - 0,8 F \quad \text{éq. IV.4}$$

Les caractéristiques des granulats et du matériau à l'OPM (grave C) étant proches de celles du matériau A (cf. Tableau II.10 et Figure II.13) on prendra -1 pour la valeur du paramètre M. Pour le paramètre %OPM, on prendra -1 pour la zone f_c et +1 pour la zone F_c . Les valeurs du paramètre F sont calculées à partir des teneur en fines mesurées sur le site après compactage (cf. Tableau II.1), soit $17,5 \pm 2,0\%$ et $18,6 \pm 1,7\%$ respectivement pour les zones f_c et F_c . Ces données sont résumées dans le Tableau IV.7 avec les résultats des estimations de V^i (par rapport au Tableau IV.4, on différencie les teneurs en fines de chaque zone).

Tableau IV.7 :

Plages de valeurs du paramètre V^i correspondantes aux valeurs de e^i déterminées à partir du modèle expérimental de e^i pour les zones F_c et f_c .

	Zone F_c M = -1 %OPM = +1 f = $18,6 \pm 1,7\% \Rightarrow 1,76 < F < 3,12$	Zone f_c M = -1 %OPM = -1 f = $17,5 \pm 2,0\% \Rightarrow 1,20 < F < 2,80$
$e^i (\%)$	$7,1 < e^i < 8,2$	$7,4 < e^i < 8,6$
$V^i (-)$	[-1,086 ; -0,732]	[-1,000 ; -0,586]

b) Détermination des plages de valeurs de Σ_1^i

Σ_1^i est le paramètre normé de E_1^i , dont la détermination se fait, connaissant le matériau (de paramètre normé M), sa teneur en eau ($\frac{1}{\omega}$ étant le paramètre normé de $\frac{1}{w}$, et w étant la teneur en eau) et sa teneur en fines (de paramètre normé F), par l'équation **éq. IV.2**.

Les prédictions du module élastique initial de la couche de GNT ont été réalisées en prenant en compte les données du site (teneur en eau et teneur en fines) et leur variabilité (cf. deuxième partie chapitre II). La teneur en eau initiale retenue est celle mesurée avant la mise en service de la chaussée, c'est-à-dire pour $w = 6,4 \pm 0,5\%$ (égale à la moyenne des teneurs en eau mesurées le 28 août 2000). Les caractéristiques des granulats et du matériau à l'OPM (grave C) étant proches de celles du matériau A (cf. Tableau II.10 et Figure II.13) on prendra là aussi -1 comme valeur du paramètre M. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau IV.8 (les calculs ont été réalisés en différenciant les zones de compactage par leur teneur en fines). Les plages de valeurs prédites sont là aussi peu précises.

Tableau IV.8 :

Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i pour les zones F_c et f_c .

	Zone F_c M = -1 f = $18,6 \pm 1,7\% \Rightarrow 1,76 < F < 3,12$ w = $6,4 \pm 0,5\% \Rightarrow -0,41 < 1/\omega < 0,10$	Zone f_c M = -1 f = $17,5 \pm 2,0\% \Rightarrow 1,20 < F < 2,80$ w = $6,4 \pm 0,5\% \Rightarrow -0,41 < 1/\omega < 0,10$
E_1^i (MPa)	[860 ; 1350]	[790 ; 1310]
Σ_1^i (-)	[0,612 ; 2,478]	[0,345 ; 2,326]

III.1.2.2. Détermination des paramètres liés au chargement

On simule un chargement de type demi-essieu standard (65 kN) sur un multicouche représentatif de la chaussée, et on récupère l'état de contraintes de la couche de GNT. Les simulations sont réalisées avec le code de calcul par éléments finis CESAR/LCPC. Elles sont effectuées en 2D avec un calcul élastique linéaire axisymétrique. Le chargement, représenté par une charge de 676 kPa uniformément répartie sur une surface circulaire de 36 cm de diamètre [JOU 94], est appliqué directement sur le matériau (le pneu n'est pas modélisé). Toutes les couches sont considérées isotropes et parfaitement collées entre elles. Les déplacements horizontaux des bords verticaux sont bloqués ainsi que les déplacements horizontaux et verticaux du fond du massif. Le maillage, les conditions aux limites et les conditions de chargement utilisés sont schématiquement représentés sur la Figure IV.14. Les

dimensions du maillage sont choisies en respectant les recommandations de Mestat [MES 93] pour les fondations superficielles (cf. § II.2.1).

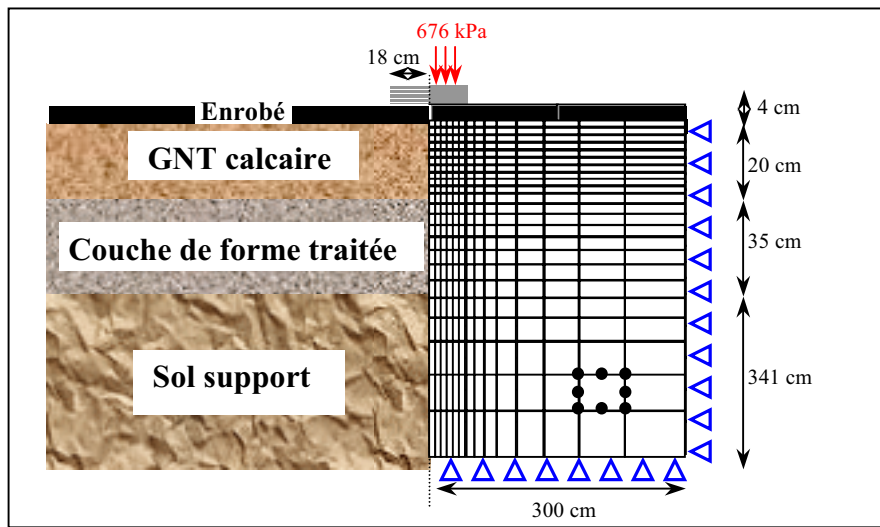


Figure IV.14 : Illustration du maillage, des conditions aux limites et des conditions de chargement pour les simulations numériques d'un chargement routier.

Trois profils verticaux de la répartition des contraintes p et q dans la couche de GNT ont été construits sous la charge. Leur position dans la couche est représentée sur la Figure IV.15 et les profils sont illustrés sur la Figure IV.16. Les calculs ont été réalisés pour les modules $E_{PF} = 172 \text{ MPa}$ (moyenne des valeurs de la portance initiale de la plate-forme, cf. Tableau IV.1), $E_{GNT} = 1\,000 \text{ MPa}$ (moyenne des valeurs de E_1^i calculées au § III.1.2.1.b) et $E_{\text{enrobé}} = 5\,400 \text{ MPa}$.

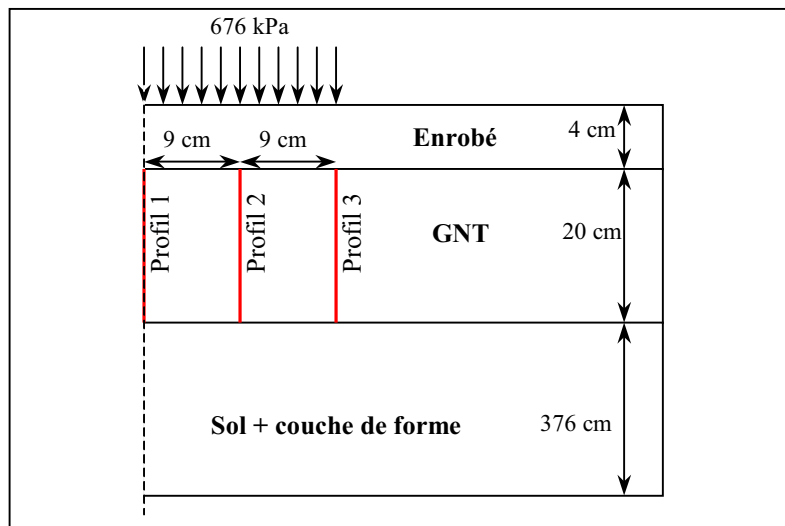


Figure IV.15 : Position des profils verticaux des contraintes p et q réalisés dans la couche de GNT.

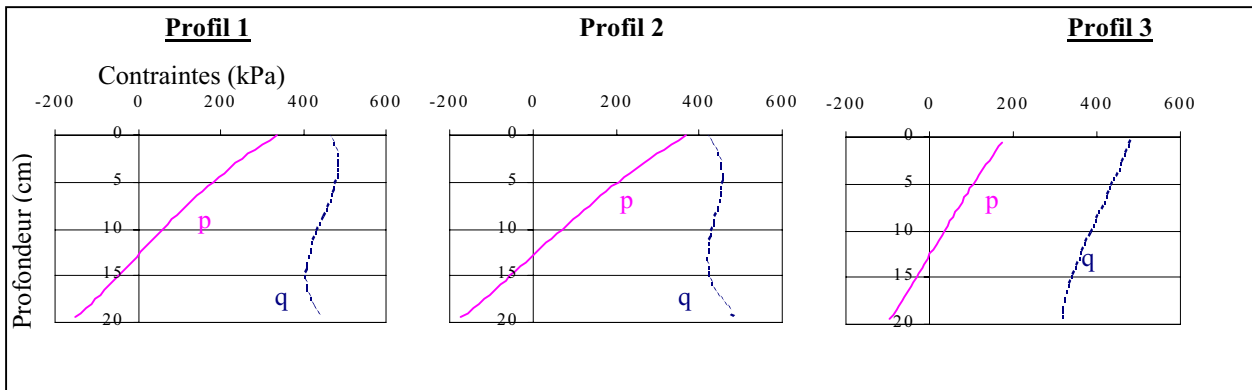


Figure IV.16 : Répartition des contraintes p et q dans la couche de GNT pour les trois profils verticaux.

La valeur du déviateur q peut être supposée constante dans toute la couche de GNT. On prendra la valeur moyenne sur l'ensemble des trois profils, soit 424 kPa. Par contre, pour la contrainte moyenne p qui diminue significativement avec la profondeur (et devient négative dans la partie inférieure de la couche de GNT, qui se comporte ici comme une poutre en flexion), on prendra la valeur moyenne sur l'ensemble des trois profils pour des sous-couches de 5 cm d'épaisseur, soit 227, 108, 6, et -85 kPa respectivement pour les sous-couches situées aux profondeurs [0 cm ; 5 cm], [5 cm ; 10 cm], [10 cm ; 15 cm], et [15 cm ; 20 cm] (les valeurs normées étant respectivement égales à -0,274 ; -0,954 ; -1,537 ; -2,057). Ces résultats sont résumés dans le Tableau IV.9. Les deux dernières valeurs étant en dehors du domaine dans lequel le modèle a été construit, il faudra l'extrapoler, ce qui nous amènera à rester prudent quant à l'interprétation et à la validité des résultats de l'estimation.

Tableau IV.9 :
État de contraintes de la couche de GNT lorsque la chaussée est soumise à un chargement routier.

	q (kPa) / Q (-)	p (kPa) / P (-)
[0 ; 5]	424 / 0,120	227 / -0,274
[5 ; 10]	424 / 0,120	108 / -0,954
[10 ; 15]	424 / 0,120	6 / -1,537
[15 ; 20]	424 / 0,120	-85 / -2,057

III.1.2.3. Prédictions du modèle

Les prédictions du module élastique de la GNT à long terme (module final) sont résumées dans le Tableau IV.10. Les plages de valeurs retenues pour le module E_{GNT} final sont définies à partir des valeurs extrêmes (cas le plus défavorable et cas le plus favorable).

La valeur moyenne du module élastique final est quasiment constante dans les différentes sous-couches de la GNT (elle est voisine de 1 400 MPa), ce qui traduit une faible influence de la contrainte moyenne p . Par contre, on constate que la précision de la prédiction est moins bonne lorsque p augmente. On remarque aussi que les modules prédits sont plus élevés dans la zone F_c que dans la zone f_c , mais l'écart n'est pas important.

Tableau IV.10 :

Prédictions du module élastique final de la couche de GNT à partir du modèle de $E_{1(N=20000)}$.

Module élastique final de la couche de GNT (MPa)		
	Zone F_c $M = -1$ $860 \text{ MPa} < E_1^i < 1350 \text{ MPa} \Rightarrow 0,612 < \Sigma_1^i < 2,478$ $q = 424 \text{ kPa} \Rightarrow Q = 0,120$ $7,1\% < e^i < 8,2\% \Rightarrow -1,086 < V^i < -0,732$	Zone f_c $M = -1$ $790 \text{ MPa} < E_1^i < 1310 \text{ MPa} \Rightarrow 0,345 < \Sigma_1^i < 2,326$ $q = 424 \text{ kPa} \Rightarrow Q = 0,120$ $7,4\% < e^i < 8,6\% \Rightarrow -1,000 < V^i < -0,586$
[0 ; 5] $P = -0,274$	[1090 ; 1720]	[1000 ; 1700]
[5 ; 10] $P = -0,954$	[980 ; 1870]	[860 ; 1830]
[10 ; 15] $P = -1,537$	[900 ; 2010]	[730 ; 1940]
[15 ; 20] $P = -2,057$	[820 ; 2130]	[620 ; 2040]

En fait, l'étendue importante de ces plages de valeurs est en majeure partie due à la forte variabilité de E_1^i , elle même principalement due à la variabilité de la teneur en eau de la couche de GNT.

Comparées aux valeurs de E_1^i estimées pour le 28 août, les valeurs moyennes des plages de valeurs du module élastique final de la GNT sont plus élevées (1 070 MPa pour le module initial et 1 400 MPa pour le module final).

III.1.3. Comparaison des résultats et discussion

Les résultats des estimations du module élastique final de la couche de GNT sont résumés dans le Tableau IV.11. Il regroupe les plages de valeurs de E_{GNT} estimées à partir des simulations numériques des essais à la plaque réalisés sur le site lors de la démolition de la planche d'essai et à partir du modèle de $E_{1(N=20000)}$ établi en laboratoire à partir d'essais TCR.

Tableau IV.11 :
Récapitulatif des estimations du module élastique final de la couche de GNT.

	Estimations du module élastique final de la couche de GNT (MPa)	
	Zone F_c	Zone f_c
d'après les simulations de l'essai à la plaque (à partir des valeurs moyennes de EV2)	[2200 ; > 3500]	[1850 ; 3500]
d'après les simulations de l'essai à la plaque (avec prise en compte de la dispersion sur EV2)	[1000 ; > 3500]	[350 ; > 3500]
d'après le modèle de $E_1(N=20000)$ (moyenne sur les 5 sous-couches)	[950 ; 1930]	[840 ; 1890]

Les estimations obtenues à partir du modèle de laboratoire est tout à fait en accord avec les celles obtenues à partir des simulations numériques de l'essai à la plaque et des portances mesurées sur la GNT lors de la démolition de la planche expérimentale lorsqu'on prend en compte la dispersion des mesures de portance.

Bien que la précision des modèles n'ait pas été prise en compte dans les calculs (on a vu dans la deuxième partie § III.3.3, que pour le modèle E_1^i l'incertitude due au modèle est négligeable devant celle induite par la variabilité de la teneur en eau) la précision des prédictions issues du modèle de laboratoire n'est pas excellente, mais meilleure que la précision des prédictions annoncées à partir des simulations numériques. La principale cause est que le module final dépend essentiellement du module initial (en particulier pour les valeurs de P négatives, ce qui est le cas ici), dont la plage de variation est importante car il dépend de façon fortement non linéaire de la teneur en eau (cf. Figure II.38) de coefficient de variation égal à 8% (valeur obtenue lors de la réalisation de la planche d'essai).

L'essai à plaque n'étant plus discriminant pour les portances supérieures à 250 MPa, la précision des prédictions obtenues à partir des simulations est vraiment médiocre. Cet essai ne semble pas adapté pour la détermination des modules des couches de chaussée (il n'a pas été conçu pour cela, son intérêt étant de caractériser la portance des plates-formes).

III.2. Prédiction de la déformation permanente à long terme de la couche de GNT

Les valeurs de la déformation permanente de la couche de GNT mesurées sur le site expérimental près de l'axe de la chaussée dans la zone $f_c^{(*)}$ (on ne prend pas en compte la valeur mesurée en bordure de chaussée qui intègre l'affaissement de l'accotement) sont comprises entre $4,8.10^{-4}$ et $7,2.10^{-4}$ à la fin de la période sèche et entre $267,2.10^{-4}$ et $337,8.10^{-4}$ à la fin de l'expérimentation. La variation d'épaisseur de la couche de GNT est comprise entre 0,096 mm et 0,144 mm à la fin de la période sèche et entre 5,344 mm et 6,756 mm à la fin de

l'expérimentation, sous l'hypothèse que l'épaisseur initiale de la couche est égale à 20 cm. Ces données sont rappelées dans le Tableau IV.12.

Tableau IV.12 :
Déformations et variations d'épaisseur de la couche de GNT mesurées sur le site expérimental.

	Fin de la période sèche		Fin de l'expérimentation	
	Déformation (10 ⁻⁴)	Variation d'épaisseur (mm)	Déformation (10 ⁻⁴)	Variation d'épaisseur (mm)
Capteur D1	7,2	0,144	337,8	5,344
Capteur D3	4,8	0,096	267,2	6,756

(*) Seul le capteur D1 est dans la zone f_c "effective", le capteur D3 pouvant être considéré comme placé dans la zone F_c .

La déformation permanente de la couche de GNT peut être prédite par le modèle expérimental établi dans la troisième partie § III.2.2.1.c, qui s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_1^P(N=20000) (10^{-4}) = 10,2 - 7,0 \Sigma_1^i + 5,0 Q - 2,3 Q^* \Sigma_1^i - 1,5 \Gamma_d^i - 1,1 P \quad \text{éq. IV.5}$$

L'estimation de la variation d'épaisseur de la couche de GNT de la planche d'essai après un grand nombre de sollicitations routières est réalisée de la façon suivante :

- on calcule les valeurs des paramètres Σ_1^i et Γ_d^i (paramètres normés de E_1^i et ρ_d^i) à partir des modèles de E_1^i et ρ_d^i en utilisant les données du site,
- on récupère l'état de contraintes (p et q) de la GNT à différentes profondeurs (sous-couches de 5 cm), à partir des simulations numériques du chargement de la chaussée par un demi-essieu standard (cf. Figure IV.14),
- on calcule la déformation permanente, via l'équation éq. IV.5, de chaque sous couche, puis la variation d'épaisseur correspondante,
- enfin, la somme des variations d'épaisseur des sous-couches correspond à la variation d'épaisseur de toute la couche.

Pour tenter de prédire la variation d'épaisseur la couche de GNT à la fin de la période sèche et à la fin de l'expérimentation, on déterminera deux état initiaux différents EI-1 et EI-2 (EI-1 caractérisera l'état du matériau à la mise en service de la chaussée, et EI-2 caractérisera l'état du matériau après saturation). La différence entre ces deux états est essentiellement due à la différence de teneur en eau du matériau qui se traduit par la différence de raideur "initiale" de la couche (Σ_1^i différents).

III.2.1. Détermination des paramètres initiaux de la GNT en place

III.2.1.1. Détermination de la plage de valeurs de Γ_d^i

Γ_d^i est le paramètre normé de ρ_d^i , dont la détermination se fait, connaissant le matériau (de paramètre normé M), sa teneur en fines (de paramètre normé F), et l'intensité du compactage (de paramètre normé %OPM), par le modèle établi lors du premier plan d'expériences (cf. deuxième partie § III.3.2.2.a) défini par la relation suivante :

$$\rho_d^i \text{ (g/cm}^3\text{)} = 2,072 + 0,044 M + 0,016 \%OPM + 0,015 F \quad \text{éq. IV.6}$$

Les caractéristiques des granulats et du matériau à l'OPM (grave C) étant proches de celles du matériau A (cf. Tableau II.10 et Figure II.13) on prendra -1 comme valeur du paramètre M. Pour le paramètre %OPM, on prendra -1 pour la zone f_c et +1 pour la zone F_c . Les valeurs du paramètre F sont calculées à partir des teneur en fines mesurées sur le site après compactage (cf. Tableau II.1), soit $17,5 \pm 2,0\%$ et $18,6 \pm 1,7\%$ respectivement pour les zones f_c et F_c .

Ces données sont résumées dans le Tableau IV.13 avec les résultats des estimations de Γ_d^i .

Tableau IV.13 :

Plages de valeurs du paramètre Γ_d^i correspondantes aux valeurs de ρ_d^i déterminées à partir du modèle expérimental de ρ_d^i pour les zones F_c et f_c .

	Zone F_c M = -1 %OPM = +1 $f = 18,6 \pm 1,7\% \Rightarrow 1,76 < F < 3,12$	Zone f_c M = -1 %OPM = -1 $f = 17,5 \pm 2,0\% \Rightarrow 1,20 < F < 2,80$
$\rho_d^i \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$2,070 < \rho_d^i < 2,091$	$2,030 < \rho_d^i < 2,054$
$\Gamma_d^i \text{ (-)}$	[0,046 ; 0,277]	[-0,413 ; -0,140]

III.2.1.2. Détermination des plages de valeurs de Σ_1^i

Les valeurs de Σ_1^i déterminées pour les deux états initiaux EI-1 et EI-2 sont présentées respectivement dans le Tableau IV.14 et le Tableau IV.15. Pour l'état initial 2 on prendra la teneur en eau de saturation $12,8 \pm 0,5\%$.

Tableau IV.14 :

Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i (éq. IV.2) pour les zones F_c et f_c et pour l'état initial EI-1.

	Zone F_c M = -1 f = $18,6 \pm 1,7\% \Rightarrow 1,76 < F < 3,12$ w = $6,4 \pm 0,5\% \Rightarrow -0,41 < 1/\omega < 0,10$	Zone f_c M = -1 f = $17,5 \pm 2,0\% \Rightarrow 1,20 < F < 2,80$ w = $6,4 \pm 0,5\% \Rightarrow -0,41 < 1/\omega < 0,10$
E_1^i (MPa)	[860 ; 1350]	[790 ; 1310]
Σ_1^i (-)	[0,612 ; 2,478]	[0,345 ; 2,326]

Tableau IV.15 :

Plages de valeurs du paramètre Σ_1^i correspondantes aux valeurs de E_1^i déterminées à partir du modèle expérimental de E_1^i (éq. IV.2) pour les zones F_c et f_c et pour l'état initial EI-2.

	Zone F_c M = -1 f = $18,6 \pm 1,7\% \Rightarrow 1,76 < F < 3,12$ w = $12,8 \pm 0,5\% \Rightarrow -1,88 < 1/\omega < -1,75$	Zone f_c M = -1 f = $17,5 \pm 2,0\% \Rightarrow 1,20 < F < 2,80$ w = $12,8 \pm 0,5\% \Rightarrow -1,88 < 1/\omega < -1,75$
E_1^i (MPa)	[0 ; 230]	[0 ; 190]
Σ_1^i (-)	[-2,663 ; -1,787]	[-2,663 ; -1,939]

III.2.2. Détermination des paramètres liés au chargement

L'état de contraintes de la GNT pour les différentes sous-couches est présenté dans le Tableau IV.16. Les valeurs de la contrainte moyenne p et du déviateur q ainsi que celles de leur paramètre normé P et Q y sont reportées. L'état de contraintes pour chaque sous-couche est illustré sur la Figure IV.17.

Tableau IV.16 :

État de contraintes de la couche de GNT lorsque la chaussée est soumise à un chargement routier.

	Profil 1		Profil 2		Profil 3	
	q (kPa) / Q (-)	p (kPa) / P (-)	q (kPa) / Q (-)	p (kPa) / P (-)	q (kPa) / Q (-)	p (kPa) / P (-)
[0 ; 5] cm	442 / 0,210	284 / 0,054	477 / 0,385	255 / -0,114	459 / 0,295	143 / -0,754
[5 ; 10] cm	443 / 0,215	136 / -0,794	459 / 0,295	119 / -0,891	411 / 0,055	70 / -1,171
[10 ; 15] cm	422 / 0,110	8 / -1,526	416 / 0,080	7 / -1,531	361 / -0,195	2 / -1,560
[15 ; 20] cm	448 / 0,240	-105 / -2,171	415 / 0,075	-92 / -2,097	326 / -0,370	-59 / -1,909

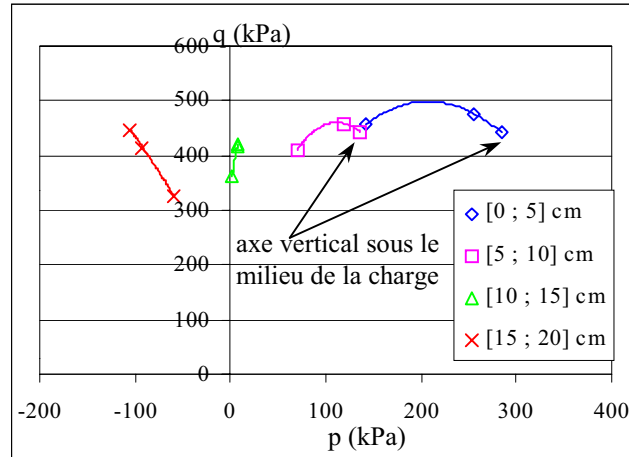


Figure IV.17 : Représentation des valeurs du déviateur q en fonction de la contrainte moyenne p pour chaque sous-couche.

On note que pour les deux sous-couches supérieures, le déviateur maximal ne se trouve pas dans l'axe vertical du chargement.

III.2.3. Prédictions du modèle

Le modèle de $\epsilon_1^P (N=20000)$ est appliqué à chaque sous-couche. La somme des variations d'épaisseur de chacune d'elles correspond à la variation globale d'épaisseur de la couche de GNT, que l'on compare aux valeurs mesurées sur le site. Les résultats de calcul obtenus sur le profil 1 (profondeur maximale de l'ornière) pour les états initiaux EI-1 et EI-2 sont présentés respectivement dans le Tableau IV.17 et le Tableau IV.18 (les prédictions négatives sont prises égales à 0).

Tableau IV.17 :

Prédictions de la déformation permanente de la couche de GNT à la fin de la période sèche (état initial EI-1) et comparaison avec les mesures des capteurs.

	Zone F_c $Q = 0,120$ $0,612 < \Sigma_i^i < 2,478$ $0,046 < \Gamma_d^i < 0,277$		Zone f_c $Q = 0,120$ $0,345 < \Sigma_i^i < 2,326$ $-0,413 < \Gamma_d^i < -0,140$	
	Déformation $\epsilon_1^P (10^{-4})$	Variation d'épaisseur (mm)	Déformation $\epsilon_1^P (10^{-4})$	Variation d'épaisseur (mm)
[0 ; 5] cm	[0 ; 6,5]	[0 ; 0,033]	[0 ; 9,2]	[0 ; 0,046]
[5 ; 10] cm	[0 ; 7,5]	[0 ; 0,037]	[0 ; 10,2]	[0 ; 0,051]
[10 ; 15] cm	[0 ; 7,9]	[0 ; 0,040]	[0 ; 10,5]	[0 ; 0,053]
[15 ; 20] cm	[0 ; 9,1]	[0 ; 0,045]	[0 ; 11,8]	[0 ; 0,059]
Toute la couche de GNT		[0 ; 0,155]		[0 ; 0,209]
Capteurs D3 et D1	0,096 et 0,144 (mm)			

Tableau IV.18 :

Prédictions de la déformation permanente de la couche de GNT à la fin de l'expérimentation (état initial EI-2) et comparaison avec les mesures des capteurs.

	Zone F_c $Q = 0,120$ $-2,663 < \Sigma_1^i < -1,787$ $0,046 < \Gamma_d^i < 0,277$		Zone f_c $Q = 0,120$ $-2,663 < \Sigma_1^i < -1,939$ $-0,413 < \Gamma_d^i < -0,140$	
	Déformation $\varepsilon_1^p (10^{-4})$	Variation d'épaisseur (mm)	Déformation $\varepsilon_1^p (10^{-4})$	Variation d'épaisseur (mm)
[0 ; 5] cm	[24,1 ; 31,0]	[0,121 ; 0,155]	[25,9 ; 31,7]	[0,130 ; 0,159]
[5 ; 10] cm	[25,1 ; 32,0]	[0,126 ; 0,160]	[26,9 ; 32,7]	[0,134 ; 0,164]
[10 ; 15] cm	[25,0 ; 31,7]	[0,125 ; 0,158]	[26,7 ; 32,4]	[0,134 ; 0,162]
[15 ; 20] cm	[26,9 ; 33,8]	[0,134 ; 0,169]	[28,6 ; 34,5]	[0,143 ; 0,173]
Toute la couche de GNT		[0,506 ; 0,642]		[0,541 ; 0,658]
Capteurs D3 et D1	5,344 et 6,756 (mm)			

On constate que la déformation est plus élevée pour les sous-couches inférieures, sans doute parce que l'étreinte du matériau y est plus faible, l'état de contraintes devenant alors plus déviatoire.

De manière générale, les prédictions des déformations de la couche de GNT à la fin de la période sèche sont en accord avec les mesures des capteurs. On note cependant que les valeurs des bornes supérieures des prédictions surestiment fortement (d'environ 50%) les déformations mesurées sur le site, ce qui peut provenir d'une part du modèle qui prédit les déformations après 20 000 cycles de chargement alors que pendant la période sèche la chaussée n'en a subi qu'environ 3 500 (15 jours à 235 poids lourds par jours), et d'autre part, de la détermination de l'état de contraintes de la GNT et de l'extrapolation du modèle pour le paramètre P (il semble cependant avoir une influence relativement faible).

Par contre, l'ordre de grandeur des prédictions de la déformation de la couche de GNT à la fin de l'expérimentation est dix fois moindre que celui obtenu avec les capteurs : les modèles utilisés (modèles de E_1^i et $\varepsilon_1^p(N=20000)$) n'ont pas été élaborés pour les teneurs en eau atteintes dans la GNT lors de la période pluvieuse, et le résultat s'en ressent manifestement. L'extrapolation du modèle de E_1^i , même non rigoureuse, demeure physiquement acceptable (E_1^i tend vers zéro quand w augmente) mais le modèle de $\varepsilon_1^p(N=20000)$ ne peut raisonnablement pas être extrapolé de façon fiable à des teneurs en eau proches de la saturation.

Une représentation de l'ornièrre de la couche de GNT peut être obtenue en appliquant la démarche utilisée précédemment à des sous-couches d'épaisseur 1 cm (une maille) : on

recupère l'état de contrainte de chaque maille, on en calcule la déformation permanente et la variation d'épaisseur correspondante, et la sommation des variations d'épaisseur des mailles situées sur une même verticale définit la variation d'épaisseur totale de la couche de GNT. On répète ce calcul pour toutes les "colonnes" de mailles. L'ornièrè prédite pour la zone F_c à la fin de la période sèche est illustrée sur la Figure IV.18. Sur une chaussée réelle l'ornièrè est plus étalée car la bande de passage n'est, du fait du "balayage" des véhicules, pas réduite à la simple empreinte du demi-essieu comme dans les simulations.

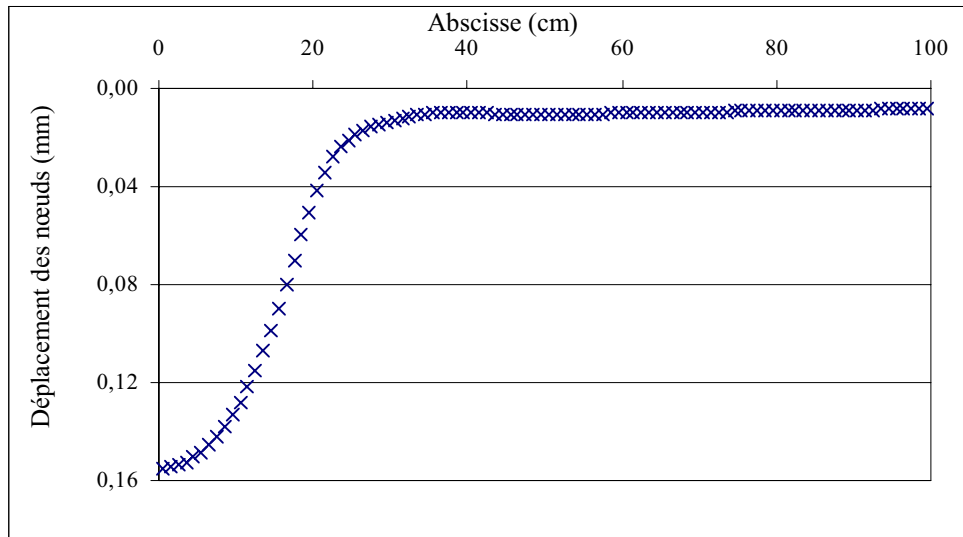


Figure IV.18 : Représentation de l'ornièrè maximale prédite pour la zone F_c à la fin de la période sèche.

IV. CONCLUSION

Dans cette partie, nous avons tenté de relier les prédictions des modèles établis en laboratoire lors des deux plans d'expériences aux mesures réalisées sur le site expérimental. Cela a concerné l'estimation du module élastique initial de la GNT en place, puis les prédictions du comportement à long terme de la couche de GNT, via sa déformation permanente et son module élastique après un grand nombre de sollicitations.

Les estimations du module élastique initial de la GNT en place par le modèle de E_1^i sont peu précises car elles tiennent compte des variabilités de la teneur en eau et de la teneur en fines quantifiées sur le site expérimental. Cependant, elles sont en accord avec les estimations obtenues à partir des mesures de portances réalisées sur la GNT et des simulations numériques de l'essai à la plaque, du moins pour les valeurs au 22 août. Il faut néanmoins rester prudent quant à la confiance que l'on accorde à ces estimations, car elles dépendent des hypothèses et des simplifications suivantes :

- le comportement du matériau C (mis en œuvre sur le site) est assimilé à celui du matériau A (matériau étudié en laboratoire dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont proches de celles du matériau C),
- l'état initial des éprouvettes est supposé représentatif de l'état initial du matériau en place sur le site : le processus de fabrication des éprouvettes par vibrocompression complété par le pré-chargement défini par 50 cycles isotropes à 100 kPa et 80 cycles à $q = 600$ kPa et $p = 300$ kPa est supposé représenter les chargements subis par le matériau lors de sa mise en œuvre sur chantier (pose, régalage, et compactage de la GNT) et lors de la mise en œuvre de la couche de roulement (pose et compactage de l'enrobé),
- le matériau est considéré comme isotrope et son comportement élastique linéaire.

Pour le 28 août, les portances mesurées sont élevées, et les estimations réalisées à partir des simulations ne sont plus réalistes (l'essai à la plaque n'est plus discriminant pour des portances supérieures à 250 MPa). La validation des estimations du modèle n'est alors plus possible.

Les prédictions du module élastique de la GNT après un grand nombre de sollicitations réalisées à partir du modèle de laboratoire sont en accord avec celles réalisées à partir des simulations numériques, mais là encore, les portances mesurées sur le site étant élevées, l'essai à la plaque n'est plus discriminant, et la précision des prédictions réalisées à partir des simulations numériques est médiocre. Les prédictions du modèle de $E_1(N=20000)$ ne sont alors pas validées de façon certaine.

Enfin, les déformations permanentes à long terme de la couche de GNT mesurées sur le site expérimental à la fin de la période sèche sont correctement prédites par le modèle de $\epsilon_1^p(N=20000)$ établi en laboratoire à partir d'essais TCR. Par contre, les prédictions des déformations mesurées à la fin de l'expérimentation sont très incorrectes : les modèles utilisés, (modèles de $\epsilon_1^p(N=20000)$ et de E_1^i) n'ayant pas été construits pour les teneurs en eau atteintes dans la chaussée lors de la période pluvieuse, il faut donc les extrapoler. Dans notre cas, les valeurs extrapolées pour la profondeur d'ornièrre sont très inférieures aux valeurs mesurées sur la planche d'essai (dans un rapport de dix).

CONCLUSIONS GENERALES

ET

PERSPECTIVES

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

La méthode actuelle de dimensionnement des chaussées ne prend pas en compte correctement le réel comportement des matériaux non traités utilisés pour la réalisation des couches d'assise des chaussées souples. C'est notamment le cas lors de la vérification du dimensionnement vis-à-vis de l'orniérage, principal mode de dégradation des chaussées souples, dont le critère dépend uniquement des conditions de trafic et non pas du comportement anélastique à long terme des GNT. Il a donc été décidé, en vue d'optimiser le dimensionnement des chaussées souples, d'améliorer la modélisation et la prise en compte du comportement des GNT sous chargements répétés à grands nombres de cycles. Cela a nécessité préalablement le recensement des paramètres (liés au matériau, à son état initial et au chargement) qui conditionnent l'accumulation des déformations permanentes des GNT et la quantification leurs influences respectives.

La démarche que nous avons adoptée combine à la fois des études sur site réel (planche expérimentale) et des études de laboratoire qui tentent de respecter au mieux les conditions d'utilisation des GNT dans la chaussée. Ces études ont concerné principalement l'état initial du matériau en place (module élastique initial et densité sèche/compacté initiale), et le comportement à long terme du matériau après un grand nombre de sollicitations (module élastique final et déformations permanentes). La structuration des essais, de laboratoire comme de chantier, selon la méthode des plans d'expériences a permis d'étudier plusieurs paramètres à la fois sans pour autant multiplier le nombre d'essais à réaliser.

Sur le site expérimental, une grande campagne d'essais a été menée (granulométries, mesures de teneur en eau, de densité sèche, de déflexion et de portance) pour caractériser l'état initial du matériau en place et modéliser (via le plan d'expériences) sa sensibilité aux différentes conditions de mise en œuvre envisagées (deux intensités de compactage, deux niveaux de teneur en eau après compactage). Une instrumentation de la couche de GNT a permis de suivre l'évolution de sa teneur en eau et de sa déformation permanente sous trafic et variations climatiques. Ces données sont "précieuses" car, à l'heure actuelle, il n'existe que très peu d'informations recueillies sur des sites réels.

En laboratoire, deux plans d'expériences ont été réalisés. Le premier a servi d'une part, à identifier, parmi les paramètres liés au matériau et à sa mise en œuvre (teneur en eau, teneur en fines et intensité de compactage), ceux qui conditionnent l'état initial du matériau, et d'autre part, à quantifier et à modéliser leur influence. Le second plan, a servi à identifier, parmi les paramètres liés au matériau, à son état initial et au chargement, ceux qui

conditionnent la rigidité finale et l'accumulation des déformations permanentes des GNT, ici calcaires, après un grand nombre de sollicitations, et d'autre part, à quantifier et à modéliser leur influence. Une des originalités de cette étude en laboratoire, est que les résultats obtenus lors du premier plan d'expériences sont directement utilisés pour la construction du second : l'obtention des niveaux du module élastique initial E_1^i , paramètre d'entrée du second plan d'expériences, est guidée par le modèle établi lors du premier plan (E_1^i était alors un paramètre de sortie du plan d'expériences). Une autre spécificité de cette étude, est l'utilisation d'essais triaxiaux cycliques par paliers de contraintes croissantes pour la détermination de l'influence du niveau des contraintes sur le comportement à long terme de la GNT. Cette procédure d'essai a permis d'explorer plus finement l'espace des contraintes sans pour autant multiplier le nombre d'éprouvettes nécessaires, d'où une réduction de la dispersion des résultats, et un gain de temps compte tenu qu'il faut quatre jours pour fabriquer une éprouvette.

Un aspect également nouveau est la quantification de la variabilité des mesures sur chantier, sa prise en compte lors de l'étude en laboratoire, et son intégration au moment de l'évaluation de la pertinence des modèles expérimentaux établis à partir des essais TCR.

Les résultats obtenus sur chantier ont permis de dégager les points suivants :

- il y a production de fines lors du compactage des GNT calcaires, respectivement d'environ 2,5% et 3,5% lorsque le compactage est faible (visant 97% de la densité à l'OPM) et lorsque le compactage est fort (visant 100% de la densité à l'OPM). La variabilité de la teneur en fines observée sur le site a été caractérisée par un coefficient de variation d'environ 10%. On a aussi constaté, lors de la démolition de la planche d'essai, que la teneur en fines, après un grand nombre de sollicitations routières, avait encore augmenté d'environ 1%.
- les variabilités de la teneur en eau et de la densité sèche de la GNT après mise en œuvre ont été caractérisées par des coefficients de variation respectivement d'environ 8% et 1 à 2%.
- les valeurs de portance et de déflexion mesurées sur la GNT sont fortement dispersés (les portance mesurées sur la couche de forme traitée sont significativement moins dispersées). Les coefficients de variation obtenus sont compris entre 20 et 40%. Cependant une part non négligeable provient de la répétabilité des essais.
- enfin, les déformations permanentes de la couche de GNT mesurées sur la planche d'essai sont relativement faibles (entre 5 et $7 \cdot 10^{-4}$ selon la densité du matériau) lorsque le matériau reste à des teneurs en eau proches de $w - w_{OPM} = -2\%$. Elles deviennent très importantes lorsque la teneur en eau de la GNT est proche de la valeur de saturation du matériau. Il a également été mis en évidence, par les mesures

des capteurs, mais aussi grâce aux mesures d'orniérage de la chaussée réalisées au transversoprofilomètre à ultrasons, un affaissement du bord de la chaussée estimé à environ 5 mm à la fin de l'expérimentation.

Les résultats obtenus en laboratoire ont permis de dégager les points suivants :

- on a constaté que la teneur en fines des GNT calcaires augmente au cours de la fabrication des éprouvettes d'environ 5%. Cette production de fines se produit essentiellement au moment du malaxage et non pas lors du compactage (vibrocompression) comme sur chantier.
- le premier plan d'expériences a mis en évidence que les propriétés physiques initiales du matériau (densité sèche initiale et indice des vides initial) dépendent essentiellement du matériau (masse volumique et angularité des granulats), de sa teneur en fines et de l'intensité du compactage, alors que les propriétés mécaniques initiales (module élastique initial et coefficient d'anisotropie initial) dépendent plutôt de la teneur en eau, de façon importante et non linéaire, du matériau et de sa teneur en fines.
- les modèles expérimentaux établis lors du second plan d'expériences (modèles des déformations permanentes et du module vertical de la GNT après un grand nombre de sollicitations) permettent de prédire le comportement à long terme du matériau dans la chaussée. Ces modèles, certes peu physiques, sont prometteurs car ils prennent en compte de façon explicite l'état initial du matériau (en plus du chargement). Les prédictions de la déformation permanente verticale de la couche de GNT de la planche d'essai annoncées à partir du modèle $\epsilon_1^p(N=20000)$ sont en accord avec les mesures des capteurs en période sèche.

Cependant, certains points n'ont pas pu être traités complètement. C'est notamment le cas pour les prédictions des déformations permanentes, qui se sont révélées de mauvaises qualités pour la période humide : les valeurs prédites sont dix fois inférieures à celles mesurées sur le site.

La pertinence des prédictions des modèles des raideurs verticales, initiale et finale, de la GNT n'a pas été correctement évaluée. En effet, l'essai à la plaque étant peu discriminant pour les portances supérieures à 250 MPa, les estimations du module élastique vertical de la GNT réalisées à partir des simulations numériques de l'essai sont peu précises compte tenu des fortes valeurs de portance mesurées sur le site, et de l'importante variabilité de ces dernières.

Nous avons pu mettre en évidence au laboratoire l'anisotropie initiale du matériau (induite à la mise en œuvre), mais étant données les fortes dispersions des valeurs mesurées, dues aux

faibles déformations élastiques du matériau pour les faibles teneurs en eau, elle n'a pas pu être modélisée correctement.

Enfin, il semblerait que l'état initial du matériau en laboratoire ne reproduise pas parfaitement l'état initial du matériau sur chantier. En effet, on ne retrouve pas, en laboratoire, l'influence du compactage sur les propriétés mécaniques initiales de la GNT observée pourtant sur le site expérimental pour les faibles teneurs en eau ($w-w_{OPM} = -2,6\%$). La procédure de détermination des paramètres initiaux en laboratoire est sans doute à améliorer.

En termes d'applications pratiques, les GNT calcaires sont des matériaux qui présentent de très bonnes performances mécaniques sous chargements répétés (modules élastiques élevés et forte résistance aux déformations permanentes) lorsqu'elles sont utilisées à des teneurs en eau relativement faibles ($w-w_{OPM} < -2\%$). Leur utilisation pour la réalisation des assises de chaussées souples semble concevable dans la mesure où on est capable de maîtriser la teneur en eau dans le temps. Pour éviter la pénétration d'eau dans la GNT, il est conseillé d'imperméabiliser le toit de la couche avec un enduit de protection et de drainer les accotements avec des écrans de rive.

La teneur en fines est aussi un paramètre à contrôler lors des travaux. La production de fines observée sur chantier étant non négligeable, elle doit être prise en compte lors du dimensionnement de la chaussée.

Il est envisagé de réaliser un essai TCR dans lequel on sature l'éprouvette en cours d'essai (deux niveaux de teneur en eau, $w-w_{OPM} = -2\%$ et $w = w_{sat}$) de façon à recréer les conditions hydriques observées sur le site expérimental. L'objectif est de vérifier que l'on retrouve bien le niveau de déformation de la couche de GNT en période humide, ce qui justifierait la réalisation d'une étude complémentaire couvrant le domaine des teneurs en eau élevées afin de pouvoir prédire les déformations permanentes de la GNT quelque soit sa teneur en eau.

Un second chantier expérimental est en cours de préparation (il a débuté en juillet 2001). Il sera constitué de deux planches d'essai de 200 m chacune dont les assises seront réalisées avec les GNT calcaires étudiées au laboratoire (graves A et P). Les deux planches seront instrumentées avec des sondes de teneur en eau et des capteurs de déformation. Il y aura au total 14 sondes et 26 capteurs répartis dans les différentes couches de la chaussée (sol, couche de forme, couche d'assise). Les capteurs de déformation placés dans la couche de GNT seront disposés aux niveaux et entre les passages des roues des véhicules, ainsi qu'en axe et en bordure de chaussée, de façon à mesurer les déformations de la GNT dans les différentes parties du profil transversal de la chaussée. Le suivi des mesures s'étendra sur plusieurs années et devrait permettre de recueillir un grand nombre de données de site réel.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) [ALL 73] **ALLEN J. (1973)**
The effect of non-constant lateral pressure of the resilient response of granular materials, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- (2) [ALL 93] **ALLOUANI M. (1993)**
Identification des lois de comportement de sols : Définition de la stratégie et de la qualité de l'identification, Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Lyon, 195p.
- (3) [AUT 82] **AUTRET P., DE BOISSOU DY A., MARCHAND J. P. (1982)**
Pratique d'ALIZÉ, Rapport des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série construction routière CR 2, pp. 3-62.
- (4) [BAL 98] **BALAY J., GOMES CORREIA A., JOUVE P., HORNYCH P., PAUTE J.L. (1998)**
Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées - Dernières avancées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°216, juil.-août, pp. 3-18.
- (5) [BAR 72] **BARKSDALE R.D. (1972)**
Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials, Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Volume 3, pp. 161-174.
- (6) [BAR 89] **BARKSDALE R.D., ITANI S.Y. (1989)**
Influence of aggregate shape on base behaviour, Transportation Research Record n° 1227, pp. 173-182.
- (7) [BAT 95] **BATARD F. (1995)**
Proposition d'un modèle de déformations permanentes pour les graves non traitées, D.E.A Ecole Centrale Nantes, 145p.
- (8) [BAU 93] **BAUER E., WU W. (1993)**
A hypoplastic model for granular soils under cyclic loading, Modern Approches to Plasticity, Edition D. Kolymbas, Elsevier, pp. 247-258.
- (9) [BEL 87] **BELLANGER J. (1987)**
Déflexion des chaussées et bilan hydrique, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°149, mai-juin, pp. 45-50.
- (10) [BOY 80] **BOYCE H.R. (1980)**
A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading, International Symposium on Soils under Cyclic and Transient loading, Swansea, Great-Britain, pp. 280-294.
- (11) [BRO 75] **BROWN S.F., HYDE A.F.L. (1975)**
Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Material, Transportation Research Record, n°537, pp. 49- 58.

- (12) [BUR 43] **BURMINSTER D.M. (1943)**
The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to design of airport runways, Highway Research Board, vol. 23, pp. 127-148.
- (13) [CAM 88] **CAMBOU B., JAFARI K. (1988)**
Modèle de comportement des sols non cohérents, Revue Française de Géotechnique n°44, pp. 43-55.
- (14) [CHA 90] **CHAN F.W.K. (1990)**
Permanent deformation resistance of granular layers in pavements, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England, 147p.
- (15) [CHA 00] **CHAZALLON C. (2000)**
An elastoplastic model with kinematic hardening for unbound aggregates in roads, Proceedings of 5th International Symposium on Unbound Aggregates in Roads, Nottingham, United Kingdom, pp. 265-270.
- (16) [CHA 01] **CHAZALLON C. (2001)**
One plasticity mechanism for unbound granular materials in flexible pavements, submitted to International Journal of Plasticity.
- (17) [COR 98] **CORTE J.F., BROSSEAUD Y., KERZREHO J.P., SPERNOL A. (1998)**
Étude de l'orniérage des couches de roulement au manège d'essai du LCPC, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°217, sept.- oct., pp. 13-30.
- (18) [COU 98] **COULIBALY L. (1998)**
Étude du comportement réversible des graves non traitées : Application aux chaussées souples, Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 276p.
- (19) [DAL 92] **DALTON F.N. (1992)**
Development of time-domain reflectometry for measuring soil water content and bulk soil electrical conductivity, Advances in measurement of soil physical properties : bringing theory in practice, SSSA Special Publication n°30, Chap.8, Madison.
- (20) [ELH 91] **ELHANNANI M. (1991)**
Modélisation et simulation des chaussées souples, Thèse de Doctorat, Université de Nantes.
- (21) [GID 97] **GIDEL G. (1997)**
Étude des déformations permanentes des graves non traitées sous chargements répétés, D.E.A Ecole Centrale Paris, 23p.
- (22) [GID 01] **GIDEL G., HORNYCH P., CHAUVIN J.-J., BREYSSE D., DENIS A. (2001)**
Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°233, juil.-août, pp. 5-21.
- (23) [GOM 85] **GOMES-CORREIA A. (1985)**
Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- (24) [GOU 88] **GOUPY J. (1988)**
La méthode des plans d'expériences, Dunod, Paris, 303p.
- (25) [GOU 99] **GOUPY J. (1999)**
Plans d'expériences pour surfaces de réponse, Dunod, Paris, 409p.

- (26) [GUE 94] **GUEZOULI S. (1994)**
Comportement des chaussées souples : Modélisation et simulation numérique, Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 238p.
- (27) [HER 99] **HERLE I., GUDEHUS G. (1999)**
Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies, Mechanics of Cohesive-Frictional Materials n°4, pp. 461-486.
- (28) [HIC 99] **HICHER P.Y., DAOUADJI A., FEDGHOUCHE D. (1999)**
Elastoplastic modelling of the cyclic behaviour of granular materials, Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, Portugal, pp. 161-168.
- (29) [HIC 71] **HICKS R.G., MONISMITH C.L. (1971)**
Factors influencing the resilient response of granular materials, Highway Research Record n°345, pp. 15-31.
- (30) [HOR 93] **HORNYCH P., CORTE J.F., PAUTE J.L. (1993)**
Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°184, mars- avril, pp. 77-84.
- (31) [HOR¹ 98] **HORNYCH P., HAMEURY O., PAUTE J.L. (1998)**
Influence de l'eau sur le comportement mécanique des graves non traitées et sols supports de chaussées, Simposio International Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas, Granada, Espagne, pp. 249-257.
- (32) [HOR² 98] **HORNYCH P., KAZAI A., PIAU J.M. (1998)**
Study of the resilient behaviour of unbound granular materials, 5th Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, Juillet 1998, vol 3, pp. 1277-1287.
- (33) [HOR 00] **HORNYCH P., KAZAI A., QUIBEL A. (2000)**
Modelling a full scale experiment of two flexible pavement structures, Unbound Aggregates in Road Construction, Rotterdam, pp. 359-367.
- (34) [HUI 85] **HUJEUX J.C. (1985)**
Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols, Génie Parasismique, Edition Presses des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 287-302.
- (35) [HUM 89] **HUMBERT P. (1989)**
CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°160, fév.-mars, pp. 112-116.
- (36) [JOU 94] **JOUVE P., ELHANNANI M. (1994)**
Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars- avril, pp. 39-55.
- (37) [KHE 85] **KHEDR S. (1985)**
Deformation Characteristics of Granular Base Course in Flexible Pavements, Transportation Research Record n°1043, pp 131-138.
- (38) [KOL 97] **KOLISOJA P. (1997)**
Resilient deformation characteristics of granular materials, Ph.D. Thesis, Tampere University of Technology, Finland, 214p.

- (39) [KOL 98] **KOLISOJA P. (1998)**
Resilient deformation behaviour of aggregates determined by means of cyclic loading triaxial tests, Proceedings 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1267-1276.
- (40) [KOL 91] **KOLYMBAS D. (1991)**
 An outline of hypoplasticity, *Archive of Applied Mechanics* n°61, pp. 143-151.
- (41) [KOL 93] **KOLYMBAS D., WU W. (1993)**
Introduction to hypoplasticity, Modern Approches to Plasticity, Edition D. Kolymbas, Elsevier, pp. 213-223.
- (42) [LAR 97] **LARSEN H.J.E., ULLIDTZ P. (1997)**
Pavement subgrade performance study in the Danish road testing machine, 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Washington, Proceedings vol. I, august 10-14, pp. 843-857.
- (43) [LAS 71] **LASHINE A.K.F., BROWN S.F., PELL P.S. (1971)**
Dynamic properties of soils, Report n°2, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England.
- (44) [LCP 66] **LCPC (1966)**
Radioisotopes, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial G, octobre, 269p.
- (45) [LEK 98] **LEKARP F., ISACSSON U. (1998)**
Permanent Deformation in Granular Materials – State of Art, Proceedings, 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1247-1256.
- (46) [LEN 81] **LENTZ R.W., BALADI G.Y. (1981)**
Constitutive Equation for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading, Transportation Research Record n°810, pp. 50-54.
- (47) [MAL 98] **MALEKI M. (1998)**
Modélisation hiérarchisée du comportement des sols, Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Lyon, 252p.
- (48) [MAR 82] **MAREE J.H., FREEME C.R., VAN ZYL N.J.W., SAVAGE P.F. (1982)**
The Permanent Deformation of Pavements with Untreated Crushed-stone Bases as Measured in Heavy Vehicle Simulator Test, Proceedings, 11th Australian Road Research Board Conference, Part 2, pp. 16-28.
- (49) [MES 93] **MESTAT P. (1993)**
Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis, Étude et recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série géotechnique GT 52, 193p.
- (50) [MIN 96] **MINITAB (1996)**
Manuel de référence, Logiciel d'analyse statistique, ISBN 0-925636-14-2.
- (51) [MIN 93] **MINITAB (1993)**
Manuel de l'utilisateur, Logiciel d'analyse statistique, ISBN 0-925636-33-9.

- (52) [MON 75] **MONISMITH C.L., OGAWA N., FREEME C.R. (1975)**
Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading, Transportation Research Record, n°537, pp. 1-17.
- (53) [NIS 94] **NISHI M., YOSHIDA N., TSUJIMOTO T., OHASHI K. (1994)**
Prediction of rut depth in asphalt pavements, Proceedings 4th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Minneapolis, USA, pp. 1007-1019.
- (54) [PAP 79] **PAPPIN J.W. (1979)**
Characteristics of granular material for pavement analysis, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England.
- (55) [PAU¹ 94] **PAUTE J.L., HORNYCH P., BENABEN J.P. (1994)**
Comportement mécanique des graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars-avril, pp. 27-55.
- (56) [PAU 88] **PAUTE J.L., JOUVE P., RAGNEAU E. (1988)**
Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°156, juil.-août, pp. 21-36.
- (57) [PAU 87] **PAUTE J.L., LEFORT R. (1987)**
Triaxial pneumatique à chargement répétés pour l'étude des graves non traitées et des sols supports de chaussées, Rapport Laboratoire des Ponts et Chaussées, CR-8, fév., 26p.
- (58) [PAU² 94] **PAUTE J.L., MARIGNIER J., VIDAL B. (1994)**
Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars-avril, pp. 19-26.
- (59) [PIL 92] **PILLET M. (1992)**
Introduction aux plans d'expériences par la méthode de TAGUCHI, Les Éditions d'Organisation, 224p.
- (60) [RAA 89] **RAAD L., WEICHERT D., HAIDAR A. (1989)**
Shakedown and fatigue of pavements with granular bases, Transportation Research Record n°1227, pp. 159-172.
- (61) [RAI 86] **RAIMBAULT G. (1986)**
Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, sept.-oct., pp. 79-84.
- (62) [RAI 90] **RAIMBAULT G., SILVESTRE P. (1990)**
Analyse des variations d'état hydrique dans les chaussées, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 167, mai-juin 1990, Réf. 3504, pp. 77-84.
- (63) [SET 94] **SETRA-LCPC (1994)**
Conception et dimensionnement des structures de chaussée, Guide technique.
- (64) [SHE 74] **SHENTON M.J. (1974)**
Deformation of railway ballast under repeated loading (triaxial test), Report RP 5, British Railways Research Department.
- (65) [SIL 86] **SILVESTRE P. (1986)**
Drainage routier – Rôle de l'environnement hydrique, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, sept.-oct., pp. 69-78.

- (66) [SWE 90] **SWEERE G.T.H. (1990)**
Unbound granular bases for roads, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands, 431p.
- (67) [TAN 90] **TAN C.H. (1990)**
Développement d'un modèle élastoplastique pour le comportement des matériaux granulaires sous sollicitations non monotones complexes, Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille, 204p.
- (68) [THE 97] **THEYSE H. L. (1997)**
Mechanistic-empirical modelling of the permanent deformation of unbound pavement layers, 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Washington, Proceedings vol. II, August 10-14, pp. 1579-1594.
- (69) [THO 88] **THOM N.H. (1988)**
 Design of road foundations, Ph. D. Thesis, University of Nottingham, 307p.
- (70) [THO 93] **THOM N.H., DAWSON A.R. (1993)**
The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing, Proceedings European Symposium on Flexible Pavements, Lisbon, Portugal, September, pp. 1/97-1/128.
- (71) [VUO 94] **VUONG B. (1994)**
Evaluation of back-calculation and performance models using a full scale granular pavement tested with the accelerated loading facility (ALF), Proceedings 4th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Minneapolis, USA, pp. 183-197.
- (72) [WER 01] **WERKMEISTER S., DAWSON A.R., WELLNER F. (2001)**
Permanent deformation behavior of granular materials and the Shakedown concept, submitted to Transportation Research Record.
- (73) [WOL 94] **WOLFF H., VISSER A. T., (1994)**
Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design, Proceedings of Institution of Civil Engineers Transport, Vol. 105, pp. 259-272.
- (74) [ZAK 97] **ZAKRI T. (1997)**
Contribution à l'étude des propriétés électriques de matériaux poreux humides en vue de l'estimation de leur teneur en eau par mesures diélectriques : modèles de mélanges et résultats expérimentaux, Thèse de Doctorat, INPG, Grenoble, 170p.

NORMES

- P 18-554 (1990) :** Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux, 5p.
- P 18-560 (1990) :** Analyse granulométrique par tamisage. Détermination de la granularité des granulats, 9p.
- P 18-572 (1990) :** Essai d'usure micro-Deval. Mesure de la résistance à l'usure par frottements réciproques en présence d'eau ou à sec des gravillons, 5p.
- P 18-573 (1990) :** Essai Los Angeles. Mesure de la résistance aux chocs des gravillons, 6p.
- NF P 94-048 (1996) :** Détermination de la teneur en carbonate. Méthode du calcimètre, 11p.

- NF P 94-117-1 (2000) :** Portance des plates-formes. Module sous chargement statique à la plaque (EV2), 8p.
- NF P 98-125 (1994) :** Graves non traitées. Méthodologie d'étude en laboratoire, 14p.
- NF P 98-129 (1994) :** Graves non traitées. Définition - Composition – Classification, 15p.
- NF P 98-200-2 (1992) :** Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante. Détermination de la déflexion et du rayon de courbure avec le déflectomètre Benkelman modifié, 8p.
- NF P 98-230-1 (1992) :** Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Fabrication des éprouvettes par vibrocompression, 8p.
- NF P 98-231-1 (1992) :** Comportement au compactage des matériaux autres que traités aux liants hydrocarbonés. Essai Proctor modifié adapté aux graves et sables utilisés en assise de chaussées, 6p.
- NF P 98-235-1 (1995) :** Matériaux non traités. Essai triaxial à chargements répétés, 30p.
- NF P 98-241-1 (1993) :** Mesure ponctuelle de la masse volumique des matériaux en place. Mesure ponctuelle de la masse volumique moyenne apparente par gammadensimètre à transmission directe, 10p.
- NF P 98-250-5 (1993) :** Mesure en laboratoire de la masse volumique apparente d'un corps d'épreuve au banc gamma, 7p.

ANNEXES

Annexe I.1

Méthodes européennes de dimensionnement des chaussées

Tableau de désignation des méthodes européennes de dimensionnement des chaussées
(Extrait d'une enquête réalisée dans le cadre du projet européen COST 337 "Matériaux granulaires non liés pour corps de chaussées")

Country	Inputs for pavement design		
	Design method	Form of method	Principles of method
Denmark	1970, equivalent thickness method	Guide+pavement catalogue+program	Combination of empirical and analytical approach – Equivalent thickness method
Finland	FINRA Pavement Design Guide (1985)	Pavement catalogue	Empirical – Odemark method of equivalent thicknesses based on plate loading tests
France	Guide de Conception et de Dimensionnement des structures de chaussées (SETRA/LCPC 94)	Guide+pavement catalogue+program	Multilayer linear elastic model+empirical rules
Germany	Standard catalogue RstO 86/89	Pavement catalogue	Empirical approach
Greece	Guidelines based on various methods (Asphalt Institute, CBR, Shell...)	Guide	Analytical+empirical
Iceland	The Index Method (Norwegian Standard)	Guide+program	Analytical+empirical
Ireland	British Design Guides since 1990	Guide	Empirical
Netherlands	Depends on Road Authority	Guide+pavement catalogue+program	Analytical+empirical
Norway	Standard specifications for construction or roads	Guide+pavement catalogue+program	Empirical, similar to AASHTO
Portugal			
Slovenia			
Spain	Norma 6.12, - IC Firmes de Carreteras (1989)	Pavement catalogue	Catalogue based on multi-layer linear analysis+experience
Sweden	VAG 94 (Road 94)	Guide+pavement catalogue+program	Linear elastic model+empirical rules
Switzerland		Pavement catalogue	
United Kingdom	Design manual for Roads and Bridges – vol. 7 Pavement Design and Maintenance (1994)	Guide	Empirical approach – Analytically extended (linear elastic approach)

Tableau de définition des méthodes européennes de dimensionnement des chaussées

Country	Models for pavement design			Construction of unbound layers			Pavement evaluation (unbound layers)
	Resilient behaviour	Permanent strain	Other model	Control of level	Control of density	Control of stiffness	Test methods
Denmark		Critical stress		Yes	Yes	Static plate load test	E-modulus from FWD test
Finland				Yes	Yes	FWD	
France	Linear elasticity	Criterion ϵ_z elastic	Non linear models used for research	Yes	Yes	No	Sometimes FWD
Germany				Yes	Yes	Plate bearing, deflexion, roller response	
Greece				Yes	Yes	No	Sieve analysis, dry density, water content, Atterberg limits
Iceland				Yes	Yes	Plate bearing test	FWD, testing of samples, control of actual thickness of layers
Ireland				Yes	No	Check by passing of construction vehicles	Procedure using FWD in development
Netherlands	Linear elasticity – calcul of tensile strain at base of asphalt layer		Non linear models used for research	Yes	Yes		
Norway	Currently linear elastic model, and K- θ models used in research		Hyperelastic model for UGM is being developed and implemented in a FEM-program	Yes	Yes	Plate bearing test	FWD, sieving analysis and CBR
Portugal							
Slovenia							
Spain	Linear elastic	Shell model		Yes	Yes	Plate bearing test, FWD	Only when back-calculation are conducted
Sweden	Linear elasticity			Yes	Yes	Plate bearing test	FWD + sampling (for grading)
Switzerland				Yes	Yes		
United Kingdom	Linear elasticity limitation of ϵ_z in subgrade			Yes	No	No	FWD, DCP, static plate in trial pit, laboratory tests on samples

Annexe I.2

Exemple de dimensionnement d'une chaussée souple à faible trafic

Données

Trafic

Trafic T4 avec un taux d'accroissement de 4% par an. Durée initiale : 12 ans

Coefficient d'agressivité moyen du trafic CAM = 0,5 (pour un trafic T4)

Trafic cumulé par voie $N = 1,94.10^5$

D'où : Nombre d'essieux équivalents $NE = N \cdot CAM = 0,97.10^5$

Couche de surface

Pour ce trafic cumulé il est possible encore d'envisager un simple enduit superficiel.

Plate-forme

Classe de portance PF1 : $E = 20 \text{ MPa}$ et $\nu = 0,35$

Caractéristiques des matériaux

Pour la couche de base on retient une grave non traitée de catégorie 1 : $E = 600 \text{ MPa}$ et $\nu = 0,35$

L'épaisseur de la couche de base est prise égale à 15 cm.

Pour la couche de fondation on retient une grave non traitée de catégorie 2. Le module d'élasticité affecté par tranche de 25 cm d'épaisseur est :

$$E_1 = 2,5 E_{\text{sol}} = 50 \text{ MPa}$$

$$E_2 = 2,5 E_1 = 125 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 2,5 E_2 = 312 \text{ MPa}$$

$\nu = 0,35$ pour toutes les couches de GNT.

Conditions de réalisation

Les interfaces sont toutes collées.

Valeurs limites admissibles

$$\begin{aligned} \varepsilon_{z, \text{ad}} &= 0,016 (NE)^{-0,222} \quad \text{relation issue d'une loi de fatigue de la forme } \varepsilon = a + b \ln(N) \\ &= 1\,250 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

où $\epsilon_{z, ad}$ est la déformation verticale élastique admissible au sommet du sol, sous l'axe de la charge.

Calcul des contraintes et déformations

L'épaisseur de la couche de fondation est le seul paramètre restant à fixer. Les résultats du calcul sont :

Épaisseur de la couche de fondation (cm)	52	54
ϵ_z en surface du sol (en 10^{-6})	1270	1190

Dimensionnement

Compte tenu de la valeur admissible de $1\,250\,10^{-6}$ pour la déformation verticale du sol support, la structure de chaussée constituée d'un enduit superficiel sur 15 cm de GNT de catégorie 1 en couche de base et 53 cm de GNT de catégorie 2 en couche de fondation convient. Si l'on avait choisi une couche de roulement faite de 4 cm de béton bitumineux ($E = 5\,400\text{ MPa}$ à 15°C) le calcul indique qu'il aurait suffi de 38 cm de GNT en couche de fondation.

Annexe II.1

Valeurs des mesures de portance du sol et de la plate-forme Choix de la zone d'expérimentation

Tableau de valeurs des EV2 mesurés sur le sol

EV2 (MPa)					
1	2	3	4	5	Moyenne
14	15	21	7	13	14

Tableau de valeurs des EV2 mesurés sur la plate-forme

Zone	EV2 (MPa)				
	1	2	3	4	Moyenne
P14 – P19	145	155			150
P20 – P29	100	129	167		132
P30 – P34	155	167	188	180	172
P35 – P39	173	173			173
P40 – P50	100	110			105

La zone retenue pour réaliser la planche expérimentale est celle comprise entre les points de repère P30 à P 34.

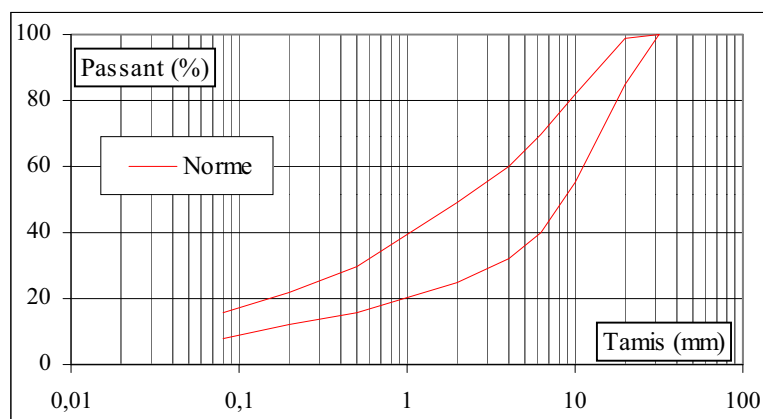
Annexe II.2

Mise en évidence de la production de fines sur chantier

Fuseau granulaire défini par la norme NF P 98-129

Cas d'une GNT 0/31,5 mm, dont les granulats sont de catégorie F

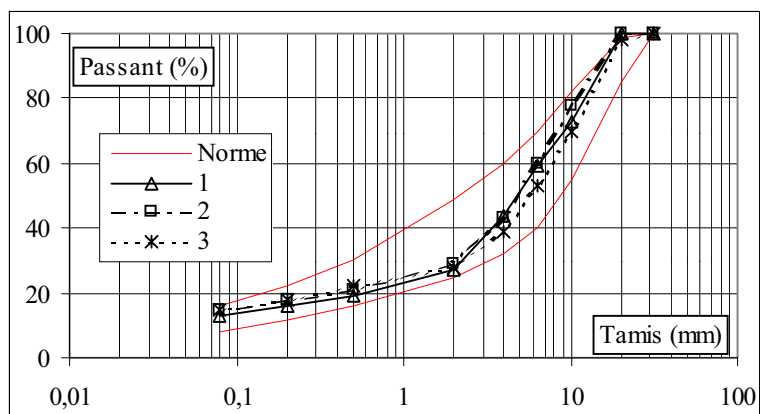
Tamis (mm)	NORME	
	Passant (%) Min	Max
31,5	100	100
20	85	99
10	55	82
6,3	40	70
4	32	60
2	25	49
0,5	16	30
0,2	12	22
0,08	8,0	16,0



Granulométries avant compactage

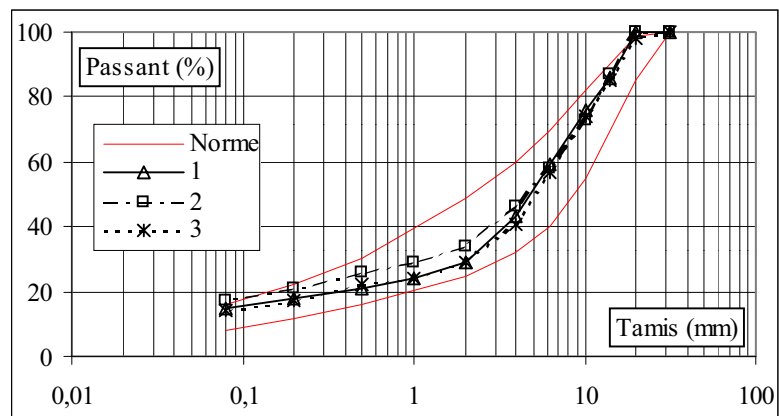
a) Granulométries réalisées par le laboratoire de la DDE de La Rochelle

GRANULOMÉTRIES (avant compactage)						
DDE La Rochelle						
Tamis (mm)	Passant (%)				Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3	Moyenne		
31,5	100	100	100	100		
20	100	100	98	99		
10	73	78	70	74		
6,3	59	60	53	57		
4	44	43	39	42		
2	27	29	28	28		
0,5	19	21	22	21		
0,2	16	18	18	17	1,23	8,7
0,08	12,8	14,7	15,1	14,2		



b) Granulométries réalisées par le laboratoire d'Eurovia

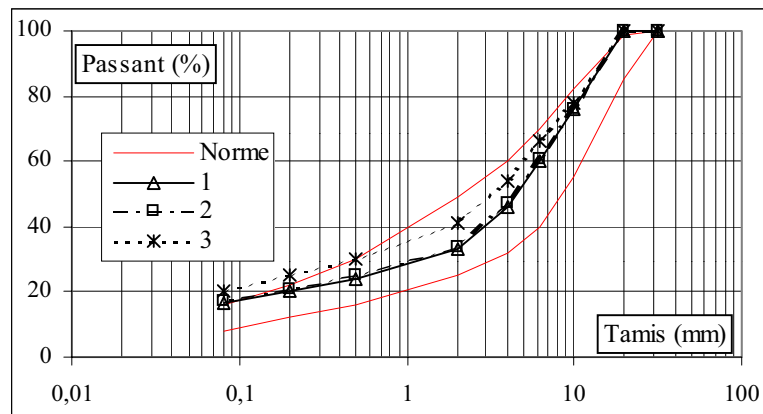
GRANULOMÉTRIES (avant compactage)							
Laboratoire Eurovia							
Tamis (mm)	Passant (%)				Moyenne	Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3				
31,5	100	100	100		100		
20	100	100	98		99		
14	86	87	85		86		
10	76	73	74		74		
6,3	59	58	57		58		
4	43	46	41		43		
2	29	34	29		31		
1	24	29	24		26		
0,5	21	26	22		23		
0,2	18	21	17		19		
0,08	14,9	17,4	14,3		15,5	1,64	10,6



Granulométries après compactage "faible"

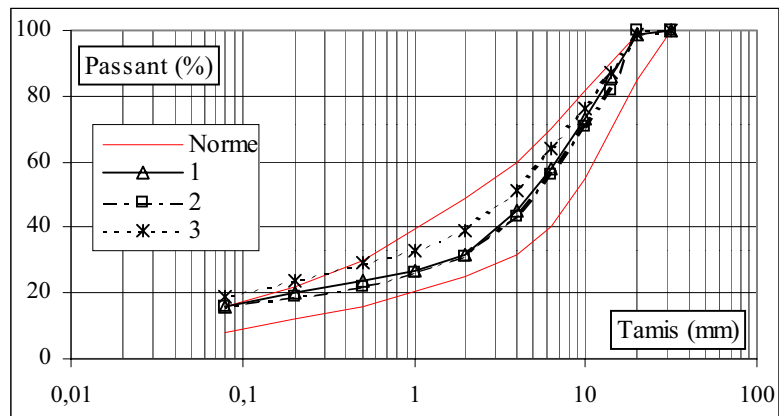
a) Granulométries réalisées par le laboratoire de la DDE de La Rochelle

GRANULOMÉTRIES (après compactage faible)						
DDE La Rochelle						
Tamis (mm)	Passant (%)				Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3	Moyenne		
31,5	100	100	100	100		
20	100	100	100	100		
10	76	76	78	77		
6,3	60	61	66	62		
4	46	47	54	49		
2	33	34	41	36		
0,5	24	25	30	26		
0,2	20	21	25	22		
0,08	16,4	17,0	20,2	17,9	2,04	11,4



b) Granulométries réalisées par le laboratoire d'Eurovia

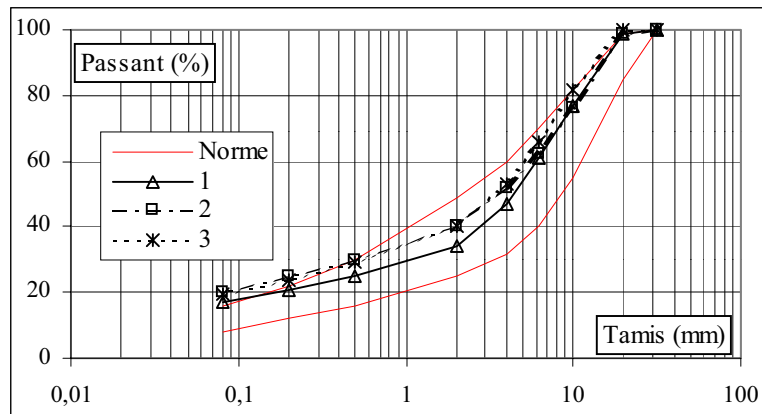
GRANULOMÉTRIES (après compactage faible)							
Laboratoire Eurovia							
Tamis (mm)	Passant (%)				Moyenne	Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3				
31,5	100	100	100		100		
20	99	100	99		99		
14	86	82	87		85		
10	73	71	76		73		
6,3	58	56	64		59		
4	45	43	51		46		
2	32	31	39		34		
1	27	26	33		29		
0,5	24	22	29		25		
0,2	20	19	24		21		
0,08	16,0	16,0	19,1		17,0	1,79	10,5



Granulométries après compactage "fort"

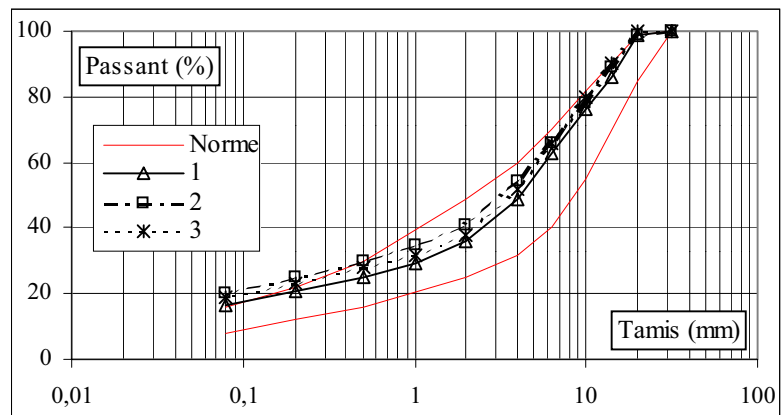
a) Granulométries réalisées par le laboratoire de la DDE de La Rochelle

GRANULOMÉTRIES (après compactage fort)							
DDE La Rochelle							
Tamis (mm)	Passant (%)				Moyenne	Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3				
31,5	100	100	100		100		
20	99	99	100		99		
10	77	76	82		78		
6,3	61	62	66		63		
4	47	52	53		51		
2	34	40	40		38		
0,5	25	30	29		28		
0,2	21	25	24		23		
0,08	16,8	20,0	19,5		18,8	1,72	9,2



b) Granulométries réalisées par le laboratoire d'Eurovia

GRANULOMÉTRIES (après compactage fort)							
Laboratoire Eurovia							
Tamis (mm)	Passant (%)				Moyenne	Écart type (%)	CV (%)
	1	2	3				
31,5	100	100	100		100		
20	99	99	100		99		
14	86	89	90		88		
10	76	78	80		78		
6,3	63	66	66		65		
4	49	54	52		52		
2	36	41	38		38		
1	29	35	32		32		
0,5	25	30	28		28		
0,2	21	25	23		23		
0,08	16,7	20,0	18,6		18,4	1,66	9,0



Annexe II.3

Valeurs des teneurs en eau mesurées sur chantier

		TENEUR EN EAU								
		Abscisse (m)	21-août				28-août			
			N	w (%)	N	w (%)	N	w (%)	N	w (%)
Zone Fc	8		24	9,6	23	9,5	48	6,3	47	6,5
	15		22	9,9	21	9,4	46	7,4	45	6,8
	22		20	9,3	19	9,7	44	6,3	43	5,9
	29		18	8,5	17	9,5	42	6,4	41	6,1
	36		16	9,5	15	8,6	40	6,7	39	6,7
	43		14	10,0	13	9,2	38	6,7	37	6,6
Zone fc	57		12	8,7	11	8,4	36	6,4	35	7,3
	64		10	8,9	9	10,2	34	5,8	33	6,1
	71		8	7,7	7	8,0	32	6,0	31	7,3
	78		6	8,6	5	9,2	30	6,5	29	5,9
	85		4	7,8	3	8,0	28	6,7	27	5,3
	92		2	8,4	1	8,6	26	6,8	25	5,5
		Min (%)	7,7				5,3			
		Max (%)	10,2				7,4			
		Moyenne (%)	9,0				6,4			
		Écart type (%)	0,7				0,5			
		CV (%)	8,0				8,3			

Annexe II.4

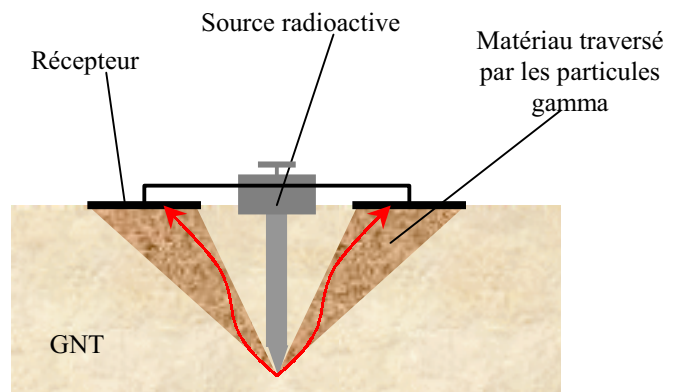
Mesure de la densité sèche de la couche de GNT (gammadensimètre)

Principe de la mesure

Le principe de la mesure, illustré sur la figure ci-dessous, repose sur le comptage des particules gamma qui traversent un volume de matériau connu (on en connaît le nombre émis par la source radioactive et le nombre recueillis par les récepteurs). Connaissant la nature minéralogique du matériau et les coefficients d'absorption du calcaire μ'_{CaCO_3} (référence) et du matériau $\mu'_{\text{matériau}}$, on détermine sa masse volumique (humide) par la relation :

$$\rho = (A \ln C_1 + B) \frac{\mu'_{\text{CaCO}_3}}{\mu'_{\text{matériau}}}$$

où A et B sont des constantes de calibrage de l'appareil, et C_1 le taux de comptage.



Tableaux de résultats des mesures

a) Résultats obtenus par la DDE de La Rochelle

		MASSE VOLUMIQUE SÈCHE								
		Abscisse (m)	21-août				28-août			
			N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)
Zone Fc	8	24	2,03	23	2,04	48	2,01	47	2,03	
	15	22	2,04	21	2,02	46	2,00	45	2,04	
	22	20	2,03	19	2,05	44	2,01	43	1,89	
	29	18	2,04	17	2,04	42	2,02	41	2,04	
	36	16	2,01	15	2,01	40	2,03	39	2,03	
	43	14	2,02	13	1,99	38	2,02	37	1,94	
Zone fc	57	12	2,02	11	1,98	36	2,03	35	2,01	
	64	10	1,95	9	2,03	34	1,98	33	1,98	
	71	8	1,91	7	1,97	32	1,91	31	1,92	
	78	6	1,97	5	1,96	30	1,93	29	1,93	
	85	4	1,94	3	1,98	28	1,91	27	1,87	
	92	2	1,89	1	1,95	26	1,95	25	1,87	

b) Résultats obtenus par le laboratoire Eurovia

		MASSE VOLUMIQUE SÈCHE								
		Abscisse (m)	21-août				28-août			
			N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)	N	ρ_a (g/cm ³)
Zone Fc	8	24	2,03	23	2,04	48	2,05	47	2,01	
	15	22	2,03	21	1,99	46	2,03	45	2,04	
	22	20	2,03	19	2,04	44	2,04	43	1,98	
	29	18	2,06	17	2,02	42	1,99	41	2,03	
	36	16	2,03	15	2,03	40	2,05	39	2,02	
	43	14	2,02	13	2,03	38	2,05	37	1,98	
Zone fc	57	12	2,01	11	1,97	36	2,01	35	1,97	
	64	10	1,93	9	2,02	34	2,02	33	2,00	
	71	8	1,95	7	1,96	32	1,90	31	1,91	
	78	6	1,97	5	1,95	30	1,95	29	1,97	
	85	4	1,97	3	1,99	28	1,89	27	1,92	
	92	2	1,90	1	1,94	26	1,95	25	1,90	

c) Répétition des mesures 1 à 24

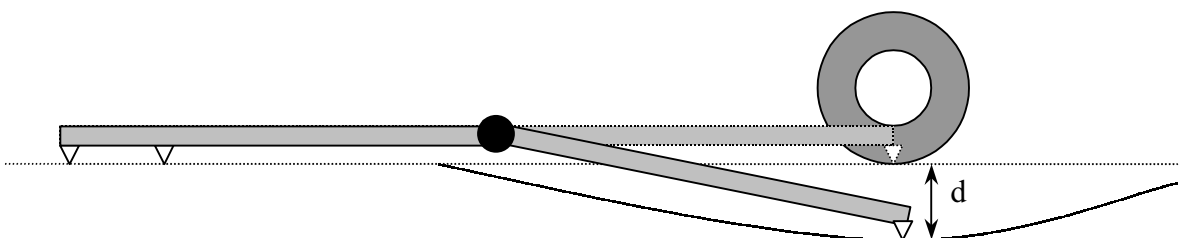
		MASSE VOLUMIQUE SÈCHE								
		Abscisse (m)	21-août				28-août (répétition)			
			N	ρ_d (g/cm ³)	N	ρ_d (g/cm ³)	N	ρ_d (g/cm ³)	N	ρ_d (g/cm ³)
Zone Fc	8	24	2,03	23	2,04	24	2,07	23	2,06	
	15	22	2,04	21	2,02	22	2,05	21	2,01	
	22	20	2,03	19	2,05	20	2,04	19	2,05	
	29	18	2,04	17	2,04	18	2,04	17	2,07	
	36	16	2,01	15	2,01	16	2,03	15	2,02	
	43	14	2,02	13	1,99	14	2,04	13	2,02	
Zone fc	57	12	2,02	11	1,98	12	2,02	11	1,99	
	64	10	1,95	9	2,03	10	1,98	9	2,04	
	71	8	1,91	7	1,97	8	1,94	7	1,99	
	78	6	1,97	5	1,96	6	1,99	5	2,00	
	85	4	1,94	3	1,98	4	1,98	3	2,01	
	92	2	1,89	1	1,95	2	1,92	1	1,97	

Annexe II.5

Mesure de la déflexion de la couche de GNT

Principe de l'essai

Le principe de l'essai, illustré sur les figures ci-dessous, consiste à mesurer, à l'aide d'une poutre de Benkelman, la déflexion de la structure produite par le passage d'un véhicule chargé à 130 kN à l'essieu.



Résultats des mesures

		DÉFLEXION								
		Abscisse (m)	22-août				28-août			
			N	d (10 ⁻² mm)	N	d (10 ⁻² mm)	N	d (10 ⁻² mm)	N	d (10 ⁻² mm)
Zone Fc	8	24	94	23	46	48	32	47	40	
	15	22	76	21	76	46	28	45	20	
	22	20	90	19	76	44	28	43	28	
	29	18	66	17	54	42	30	41	22	
	36	16	90	15	68	40	38	39	34	
	43	14	96	13	98	38	46	37	40	
Zone fc	57	12	108	11	28	36	40	35	50	
	64	10	64	9	60	34	44	33	42	
	71	8	66	7	50	32	34	31	40	
	78	6	70	5	56	30	57	29	46	
	85	4	108	3	78	28	92	27	76	
	92	2	136	1	112	26	60	25	62	

Annexe II.6

Mesure de la portance de la couche de GNT

Principe de l'essai

Le principe de l'essai, illustré sur les figures ci-dessous, consiste à mesurer, à l'aide d'une poutre de Benkelman et d'une plaque métallique de 60 cm de diamètre, le module de portance EV2 de la structure. L'essai est mené en deux temps : on applique un premier chargement de 250 kPa de façon à stabiliser la déformation permanente de la structure puis un second chargement de 200 kPa à partir duquel on détermine EV2 par la relation :

$$EV2 = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{d}{z} p$$

où ν , d , z et p sont respectivement le coefficient de Poisson, le diamètre de la plaque, l'enfoncement mesuré de la plaque et la pression moyenne exercée sur la structure.



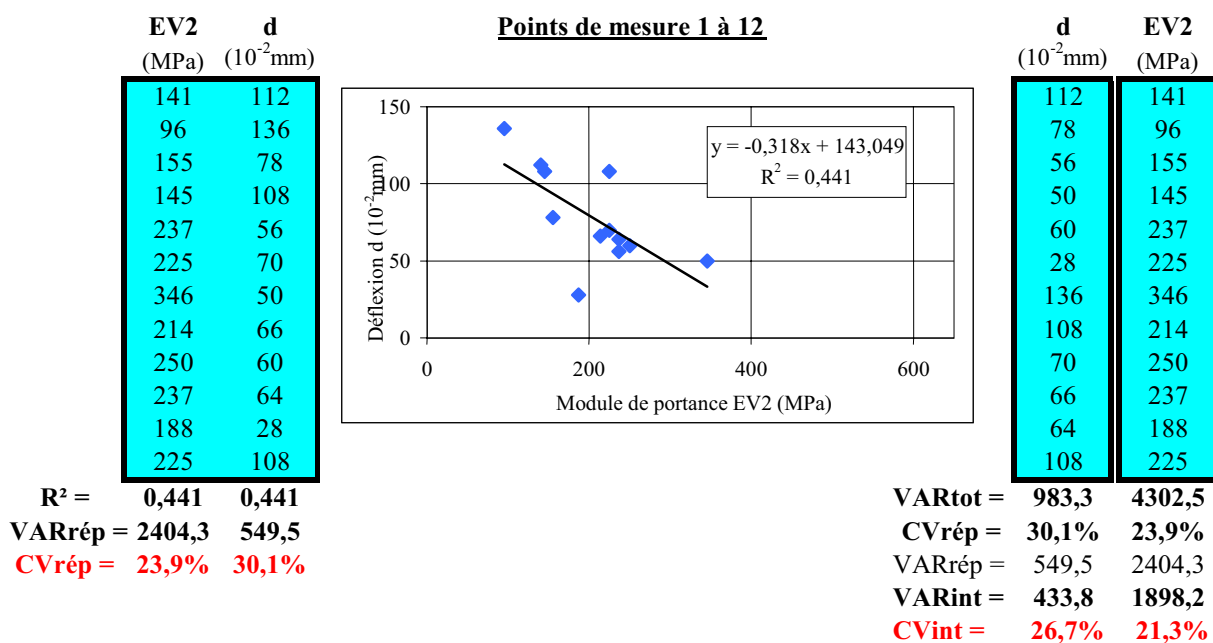
Résultats des mesures

		PORTANCE								
		Abscisse (m)	22-août				28-août			
			N	EV2 (MPa)	N	EV2 (MPa)	N	EV2 (MPa)	N	EV2 (MPa)
Zone Fc	8	24	125	23	125	48	563	47	450	
	15	22	375	21	346	46	321	45	563	
	22	20	225	19	225	44	450	43	375	
	29	18	237	17	237	42	375	41	643	
	36	16	250	15	125	40	300	39	409	
	43	14	214	13	188	38	346	37	450	
Zone fc	57	12	225	11	188	36	375	35	346	
	64	10	237	9	250	34	346	33	375	
	71	8	214	7	346	32	250	31	450	
	78	6	225	5	237	30	321	29	300	
	85	4	145	3	155	28	129	27	265	
	92	2	96	1	141	26	237	25	132	

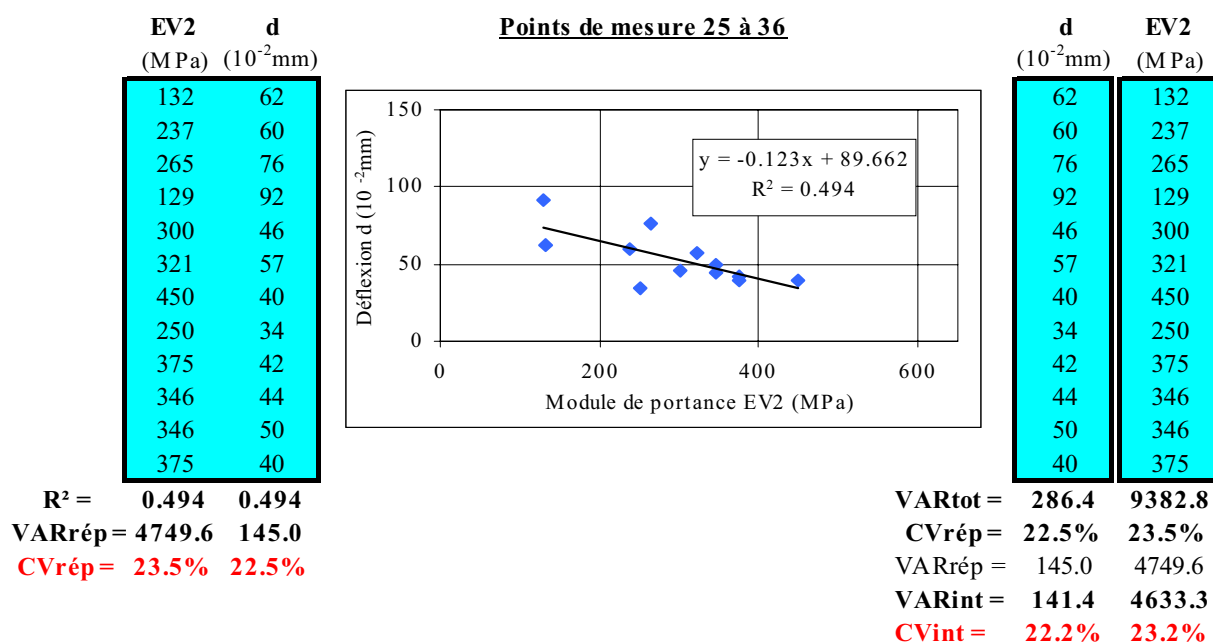
Annexe II.7

Résultats de variance sur d et EV2 – Détermination la variabilité intrinsèque des propriétés mécaniques de la GNT mesurées sur le site

Zone faiblement compactée



Zone fortement compactée

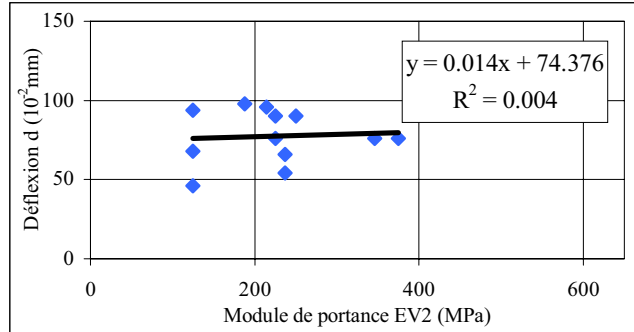


EV2 **d**
(MPa) (10^{-2} mm)

188	98
214	96
125	68
250	90
237	54
237	66
225	76
225	90
346	76
375	76
125	46
125	94

$R^2 =$ **0.004** **0.004**
VARrép = 6294.7 **282.5**
CVrép = 35.6% **21.7%**

Points de mesure 13 à 24



d **EV2**
(10^{-2} mm) (MPa)

98	188
96	214
68	125
90	250
54	237
66	237
76	225
90	225
76	346
76	375
46	125
94	125

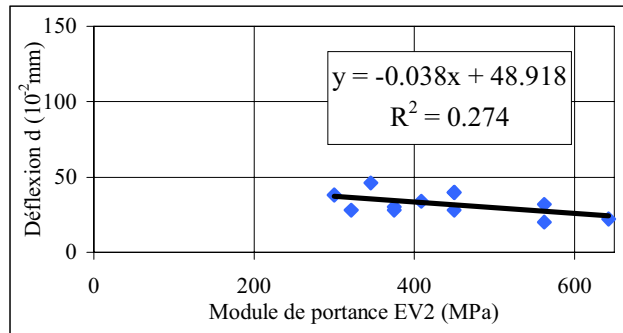
VARtot = 283.7 **6322.4**
CVrép = 21.7% **35.6%**
VARrép = 282.5 **6294.7**
VARint = 1.2 **27.7**
CVint = 1.4% **2.4%**

EV2 **d**
(MPa) (10^{-2} mm)

450	40
346	46
409	34
300	38
643	22
375	30
375	28
450	28
563	20
321	28
450	40
563	32

$R^2 =$ **0.274** **0.274**
VARrép = 8129.1 **43.5**
CVrép = 20.6% **20.5%**

Points de mesure 37 à 48



d **EV2**
(10^{-2} mm) (MPa)

40	450
46	346
34	409
38	300
22	643
30	375
28	375
28	450
20	563
28	321
40	450
32	563

VARtot = 60.0 **11204.2**
CVrép = 20.5% **20.6%**
VARrép = 43.5 **8129.1**
VARint = 16.5 **3075.0**
CVint = 12.6% **12.7%**

Annexe II.8

Résultats des régressions multilinéaires pour la modélisation des propriétés mécaniques de la GNT en place en fonction de ses propriétés physiques (Minitab)

Modélisation avec les 48 mesures

a) Modélisation de la déflexion d (mm)

	Coefficient (mm)	Écart-type (mm)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	67,300	3,239	20,781	0,000
ω	35,420	5,543	-4,201	0,000
Γ_d	-23,280	5,465	6,482	0,000

b) Modélisation de la portance EV2 (MPa)

	Coefficient (MPa)	Écart-type (MPa)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	252,30	14,79	17,06	0,000
ω	-156,50	24,96	-6,27	0,000
Γ_d	127,20	25,32	5,02	0,000

Modélisation avec les moyennes locales

a) Modélisation de la déflexion d (mm)

	Coefficient (mm)	Écart-type (mm)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	65,860	4,518	14,575	0,000
ω	39,600	8,719	4,542	0,000
Γ_d	-23,420	7,780	-3,011	0,015

b) Modélisation de la portance EV2 (MPa)

	Coefficient (MPa)	Écart-type (MPa)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	260,40	16,52	15,76	0,000
ω	-183,70	31,88	-5,76	0,000
Γ_d	126,50	28,44	4,45	0,002

Annexe II.9

Tableaux de valeurs des courbes granulométriques de référence à 10% et 15% de fines pour les deux matériaux (A et P) étudiés en laboratoire

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour les graves A et P

Tamis (mm)	GRANULOMÉTRIES			
	Matériau A		Matériau P	
	Passant (%)			
	10%	15%	10%	15%
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,9	99,9	99,8	99,8
16	97,3	97,5	95,5	95,7
14	88,5	89,2	88,1	88,7
12,5	81,6	82,7	81,4	82,5
10	71,1	72,7	71,0	72,6
8	60,3	62,5	60,2	62,4
6,3	46,3	49,3	47,0	50,0
5	38,4	41,8	40,3	43,6
4	33,7	37,3	33,8	37,5
2	27,7	31,8	25,9	30,0
1	22,3	26,6	20,7	25,1
0,5	17,9	22,4	17,0	21,6
0,2	12,9	17,7	12,9	17,8
0,1	10,6	15,5	10,7	15,6
0,08	10,0	15,0	10,0	15,0

Annexe II.10

Tableaux de valeurs des courbes granulométriques de référence et après essai pour les cinq graves étudiées – Mise en évidence de la production de fines en laboratoire

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave G

GRANULOMÉTRIES (Matériau G)						
Passant (%)						
Tamis (mm)	Référence	Après essai				
		1	2	3	4	5
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,1	99,3	99,1	99,3	99,3	100,0
16	87,5	91,5	89,2	90,0	90,3	88,9
14	79,0	82,5	79,4	79,2	81,5	76,6
12,5	68,2	73,9	71,6	72,7	75,5	68,2
10	54,8	63,9	61,5	61,6	65,3	58,9
8	46,8	55,3	51,4	52,2	55,6	49,1
6,3	39,6	47,9	45,1	46,1	49,2	43,8
4	32,9	40,9	38,4	39,4	41,5	37,5
2	27,3	34,9	33,0	33,9	35,3	32,4
1	24,0	31,5	30,3	31,0	31,8	29,7
0,5	21,6	29,2	28,3	28,9	29,4	27,8
0,315	19,8	27,3	26,6	27,3	27,7	26,3
0,2	17,8	24,4	24,2	24,7	24,9	23,7
0,08	12,7	17,9	17,2	18,2	18,1	17,4

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave P

GRANULOMÉTRIES (Matériau P)			
Passant (%)			
Tamis (mm)	Référence	Après essai	
		1	2
31,5	100,0	100,0	100,0
20	100,0	100,0	100,0
16	96,2	95,4	96,9
14	87,7	85,3	87,3
12,5	77,2	77,9	80,9
10	68,4	69,4	71,7
8	62,8	64,6	66,0
6,3	56,0	57,9	59,4
5	51,3	53,2	54,6
4	46,8	49,2	50,6
3,15	42,2	45,4	46,5
2	34,7	37,4	38,0
1,6	31,8	34,6	35,0
0,5	21,4	25,4	25,4
0,2	16,2	20,4	20,3
0,1	13,0	16,9	16,6
0,08	12,2	16,3	16,0

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave S

GRANULOMÉTRIES (Matériau S)				
Passant (%)				
Tamis (mm)	Référence	Après essai		
		1	2	3
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,8	99,9	100,0	100,0
10	65,7	69,9	68,7	69,3
6,3	51,3	56,3	55,4	55,7
4	41,8	48,4	47,7	47,8
2	32,1	40,1	40,0	40,0
0,5	22,4	31,5	31,4	32,0
0,08	13,8	21,2	21,4	21,6

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave A

GRANULOMÉTRIES (Matériau A)				
Passant (%)				
Tamis (mm)	Référence	Après essai		
		1	2	3
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0
20	100,0	100,0	100,0	100,0
14	91,0	87,6	85,8	85,5
12,5	84,7	80,0	78,4	79,2
10	71,3	67,6	66,6	67,9
8	56,9	57,7	56,9	58,6
6,3	49,7	51,4	51,1	52,0
4	41,1	43,7	43,4	44,9
2	30,3	33,7	33,0	34,7
1	23,9	27,3	26,9	28,2
0,5	19,2	23,2	23,2	24,0
0,315	16,3	20,9	21,0	21,6
0,2	14,3	18,6	19,0	19,6
0,08	11,0	15,3	15,6	15,8

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave C

GRANULOMÉTRIES (Matériau C)			
Passant (%)			
Tamis (mm)	Référence	Après essai	
		1	2
31,5	100,0	100,0	100,0
20	99,3	99,6	99,4
14	79,7	87,6	85,7
12,5	76,0	82,6	80,4
10	68,7	74,0	72,2
6,3	54,2	55,8	54,4
4	39,6	44,4	43,9
2	25,3	32,3	32,5
1	20,8	27,3	27,5
0,5	17,7	24,8	25,1
0,2	14,2	21,5	21,8
0,08	11,5	18,2	18,5

Annexe II.11

Tableau de valeurs des courbes granulométriques de référence, après malaxage et après essai pour le matériau C – Mise en évidence de la production de fines lors du malaxage

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave C

GRANULOMÉTRIES (Matériau C)				
Passant (%)				
Tamis (mm)	Référence	Après malaxage	Après essai	
			1	2
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,3	99,4	99,6	99,4
14	79,7	83,6	87,6	85,7
12,5	76,0	78,6	82,6	80,4
10	68,7	71,4	74,0	72,2
6,3	54,2	53,9	55,8	54,4
4	39,6	42,4	44,4	43,9
2	25,3	31,2	32,3	32,5
1	20,8	26,4	27,3	27,5
0,5	17,7	23,9	24,8	25,1
0,2	14,2	20,7	21,5	21,8
0,08	11,5	17,4	18,2	18,5

Annexe II.12

Tableau de valeurs des courbes granulométriques des quatre parties d'une éprouvette de matériau G après essai – Mise en évidence de l'homogénéité de teneur en fines des éprouvettes

Tableau de valeurs des courbes granulométriques pour la grave G

GRANULOMÉTRIES (Matériau G)					
Passant (%)					
Après essai					
Tamis (mm)	1° quart	2° quart	3° quart	4° quart	Totalité
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,1	99,6	98,8	100,0	99,4
16	86,4	88,2	85,7	88,9	87,3
14	75,8	77,1	73,3	76,6	75,7
12,5	68,9	70,4	65,1	68,2	68,1
10	58,5	58,3	54,7	58,9	57,6
8	49,7	49,8	46,4	49,1	48,8
6,3	44,6	44,4	41,0	43,8	43,5
4	38,3	37,8	35,5	37,5	37,3
2	33,0	32,7	30,8	32,4	32,2
1	29,9	29,8	28,4	29,7	29,4
0,5	27,7	27,9	26,5	27,8	27,5
0,315	26,2	26,2	25,1	26,3	25,9
0,2	23,7	23,8	22,5	23,7	23,4
0,08	17,5	17,3	16,7	17,4	17,2

Annexe II.13

Comparaison entre les teneurs en eau visées et celles mesurées

N	Code (W, F, M, %OPM)	Teneur en eau mesurée (%)	Teneur en eau visée (%)	Écart (%)
1	11A1	8,55	8,80	0,25
2	11P2	6,24	6,50	0,26
3	12A2	8,37	8,60	0,23
4	12P1	6,53	6,70	0,17
5	21A2	7,93	8,30	0,37
6	21P1	5,41	6,00	0,59
7	22A1	7,94	8,10	0,16
8	22P2	5,64	6,20	0,56
9	31A2	7,32	7,80	0,48
10	31P1	5,18	5,50	0,32
11	32A1	7,39	7,60	0,21
12	32P2	5,45	5,70	0,25
13	41A1	7,03	7,30	0,27
14	41P2	4,71	5,00	0,29
15	42A2	6,69	7,10	0,41
16	42P1	4,83	5,20	0,37
			Moyenne	0,32

Annexe II.14

Les différentes étapes de la conception du premier plan d'expériences

Choix d'un modèle a priori

Le plan complet correspondant à l'étude des quatre facteurs W, F, M, et %OPM comporte 32 essais (4 x 2 x 2 x 2). Il est possible de réaliser l'étude avec moins d'essais (plan factoriel fractionnaire), mais il faut pour cela postuler un modèle a priori et déterminer (en respectant le nombre de degrés de liberté du modèle et la condition d'orthogonalité du plan).

Le modèle choisi a priori comporte trois interactions. Pour la modélisation des propriétés mécaniques les interactions retenues sont celles qui dépendent de W (la teneur en eau étant considérée comme le paramètre le plus important pour les propriétés mécaniques). Le modèle retenu s'écrit sous la forme suivante (Y étant la grandeur modélisée et I la constante du modèle) :

$$Y = I + W + F + M + \%OPM + \overset{(F*\%OPM)}{W*M} + \overset{(M*\%OPM)}{W*F} + \overset{(F*M) \text{ alias}}{W*\%OPM}$$

Nb de niveaux : 4 2 2 2 8 8 4

Chaque interaction est en fait "aliasée" avec une autre (F*%OPM et W*M sont alias, ainsi que M*%OPM et W*F, et, F*M et W*%OPM), cela signifie que lors de l'analyse des résultats leurs effets ne pourront pas être dissociés. Il faudra alors supposer qu'une des deux interactions du couple aliasé est négligeable et attribuer l'effet à l'autre (le choix est guidé par la physique du phénomène modélisé).

Condition d'orthogonalité

Cette condition est indispensable pour pouvoir calculer l'influence de chaque facteur indépendamment des autres à partir des résultats du plan d'expériences. Pour satisfaire cette condition, il faut s'assurer que le nombre d'essais à réaliser soit un multiple du Plus Petit Commun Multiple (PPCM) du produit des nombres de niveaux de toutes les actions disjointes prises deux à deux (action = facteur ou interaction). Dans notre cas, le nombre d'essais à réaliser doit être un multiple de 16.

F et M : $2 \times 2 = 4$

W et M : $4 \times 2 = 8$

....

W-M et %OPM : $8 \times 2 = \underline{16}$

Condition sur le nombre de degrés de liberté

Le nombre minimal d'essais à réaliser est égal au nombre de degrés de liberté du modèle postulé (le nombre de degrés de liberté pour un facteur seul est égal à son nombre de niveaux diminué de un, et pour une interaction, il est égal au produit des nombres de degrés de liberté de chaque facteur concerné).

	Y	=	I	+	W	+	F	+	M	+	%OPM	+	W*M	+	W*F	+	W*%OPM	
Nb de niveaux :			4		2		2		2				8		8		8	
Nb de ddl :			1		3		1		1		1		3		3		3	= <u>16 ddl</u>

Le plan doit comporter au moins 16 essais.

Le nombre minimal d'essais à réaliser pour déterminer tous les coefficients du modèle postulé est de 16 (on peut en faire plus, mais dans ce cas le nombre d'essais à réaliser devra être un multiple de 16 pour respecter l'orthogonalité du plan d'expériences).

Annexe II.15

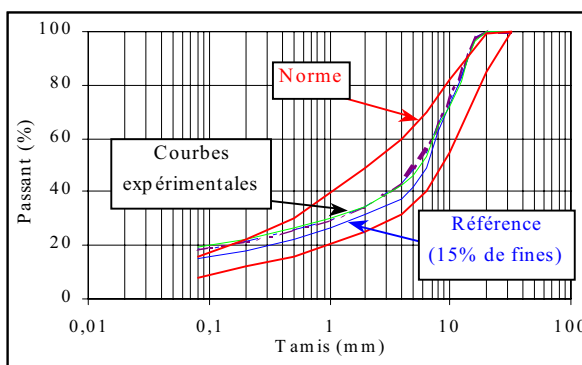
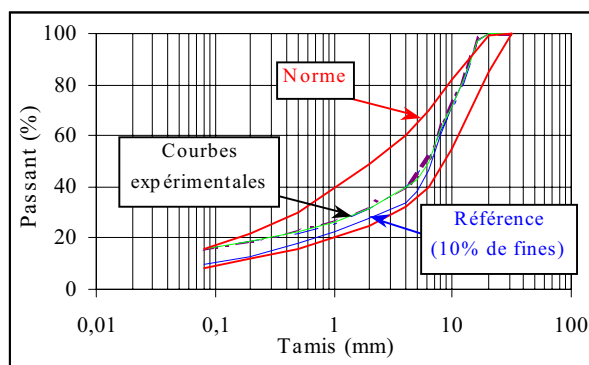
Granulométries des éprouvettes du premier plan d'expériences

Éprouvettes de matériau A

a) Tableau de valeurs

Tamis (mm)	Référence (10%)	11A1	21A2	41A1	31A2	Référence (15%)	12A2	22A1	32A1	42A2
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,9	100,0	100,0	100,0	99,9	99,9	100,0	100,0	99,9	100,0
16	97,3	97,4	96,6	97,8	96,8	97,5	97,7	97,4	96,8	96,4
14	88,5	89,1	87,4	90,2	88,2	89,2	90,1	89,0	90,6	88,9
12,5	81,6	80,0	80,8	83,7	82,3	82,7	82,8	83,3	85,5	81,5
10	71,1	70,3	70,2	72,7	71,4	72,7	72,5	73,9	75,5	72,1
8	60,3	63,7	61,7	64,1	62,2	62,5	66,4	65,1	65,6	64,9
6,3	46,3	51,3	51,0	51,5	49,8	49,3	55,0	54,8	55,1	53,0
5	38,4	43,7	44,9	44,2	43,2	41,8	47,8	48,5	48,7	46,0
4	33,7	39,5	39,7	40,1	39,5	37,3	43,5	43,0	43,4	42,3
2	27,7	31,5	31,2	32,1	31,5	31,8	35,4	34,5	34,9	34,8
1	22,3	26,5	25,9	26,7	26,2	26,6	30,3	29,4	29,6	29,9
0,5	17,9	23,1	22,2	23,1	22,8	22,4	26,8	25,9	26,2	26,6
0,2	12,9	18,8	18,6	18,9	18,7	17,7	22,2	21,3	21,7	22,3
0,1	10,6	16,4	16,4	16,4	16,3	15,5	19,7	18,9	19,3	19,8
0,08	10,0	15,7	15,7	15,8	15,6	15,0	19,1	18,4	18,7	19,2

b) Courbes granulométriques

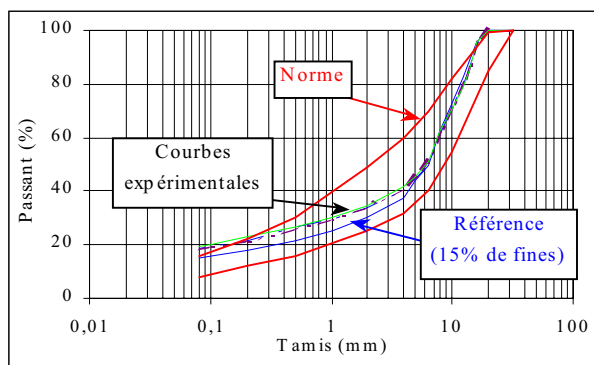
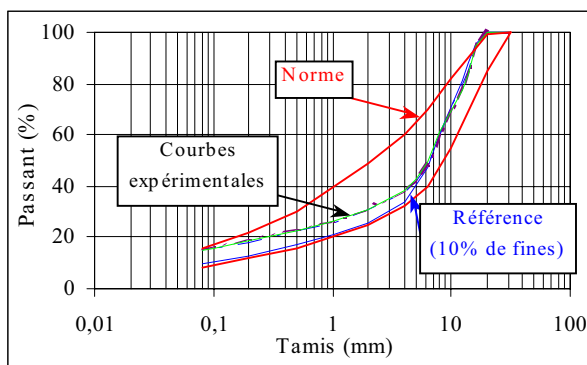


Éprouvettes de matériau P

a) Tableau de valeurs

Tamis (mm)	Référence (10%)	11P2	21P1	31P1	41P2	Référence (15%)	12P1	22P2	32P2	42P1
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	99,8	100,0	100,0	100,0	100,0	99,8	100,0	100,0	100,0	100,0
16	95,5	95,2	95,0	94,6	94,4	95,7	97,1	95,0	94,7	95,5
14	88,1	86,4	85,1	84,3	83,8	88,7	87,9	85,3	85,7	84,9
12,5	81,4	80,3	79,5	78,0	77,4	82,5	81,8	80,0	80,1	79,0
10	71,0	70,9	70,4	69,3	69,3	72,6	72,4	70,9	70,8	70,9
8	60,2	60,6	59,7	59,7	60,9	62,4	63,4	61,2	62,0	62,3
6,3	47,0	48,8	48,2	48,0	49,3	50,0	52,0	49,8	50,8	50,7
5	40,3	43,0	42,4	42,2	43,2	43,6	46,7	44,6	45,2	45,6
4	33,8	38,0	37,9	38,0	38,1	37,5	42,0	40,5	40,9	41,4
2	25,9	30,5	30,6	31,0	31,0	30,0	34,7	33,8	33,9	34,5
1	20,7	25,9	25,9	26,4	26,0	25,1	30,1	29,5	29,4	29,9
0,5	17,0	22,8	22,6	23,5	22,8	21,6	27,0	26,3	26,2	26,9
0,2	12,9	18,8	18,3	19,4	18,6	17,8	23,1	21,9	21,8	22,9
0,1	10,7	15,8	15,5	16,5	15,8	15,6	20,1	19,2	19,1	20,0
0,08	10,0	15,1	14,9	15,8	15,0	15,0	19,4	18,5	18,4	19,4

b) Courbes granulométriques



Annexe II.16

Résultats de l'analyse de l'homogénéité des éprouvettes

Tableau de valeurs et analyse de variance pour la densité

Hauteur (cm)	Masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³)			VAR _{rép} (10 ⁻⁴ (g/cm ³) ²)
	1 ^o passe	2 ^o passe	3 ^o passe	
7,04	2,099	2,111	2,096	0,63
7,56	2,096	2,097	2,113	0,94
8,08	2,105	2,117	2,102	0,58
8,60	2,102	2,105	2,111	0,19
9,13	2,120	2,114	2,110	0,27
9,65	2,101	2,108	2,109	0,17
10,17	2,114	2,112	2,120	0,15
10,69	2,120	2,140	2,141	1,34
11,21	2,139	2,152	2,139	0,56
11,73	2,114	2,126	2,109	0,75
12,25	2,108	2,104	2,118	0,52
12,77	2,097	2,109	2,105	0,37
13,29	2,126	2,109	2,119	0,67
13,81	2,121	2,111	2,107	0,49
14,33	2,104	2,095	2,100	0,18
14,85	2,113	2,103	2,096	0,68
15,38	2,104	2,107	2,103	0,03
15,90	2,114	2,114	2,122	0,24
16,42	2,139	2,139	2,145	0,14
16,94	2,102	2,106	2,111	0,19
17,46	2,099	2,101	2,107	0,19
17,98	2,110	2,114	2,113	0,05
18,50	2,106	2,111	2,112	0,13
19,02	2,105	2,084	2,096	1,11
19,54	2,090	2,082	2,094	0,33
20,06	2,088	2,102	2,095	0,51
20,58	2,102	2,120	2,114	0,88
21,10	2,138	2,140	2,145	0,11
21,63	2,115	2,105	2,104	0,37
22,15	2,090	2,090	2,100	0,32
22,67	2,119	2,113	2,110	0,20
23,19	2,095	2,100	2,096	0,05
23,71	2,103	2,114	2,113	0,36
24,23	2,107	2,109	2,116	0,22
24,75	2,089	2,078	2,084	0,32
25,27	2,102	2,098	2,102	0,05
25,79	2,091	2,120	2,092	2,67
26,31	2,089	2,103	2,087	0,72
26,83	2,073	2,088	2,097	1,37
27,35	2,104	2,094	2,095	0,33
27,88	2,097	2,104	2,088	0,62
28,40	2,099	2,097	2,108	0,33
28,92	2,102	2,109	2,101	0,19
29,44	2,082	2,092	2,089	0,29
29,96	2,083	2,084	2,089	0,10
30,48	2,093	2,097	2,098	0,07
31,00	2,111	2,100	2,118	0,85
$\rho_{d, moy.}$ (g/cm³)	2,101	2,102	2,102	
VAR_{tot.} (10 ⁻⁴ (g/cm ³) ²)	1,43	1,27	1,02	

Zones d'emplacement des implants
(non pris en compte dans les calculs)

$\rho_{d, moy.}$ (g/cm³) = 2,102	VAR_{rép. moy.} (10⁻⁴ (g/cm³)²) = 0,489
VAR_{tot. moy.} (10⁻⁴ (g/cm³)²) = 1,239	
VAR_{moy.} (ρ_d) (10⁻⁴ (g/cm³)²) = 0,749	
CV_{moy.} (ρ_d) (%) = 0,41	

Tableau de valeurs et analyse de variance pour la compacité (indice des vides)

Hauteur (cm)	Indice des vides (%)			VAR _{rép} (10 ⁻⁴)
	1° passe	2° passe	3° passe	
7,04	6,8	6,2	6,9	0,16
7,56	6,9	6,9	6,1	0,24
8,08	6,5	5,9	6,6	0,15
8,60	6,6	6,5	6,2	0,05
9,13	5,7	6,0	6,2	0,07
9,65	6,7	6,3	6,3	0,04
10,17	6,0	6,1	5,7	0,04
10,69	5,7	4,7	4,7	0,33
11,21	4,8	4,2	4,8	0,13
11,73	6,0	5,4	6,3	0,19
12,25	6,3	6,5	5,8	0,13
12,77	6,9	6,3	6,5	0,10
13,29	5,4	6,2	5,8	0,17
13,81	5,7	6,2	6,4	0,12
14,33	6,5	7,0	6,7	0,05
14,85	6,1	6,6	6,9	0,18
15,38	6,5	6,4	6,5	0,01
15,90	6,0	6,0	5,6	0,06
16,42	4,8	4,8	4,5	0,03
16,94	6,6	6,4	6,2	0,05
17,46	6,8	6,6	6,4	0,05
17,98	6,2	6,0	6,0	0,01
18,50	6,4	6,2	6,1	0,03
19,02	6,5	7,6	6,9	0,29
19,54	7,2	7,6	7,0	0,09
20,06	7,4	6,6	7,0	0,13
20,58	6,6	5,7	6,0	0,22
21,10	4,8	4,7	4,5	0,03
21,63	6,0	6,5	6,5	0,09
22,15	7,2	7,2	6,7	0,08
22,67	5,8	6,0	6,2	0,05
23,19	7,0	6,7	6,9	0,01
23,71	6,5	6,0	6,1	0,09
24,23	6,3	6,3	5,9	0,06
24,75	7,3	7,9	7,5	0,08
25,27	6,6	6,8	6,6	0,01
25,79	7,2	5,7	7,2	0,68
26,31	7,3	6,6	7,4	0,19
26,83	8,1	7,3	6,9	0,36
27,35	6,5	7,0	7,0	0,09
27,88	6,9	6,5	7,3	0,16
28,40	6,8	6,9	6,3	0,08
28,92	6,6	6,3	6,6	0,05
29,44	7,7	7,1	7,3	0,08
29,96	7,6	7,5	7,3	0,03
30,48	7,1	6,9	6,8	0,02
31,00	6,2	6,7	5,8	0,22
e_{moy.} (%)	6,7	6,6	6,6	
VAR_{tot.} (10⁻⁴)	0,37	0,33	0,26	

e_{moy.} (%) = 6,6	VAR_{rép. moy.} (10⁻⁴) = 0,126
VAR_{tot. moy.} (10⁻⁴) = 0,320	
VAR_{moy.} (e) (10⁻⁴) = 0,194	
CV_{moy.} (e) (%) = 6,62	

Annexe II.17

Résultats des régressions multilinéaires du premier plan d'expériences (Minitab)

Modélisation de ρ_d^i (g/cm³)

	Coefficient (g/cm ³)	Écart-type (g/cm ³)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	2,072	0,008	273,491	0,000
M	0,044	0,003	16,475	0,000
%OPM	0,016	0,003	6,172	0,000
F	0,015	0,004	4,071	0,002

Modélisation de e^i (%)

	Coefficient (%)	Écart-type (%)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	11,553	0,399	28,946	0,000
M	1,074	0,141	7,635	0,000
%OPM	-0,867	0,141	-6,161	0,000
F	-0,807	0,200	-4,033	0,002

Modélisation de α^i (-)

	Coefficient (-)	Écart-type (-)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	3,503	0,642	5,460	0,000
W ³	3,838	0,407	9,434	0,000
M	1,707	0,642	2,660	0,021
M*W ³	1,698	0,407	4,174	0,001

Modélisation de E_1^i (MPa)

	Coefficient (MPa)	Écart-type (MPa)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	448,680	45,370	9,890	0,000
W	174,510	28,870	6,044	0,000
F	102,200	22,410	4,560	0,000
W ²	96,47	29,640	3,255	0,008
M	79,54	15,480	5,138	0,000

Annexe III.1

Mesure de la profondeur d'orniérage d'une chaussée au transversoprofilomètre à ultrasons (TUS)

Appareillage

La mesure est réalisée d'une règle de 2,4 m équipée de 13 capteurs émetteurs/récepteurs d'ultrasons (un capteur tous les 20 cm) et fixée à l'avant d'un véhicule. L'appareillage est illustré sur la photo ci-dessous.



Principe de la mesure

Les capteurs émettent des ultrasons qui se réfléchissent à la surface de la chaussée. Le temps écoulé entre l'émission et la réception de ces ultrasons est directement relié à la distance entre la règle et la chaussée. On obtient ainsi un profil transversal de déformation en surface de la chaussée.

Annexe III.2

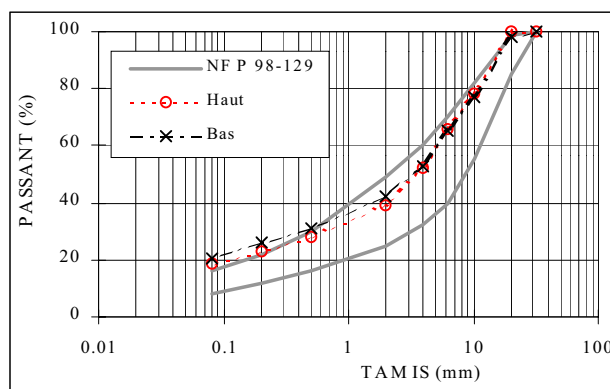
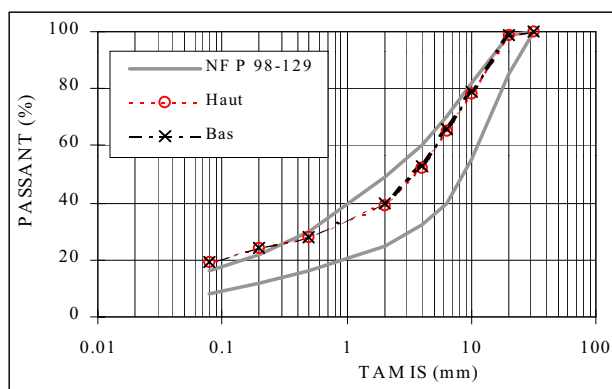
Granulométries de la GNT calcaire après service (lors de la démolition de la planche d'essai)

Granulométries dans la zone f_c

a) Tableau de valeurs

Tamis	Prélèvement				Moyenne (%)	Écart-type (%)	CV (%)
	1		2				
	Haut	Bas	Haut	Bas			
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0			
20	99,0	99,0	100,0	98,0			
10	78,0	79,0	78,0	77,0			
6,3	65,0	66,0	66,0	65,0			
4	52,0	53,0	52,0	53,0			
2	39,0	40,0	39,0	42,0			
0,5	28,0	28,0	28,0	31,0			
0,2	24,0	24,0	23,0	26,0			
0,08	19,0	19,2	18,6	20,6	19,4	0,9	4,5

b) Courbes granulométriques

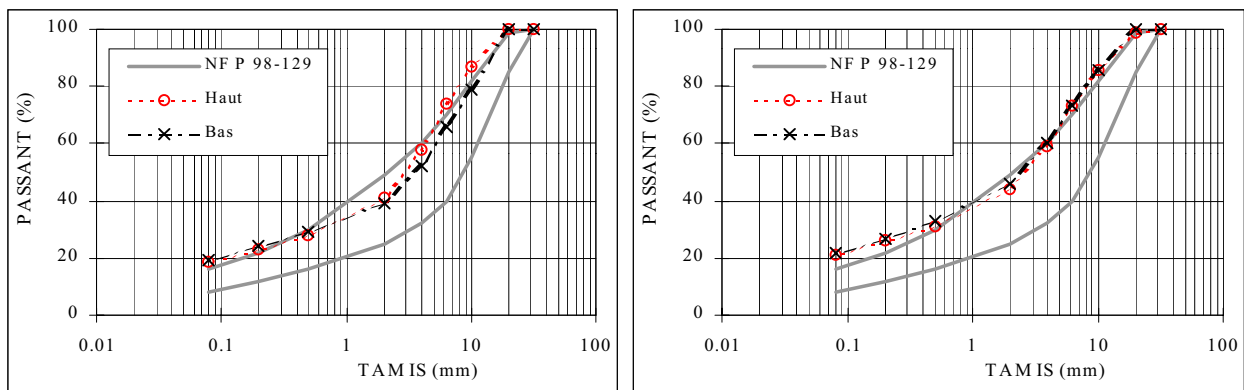


Granulométries dans la zone F_c

a) Tableau de valeurs

Tamis	Prélèvement				Moyenne (%)	Écart-type (%)	CV (%)
	1		2				
	Haut	Bas	Haut	Bas			
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0			
20	100,0	100,0	99,0	100,0			
10	87,0	79,0	86,0	86,0			
6,3	74,0	66,0	73,0	73,0			
4	58,0	52,0	59,0	60,0			
2	41,0	39,0	44,0	46,0			
0,5	28,0	29,0	31,0	33,0			
0,2	23,0	24,0	26,0	27,0			
0,08	18,6	19,3	21,2	22,0	20,3	1,6	7,8

b) Courbes granulométriques



Annexe III.3

Détermination des teneurs en eau pour l'obtention des niveaux de E_1^i

E_1^i essais visé (MPa)	E_1^i modèle visé (MPa)	M = +1 F = 1,08 w_{OPM} = 8,0%			M = -1 F = 1,28 w_{OPM} = 10,3%		
		W (-)	w-w_{OPM} (%)	w (%)	W (-)	w-w_{OPM} (%)	w (%)
555	566	-0,64	-1,77	6,23	0,32	-2,49	7,81
705	709	0,34	-2,51	5,49	0,82	-2,87	7,43
855	852	0,84	-2,88	5,12	1,21	-3,16	7,14
1005	995	1,22	-3,16	4,84	1,53	-3,40	6,90

Annexe III.4

Les différentes étapes de la conception du premier plan d'expériences

Choix d'un modèle a priori

Le plan complet correspondant à l'étude des quatre facteurs E_1^i , Q, M, et %OPM comporte 64 essais (4 x 4 x 2 x 2). Il est possible de réaliser l'étude avec moins d'essais (plan factoriel fractionnaire), mais il faut pour cela postuler un modèle a priori et déterminer (en respectant le nombre de degrés de liberté du modèle et la condition d'orthogonalité du plan).

Le modèle choisi a priori comporte une seule interaction (la seule interaction possible pour ne réaliser que 16 essais est M*%OPM). Les autres interactions sont considérées négligeables. Le modèle retenu s'écrit sous la forme suivante (Y étant la grandeur modélisée et I la constante du modèle) :

$$Y = I + E_1^i + Q + M + \%OPM + M*\%OPM$$

Nb de niveaux : 4 4 2 2 4

Condition d'orthogonalité

Cette condition est indispensable pour pouvoir calculer les effets d'un facteurs indépendamment des autres facteurs à partir des résultats du plan d'expériences. Pour satisfaire cette condition, il faudra s'assurer que le nombre d'essais soit un multiple du Plus Petit Commun Multiple (PPCM) du produit des nombres de niveaux de toutes les actions (action = facteur ou interaction) disjointes prises deux à deux. Dans notre cas, le nombre d'essais à réaliser doit être un multiple de 16.

M et Q : $2 \times 4 = 8$

Q et E_1^i : $4 \times 4 = 16$

....

Q et M*%OPM : $8 \times 2 = \underline{16}$

Condition sur le nombre de degrés de liberté

Le nombre minimal d'essais à réaliser est égal au nombre de degrés de liberté du modèle postulé (le nombre de degrés de liberté pour un facteur seul est égal à son nombre de niveaux diminué de un, et pour une interaction, il est égal au produit des nombres de degrés de liberté de chaque facteur concerné).

$$Y = I + E_1^i + Q + M + \%OPM + M*\%OPM$$

Nb de niveaux :	4	4	2	2	4	
Nb de ddl :	1	3	3	1	1	= <u>10 ddl</u>

Le plan doit comporter au moins 10 essais.

Le nombre minimal d'essais à réaliser pour déterminer tous les coefficients du modèle postulé est de 10. Comme ce nombre doit être un multiple de 16 (condition d'orthogonalité du plan) il faudra réaliser au minimum 16 essais (on peut en faire plus, mais dans ce cas le nombre d'essais à réaliser devra être un multiple de 16).

Annexe III.5

Résultats des essais TCR par paliers (second plan d'expériences)

Tableau de valeurs pour le matériau A

Matériau A					
N	code ($\Sigma_1^i, Q^P, M, \%OPM$)	e_1^P	e_3^P	e_v^P	E_1
		(N=20000) (10 ⁻⁴)	(N=20000) (10 ⁻⁴)	(N=20000) (10 ⁻⁴)	(N=20000) (MPa)
1	11A1	13,2	18,9	51,0	1080
		14,2	19,4	52,9	1235
		15,4	21,1	57,5	1528
		15,9	21,4	58,6	2009
2	12A2	10,7	7,0	24,8	692
		12,9	8,4	29,7	854
		14,6	8,7	32,0	1063
		15,9	9,3	34,5	1155
		17,6	9,4	36,3	1265
7	23A2	5,3	0,0	5,3	808
		6,5	-0,5	5,4	899
		7,6	-1,1	5,4	976
		9,2	-1,3	6,6	1003
		13,1	-1,4	10,4	1025
8	24A1	6,4	-4,6	-2,7	1476
		7,6	-5,2	-2,7	1670
		8,4	-6,6	-4,7	1736
		9,6	-7,6	-5,7	1877
		12,0	-9,4	-6,7	1768
11	33A1	5,0	-1,5	2,0	907
		6,2	-1,8	2,6	1086
		7,5	-1,7	4,2	1182
		8,7	-2,0	4,8	1253
		11,0	-2,3	6,3	1281
12	34A2	5,1	-3,7	-2,2	923
		6,1	-4,4	-2,6	1041
		7,6	-5,1	-2,7	1095
		9,7	-6,3	-2,8	1140
		15,1	-11,4	-7,8	1107
13	41A2	4,2	6,3	16,8	832
		5,0	6,5	18,0	920
		5,8	6,4	18,5	996
		7,0	6,2	19,4	1060
		8,0	5,0	17,9	1000
14	42A1	4,6	2,3	9,2	810
		5,6	2,3	10,2	919
		6,8	2,0	10,8	1064
		7,8	1,1	9,9	1221
		10,3	0,9	12,1	1378

Tableau de valeurs pour le matériau P

Matériau P					Répétition						
N	code	e_1^p (N=20000) (10^{-4})	e_3^p (N=20000) (10^{-4})	e_v^p (N=20000) (10^{-4})	E_1 (N=20000) (MPa)	N	code	e_1^p (N=20000) (10^{-4})	e_3^p (N=20000) (10^{-4})	e_v^p (N=20000) (10^{-4})	E_1 (N=20000) (MPa)
	($\Sigma_i^1, Q, P, M, \%OPM$)						($\Sigma_i^1, Q, P, M, \%OPM$)				
3	13P1	8,1	-2,7	2,7	650	16*	44P1*	3,3	-2,6	-1,9	1023
		9,8	-2,6	4,7	755			4,2	-2,9	-1,6	1181
		11,8	-2,4	6,9	816			4,6	-3,1	-1,5	1185
		14,0	-2,4	9,1	835			5,4	-4,1	-2,9	1280
		18,9	-3,9	11,1	1040			7,8	-5,5	-3,2	1290
4	14P2	13,1	-8,1	-3,2	554	16*	44P1*	3,2	-1,8	-0,5	1331
		14,9	-8,7	-2,5	668			3,9	-2,0	-0,1	1374
		16,4	-9,3	-2,3	700			4,6	-2,4	-0,2	1580
		18,5	-10,5	-2,6	733			5,1	-3,4	-1,7	1610
		26,9	-19,3	-11,8	716			6,8	-4,6	-2,3	1610
5	21P2	2,4	6,9	16,3	841	16*	44P1*	2,7	-3,2	-3,7	1135
		3,4	8,0	19,4	941			3,5	-3,7	-3,8	1277
		4,2	9,0	22,2	975			4,7	-4,1	-3,5	1362
		5,3	9,8	24,8	1058			5,1	-4,1	-3,0	1420
		7,8	10,4	28,6	1106			6,9	-5,6	-4,4	1460
6	22P1	3,7	4,4	12,5	1061						
		4,8	4,8	14,4	1253						
		5,9	5,2	16,3	1536						
		7,1	5,5	18,2	1746						
		9,3	6,2	21,7	2035						
9	31P1	4,2	10,6	25,4	1128						
		5,4	12,2	29,7	1307						
		6,3	13,9	34,1	1438						
		8,5	13,4	35,4	1630						
		10,3	14,2	38,7	2250						
10	32P2	4,2	3,7	11,6	1059						
		5,4	4,0	13,4	1204						
		6,6	4,2	15,0	1337						
		7,6	4,7	17,0	1357						
		9,3	5,2	19,8	1359						
15	43P2	2,5	0,7	3,9	1145						
		3,5	1,5	6,6	1253						
		4,7	2,3	9,3	1424						
		5,5	2,6	10,6	1447						
		6,9	2,6	12,1	1548						
16	44P1	2,7	-2,3	-2,0	1100						
		3,7	-3,3	-2,8	1209						
		4,4	-4,0	-3,6	1278						
		5,1	-4,9	-4,7	1327						
		6,8	-6,8	-6,7	1341						

Annexe III.6

Résultats des régressions multilinéaires du second plan d'expériences (Minitab)

Modélisation de $\epsilon_1^P(N=20000)$ (10^{-4})

Modèle "plan d'expériences"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	8,518	0,464	18,353	0,000
Σ_i^i	-6,343	0,603	-10,526	0,000
$(\Sigma_i^i)^2$	3,096	1,131	2,737	0,008
$(Q/P)^3$	1,063	0,486	2,189	0,032
M	-0,914	0,332	-2,750	0,007

Modèle "statistique"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	12,246	0,173	70,783	0,000
$1/\Sigma_i^i$	7,120	0,253	28,108	0,000
Q	5,017	0,268	18,701	0,000
$Q*(1/\Sigma_i^i)$	2,443	0,414	5,897	0,000
Γ_d^i	-1,669	0,219	-7,616	0,000

Modèle "physique"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	10,168	0,188	54,168	0,000
Σ_i^i	-6,964	0,309	-22,531	0,000
Q	5,005	0,324	15,458	0,000
$Q*\Sigma_i^i$	-2,267	0,502	-4,519	0,000
Γ_d^i	-1,450	0,267	-5,436	0,000
P	-1,097	0,358	-3,060	0,003

Modélisation de $\epsilon_3^P(N=20000)$ (10^{-4})

Modèle "plan d'expériences"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	1,975	0,543	3,635	0,001
$(\Sigma_1^i)^3$	12,466	2,011	6,198	0,000
Q/P	-9,116	0,447	-20,380	0,000
Σ_1^i	-8,367	1,484	-5,639	0,000
$(Q/P)^2$	1,738	0,780	2,228	0,029
%OPM	-1,020	0,334	-3,052	0,003

Modèle "statistique"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	3,040	0,348	8,758	0,000
Q/P	-11,630	0,420	-27,682	0,000
$(Q/P)*(1/\Sigma_1^i)$	-7,630	0,773	-9,867	0,000
$1/\Sigma_1^i$	3,040	0,590	5,155	0,000
Γ_d^i	1,290	0,519	2,485	0,015

Modèle "physique"

	Coefficient (10^{-4})	Écart-type (10^{-4})	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	3,970	0,363	10,930	0,000
P	14,940	0,683	21,878	0,000
$P*\Sigma_1^i$	-12,790	1,593	-8,032	0,000
Q	-10,880	0,617	-17,625	0,000
$Q*\Sigma_1^i$	9,120	1,221	7,467	0,000
Σ_1^i	-4,050	0,821	-4,936	0,000
Γ_d^i	1,140	0,570	1,995	0,050

Modélisation de $E_1(N=20000)$ (MPa)

Modèle "physique"

	Coefficient (MPa)	Écart-type (MPa)	Test (Student) (-)	Probabilité (-)
Constante	1170,4	24,8	47,201	0,000
P	274,4	49,6	5,533	0,000
Vⁱ	247,9	40,4	6,135	0,000
Σ_1^i	234,6	55,8	4,203	0,000
$P*\Sigma_1^i$	-204,0	90,9	-2,245	0,028
Q	103,1	44,4	2,320	0,023
M	-69,9	27,9	-2,508	0,014

LISTE

DES

PUBLICATIONS

LISTE DES PUBLICATIONS

Pendant le D.E.A.

GIDEL G. (1997)

Etude des déformations permanentes des graves non traitées sous chargements répétés, D.E.A Ecole Centrale Paris, 23p.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., CHAUVIN J.-J., (1997)

Cumul des déformations dans les graves non traitées, Recueil de communications, 4^{ème} Réunion annuelle GEO, nov. 1997, Aussois, France.

Pendant la Thèse

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., HORNYCH P., (2002)

Modelling the unbound granular material response from laboratory and field measurements, 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRA), juin 2002, Lisbonne, Portugal, *soumis*.

GIDEL G., HORNYCH P., CHAUVIN J.-J., BREYSSE D., DENIS A. (2001)

Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°233, juil.-août, pp. 5-21.

GIDEL G., (2001)

Comportement mécanique de graves non traitées calcaires sous chargements répétés, Concours Jeunes Chercheurs "René Houpert", XIX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, mai 2001, Lille, France, pp. 328-335.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., (2001)

Influence de l'état hydrique et des sollicitations routières sur l'évolution du comportement des graves non traitées calcaires utilisées en assise de chaussée, Comportement des Ouvrages et Systèmes en Services (COSS), 4^{ème} Congrès français de Génie Civil, mai 2001, Lille, France, pp. 166-171.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., (2001)

Propriétés physiques d'une grave non traitée calcaire utilisée en assise de chaussée, Recueil des communications, 2^{èmes} Rencontres du Réseau Doctoral Génie Civil (RDGC), janv. 2001, Aussois, France.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., CHAUVIN J.-J., (2000)

Utilisation de plans d'expériences pour l'étude du cumul des déformations permanentes des graves non traitées sous chargements cycliques, Actes des journées scientifiques du LCPC, Tome 1, Colloque physique et mécanique des matériaux granulaires, sept. 2000, Marne-la-vallée, France, pp. 109-114.

HAMEURY O., HORNYCH P., GIDEL G., (2000)

Caractéristiques mécaniques des graves non traitées en relation avec leurs paramètres d'état, Le compactage des sols et des matériaux granulaires, European Workshop Compaction of Soils and Granular Materials, mai 2000, Villepinte, France, Presse ENPC, pp. 41-51.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A., CHAUVIN J.-J., (2000)

Material fabric and mechanical properties after compaction for unbounded granular materials, Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling n°3, International Workshop on Compaction of Soils, Granulates and Powders, février 2000, Innsbruck, Autriche, Balkema, pp. 147-157.

COMPORTEMENT ET VALORISATION DES GRAVES NON TRAITEES CALCAIRES UTILISEES POUR LES ASSISES DE CHAUSSEES SOUPLES

Résumé : L'optimisation du dimensionnement des chaussées souples passe nécessairement par l'amélioration de la modélisation et de la prise en compte du comportement mécanique des graves non traitées (GNT) utilisées en couche d'assise. La caractérisation de l'état initial des GNT en place est une étape indispensable pour prédire correctement les déformations permanentes du matériau (contribution à l'orniérage de la chaussée). L'utilisation d'essais triaxiaux cycliques structurés en plans d'expériences permet d'étudier l'influence du matériau et de sa mise en œuvre sur ses paramètres d'état initial (module élastique initial et densité sèche initial). De la même façon, l'influence du matériau, de son état initial, et du chargement sur l'accumulation des déformations permanentes des GNT calcaires est mise en évidence et quantifiée à partir d'essais TCR par paliers. Les modèles établis en laboratoire sont validés par les mesures réalisées sur un site expérimental via des simulations numériques de l'essai à la plaque et du chargement routier standard.

Mots clefs : Chaussée souple, grave non traitée, essai triaxial, chargement cyclique, déformation permanente.

BEHAVIOUR AND VALORISATION OF LIMESTONE UNBOUND GRANULAR MATERIALS USED IN BASE COURSE OF FLEXIBLE PAVEMENTS

Abstract : The optimisation of the flexible pavement design needs to perform the modelling and to take into account the mechanical behaviour of unbound granular materials (UGM) used in base layer. The characterisation of the initial state is necessary to correctly predict the permanent strain of the material (part of the pavement rutting). Using triaxial cyclic tests organised in design experiments make possible to study the influence of the material and the material fabric on its initial state parameters (initial resilient modulus and initial dry density). With this method, the influence of the material, its initial state, and the loading on the accumulation of permanent strain of limestone UGM could be put in and quantified by triaxial cyclic tests with several stress levels. Models established in laboratory are validated by numerical simulations of plate bearing test and standard traffic loading.

Keywords : Flexible pavement, unbound granular material, triaxial test, cyclic loading, permanent strain.