

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة الجيلالي بونعاما - خميس مليانة
University Djilali Bounaâma – Khemis Miliana
كلية علوم الطبيعة والحياة وعلوم الأرض
Faculty of Nature and Life Sciences and Earth Sciences
قسم علوم الأرض
Earth Sciences Department



Polycopié de Cours

Géotechnique Routière

**Master-2 : Géologie de l'Ingénieur et
Géotechnique (G.I.G)**

Dr. Gadouri Hamid



Université Djilali Bounaama - Khemis-Miliana, Algeria
hamid.gadouri@univ-dbkm.dz

NOV. 2022

Avant-propos

Ce polycopié de cours intitulé : « *Géotechnique Routière* » est destiné aux étudiants de 2^{ème} année Master spécialisés en « *Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique* », « *Voies et Ouvrages d'Art* » et « *Génie Civil* ». Il comporte un ensemble de connaissances théoriques et pratiques qui permettent à l'étudiant de concrétiser les différents objectifs visés par ce cours. En effet, les objectifs généraux de ce cours est de mettre à la disposition du futur ingénieur géotechnicien tous les outils nécessaires pour réaliser des infrastructures routières durables avec un meilleur rapport coûts/sécurité.

Il est à noter que le présent polycopié de cours a été élaboré conformément au programme officiel fixé par le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique (MESRS).

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et à adresser mes vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui m'ont aidé, de près ou de loin, à sa réalisation.

Tables des Matières

Avant-propos.....	I
Table des matières.....	II
Liste des symboles et abréviations.....	III
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Trafic Routier et Géométrie des Routes.....	2
I.1 Introduction.....	2
I.1.1 Définition.....	2
I.1.2 Importance des réseaux routiers.....	2
I.1.3 Classification de routes.....	2
I.1.3.1 Classification proposée par BOS Nicolae (1984)	2
I.1.3.2 Classification de routes en Algérie selon le B40.....	3
I.2 Choix des itinéraires.....	3
I.2.1 Règles à respecter dans le tracé en plan.....	3
I.2.2 Eléments du tracé en plan.....	4
I.2.3 Environnement de la route.....	4
I.3 Etude du trafic routier.....	5
I.3.1 Analyse des trafics existants.....	5
I.3.1.1 Mesure des trafics.....	6
I.3.1.2 Méthodes de comptages des trafics.....	6
I.3.1.2.1 Les comptages manuels.....	6
I.3.1.2.1 Les comptages automatiques.....	6
I.3.2 Différents types de trafics.....	6
I.3.2.1 Trafic normal.....	6
I.3.2.2 Trafic dévié.....	6
I.3.2.3 Trafic induit.....	7
I.3.2.4 Trafic total.....	7
I.3.3 Calcul de la capacité d'une chaussée.....	7
I.3.3.1 Définition de la capacité d'une chaussée.....	7
I.3.3.2 Calcul du trafic journalier moyen annuel horizon « TJMA _h ».....	7
I.3.3.3 Calcul du trafic effectif « T _{eff} ».....	8
I.3.3.4 Débit de pointe horaire normal « Q _h ».....	8
I.3.3.5 Calcul de la capacité théorique « C _{th} ».....	8
I.3.3.6 Débit horaire admissible « Q _{adm} ».....	9
I.3.3.7 Détermination du nombre de voies « N ».....	9
I.3.3.8 Calcul du débit de saturation « Q _{sat} ».....	9
I.3.3.9 Calcul de l'année de saturation « n ».....	10
I.4 Profil en long.....	10
I.4.1 Définition.....	10
I.4.2 Eléments composant le profil en long.....	10
I.4.3 Coordination du tracé en plan et du profil en long.....	10

I.4.4 Déclivités	10
I.4.4.1 Déclivité minimale.....	11
I.4.4.2 Déclivité maximale.....	11
I.4.5 Raccordements en profil en long	11
I.4.6 Détermination pratiques du profil en long	11
I.4.6.1 Raccordement en forme convexe.....	11
I.4.6.2 Raccordement en forme concave.....	13
I.5 Profil en travers	13
I.5.1 Définition	13
I.5.2 Différents types des profils en travers	14
I.5.2.1 Profil en travers type.....	14
I.5.2.2 Profil en travers courant.....	15
I.5.3 Eléments géométriques d'un profil en travers.....	15
I.5.4 Eléments d'assainissement de la plate forme d'une chaussée routière.....	16
I.6 Terrassements	17
I.6.1 Définition	17
I.6.2 Types de terrassements	17
I.6.3 Le Blindages des fouilles	18
I.6.4 Terrassement en présence d'eau	19
I.6.5 Terrassement déblai/remblai	19
I.6.6 Travaux préparatoires avant terrassement	19
I.6.7 Problème du foisonnement	20
I.6.7.1 Définition.....	20
I.6.7.2 Types de volumes causés par un terrassement.....	20
I.6.7.3 Coefficients relatif au terrassement.....	20
I.6.8 Pente des talus	21
I.7 Calcul des cubatures	22
I.7.1 Rappel « profil en long »	22
I.7.2 Rappel « profil en travers »	22
I.7.3 Méthodes de calcul des cubatures	24
I.7.4 Calcul des cubatures par la méthode des aires moyennes	24
I.7.4.1 Volume de remblais total « V_{rt} ».....	24
I.7.4.2 Volume de déblais total « V_{dt} ».....	25
I.8 Conclusion	25
Chapitre II : Matériaux, Dimensionnement et Processus de Dégradation des Chaussées Routières	26
II.1 Introduction	26
II.2 Structures de chaussées routières	26
II.2.1 Définition d'une chaussée	26
II.2.2 Principe de la constitution d'une chaussée	27
II.2.3 Différentes couches de chaussée	27
II.2.3.1 Couche de surface.....	27
II.2.3.2 Couche de base.....	27
II.2.3.3 Couche de fondation.....	27
II.2.3.4 Couche de forme.....	27
II.2.3.5 Sol support de chaussée.....	28
II.2.3.6 Stabilité du sol support au poinçonnement.....	28

II.2.3.6.1 Approche $C_{U(R)}-C_{U(SS)}$	28
II.2.3.6.2 Approche $C_{U(R)}-\sigma'_{P(SS)}$	29
II.2.4 Types de chaussées routières	29
II.2.4.1 Chaussées souples	29
II.2.4.2 Chaussées semi-rigides	30
II.2.4.3 Chaussées rigides	31
II.3 Matériaux constituant les chaussées routières	31
II.3.1 Béton bitumineux « BB »	31
II.3.2 Enduit superficiel routier « ES »	32
II.3.3 Grave bitumineux « GB »	32
II.3.4 Grave laitier (GL)	32
II.3.5 Béton de ciment goujonné (BCg)	33
II.3.6 Grave non traitée « GNT »	34
II.3.7 Tufs Calcaires (TUF)	34
II.3.8 Contrôle	35
II.3.8.1 Contrôle de fabrication	35
II.3.8.2 Contrôle de mise en oeuvre	35
II.4 Méthodes de dimensionnement des structures de chaussées routières	35
II.4.1 Approches empiriques	36
II.4.1.1 Méthode CBR	36
II.4.1.2 Method TRRL	37
II.4.1.3 Méthode CEBTP	37
II.4.1.4 Méthode CTTP	38
II.4.1.4.1 Le trafic	38
II.4.1.4.2 Détermination des classes de portance des sols	38
II.4.1.4.3 Détermination des classes de portance de sols support	39
II.4.1.4.4 Zones climatiques	39
II.4.1.5 Inconvénients des méthodes empiriques	39
II.4.2 Approches semi empiriques et celles dites « rationnelles »	40
II.4.2.1 Méthode du catalogue des structures « SETRA »	40
II.4.2.2 Détermination de la classe de trafic	40
II.4.2.3 Détermination de la classe du sol	41
II.4.2.2 Méthode L.C.P.C.	41
II.4.3 Approches mécanistiques	42
II.5 Processus et causes de dégradation des chaussées	42
II.5.1 Définition	42
II.5.2 Types de dégradations	42
II.5.2.1 Les dégradations structurelles « Type A »	43
II.5.2.2 Les dégradations non structurelles « Type B »	43
II.5.3 Causes de dégradations par types de chaussée	43
II.5.3.1 Cas de chaussées revêtues	43
II.5.3.1.1 Chaussées souples	43
II.5.3.1.2 Chaussées semi-rigides	44
II.5.3.1.3 Chaussées rigides	44
II.5.3.2 Cas de chaussées non revêtues	45
II.5.3.2.1 Action des véhicules	45
II.5.3.2.2 Action de l'eau	45
II.5.4 Autres causes de dégradations	46
II.5.4.1 Le trafic	46
II.5.4.2 Les conditions climatiques	46

II.5.4.3 La qualité des matériaux.....	47
II.5.4.4 La mise en œuvre.....	47
II.6 Conclusion.....	47
Chapitre III : Comportement des Chaussées Routières – Principales Familles de Dégradations.....	48
III.1 Introduction.....	48
III.2 Comportement des structures de chaussées routières.....	48
III.2.1 Identification de dégradations et mode de rupture dans les chaussées.....	48
III.2.1.1 Identification des dégradations en surface des chaussées souples.....	48
III.2.1.1.1 Les déformations.....	49
III.2.1.1.2 Les fissurations.....	50
III.2.1.1.3 Les arrachements.....	52
III.2.1.1.4 Les mouvements de matériaux.....	52
III.2.1.2 Identification des modes de rupture dans les chaussées semi-rigides.....	52
III.2.2 Critères et mode d'évaluation de dégradations des chaussées.....	55
III.2.2.1 Critères d'évaluation.....	55
III.2.2.2 Mode d'évaluation.....	55
III.3 Dégradation des chaussées souple et semi-rigides.....	56
III.3.1 Famille des déformations.....	56
III.3.1.1 Ornière à faible rayon.....	57
III.3.1.1.1 Gravité et étendue.....	57
III.3.1.1.2 Les causes probables.....	57
III.3.1.2 Ornière à grand rayon.....	57
III.3.1.2.1 Gravité et étendue.....	57
III.3.1.2.2 Causes probables.....	58
III.3.1.3 Affaissement.....	58
III.3.1.3.1 Gravité et étendue.....	58
III.3.1.3.2 Causes probables.....	59
III.3.1.4 Soulèvement différentiel.....	59
III.3.1.4.1 Gravité et étendue.....	59
III.3.1.4.2 Causes probables.....	59
III.3.1.5 Désordre de profil.....	60
III.3.1.5.1 Gravité et étendue.....	60
III.3.1.5.2 Causes probables.....	60
III.3.2 Famille des fissurations.....	60
III.3.2.1 Fissures transversales.....	60
III.3.2.1.1 Gravité et étendue.....	61
III.3.2.1.2 Causes probables.....	61
III.3.2.2 Fissures longitudinales en piste de roues.....	61
III.3.2.2.1 Gravité et étendue.....	62
III.3.2.2.2 Causes probables.....	62
III.3.2.3 Fissures longitudinales hors piste de roues.....	62
III.3.2.3.1 Gravité et étendue.....	63
III.3.2.3.2 Causes probables.....	63
III.3.2.4 Fissures de gel.....	63
III.3.2.4.1 Gravité et étendue.....	63
III.3.2.4.2 Causes probables.....	64
III.3.2.5 Faiçençage ou « fissures en carrelage ».....	64

III.3.2.5.1	Gravité et étendue	64
III.3.2.5.2	Causes probables	65
III.3.2.6	Fissures en rive	65
III.3.2.6.1	Gravité et étendue	65
III.3.2.6.2	Causes probables	66
III.3.3	Famille des arrachements	66
III.3.3.1	Désenrobage	66
III.3.3.1.1	Gravité et étendue	66
III.3.3.1.2	Causes probables	66
III.3.3.2	Pelade	67
III.3.3.2.1	Gravité et étendue	67
III.3.3.2.2	Causes probables	67
III.3.3.3	Nid-de-poule	67
III.3.3.3.1	Gravité et étendue	67
III.3.3.3.2	Causes probables	68
III.3.4	Les mouvements de matériaux	68
III.3.4.1	Ressuage	68
III.3.4.1.1	Gravité et étendue	68
III.3.4.1.2	Causes probables	69
III.3.4.2	Glaçage ou « Indentation »	69
III.3.4.2.1	Gravité et étendue	69
III.3.4.2.2	Causes probables	69
III.3.4.3	Remontée des fines	70
III.3.4.3.1	Gravité et étendue	70
III.3.4.3.2	Causes probables	70
III.3.5	Les dégradations en milieu urbain	70
III.3.5.1	Fissuration autour des regards et des puisards	70
III.3.5.1.1	Gravité et étendue	70
III.3.5.1.2	Causes probables	71
III.3.5.2	Dénivellation des regards et des puisards	71
III.3.5.2.1	Gravité et étendue	71
III.3.5.2.2	Causes probables	72
III.3.5.3	Coupe et tranchée	72
III.3.5.3.1	Gravité et étendue	72
III.3.5.3.2	Causes probables	72
III.4	Dégradation des chaussées rigides	73
III.4.1	Les fissurations	73
III.4.1.1	Description et évolution	73
III.4.1.2	Causes probables	73
III.4.2	Les épaufrures	74
III.4.2.1	Description et évolution	74
III.4.2.2	Causes probables	74
III.4.3	Les décalages de joint	74
III.4.3.1	Description et évolution	74
III.4.3.2	Causes probables	75
III.4.4	Le pompage	75
III.4.4.1	Description et évolution	75
III.4.4.2	Causes probables	76
III.5	Conclusion	76

Chapitre IV : Essais d'identification et méthodes d'évaluation du comportement des chaussées	77
IV.1 Introduction	77
IV.2 Essais d'identification sur les matériaux utilisés en chaussées routières	77
IV.2.1 Essais d'identification	78
IV.2.1.1 Essai à la tache ou « Bleu de méthylène ».....	78
IV.2.1.1.1 But de l'essai.....	78
IV.2.1.1.2 Principe de l'essai.....	78
IV.2.1.1.3 Matériels utilisés.....	78
IV.2.1.1.4 Mode opératoire.....	78
IV.2.1.1.5 Expression des résultats.....	79
IV.2.1.1.6 Interprétation des résultats.....	80
IV.2.1.2 Analyse granulométrique.....	80
IV.2.1.2.1 But de l'essai.....	81
IV.2.1.2.2 Principe de l'essai.....	81
IV.2.1.2.3 Matériels utilisés.....	82
IV.2.1.2.4 Mode opératoire.....	82
IV.2.1.2.5 Expression des résultats.....	84
IV.2.1.2.6 Interprétation des résultats.....	84
IV.2.1.3 Limites d'Atterberg.....	85
IV.2.1.3.1 But de l'essai.....	85
IV.2.1.3.2 Principe de l'essai.....	85
IV.2.1.3.3 Matériels utilisés.....	85
IV.2.1.3.4 Mode opératoire.....	86
IV.2.1.3.5 Expression des résultats.....	86
IV.2.1.3.6 Interprétation des résultats.....	87
IV.2.1.4 Essai de propreté ou « équivalent de sable ».....	87
IV.2.1.4.1 But de l'essai.....	87
IV.2.1.4.2 Principe de l'essai.....	87
IV.2.1.4.3 Matériels utilisés.....	88
IV.2.1.4.4 Mode opératoire.....	88
IV.2.1.4.5 Expression des résultats.....	89
IV.2.1.4.6 Interprétation des résultats.....	89
IV.2.1.5 Essai de compactage.....	90
IV.2.1.5.1 But de l'essai.....	90
IV.2.1.5.2 Principe de l'essai.....	90
IV.2.1.5.3 Matériels utilisés.....	91
IV.2.1.5.4 Mode opératoire.....	92
IV.2.1.5.5 Expression et interprétation des résultats.....	94
IV.2.2 Essais de dureté	94
IV.2.2.1 Essai Los Angeles.....	94
IV.2.2.1.1 But de l'essai.....	94
IV.2.2.1.2 Principe de l'essai.....	95
IV.2.2.1.3 Matériels utilisés.....	95
IV.2.2.1.4 Mode opératoire.....	95
IV.2.2.1.5 Calcul du coefficient Los Angeles « LA ».....	96
IV.2.2.1.6 Expression et interprétation des résultats.....	96
IV.2.2.2 Essai Micro-Deval.....	97
IV.2.2.2.1 But de l'essai.....	97
IV.2.2.2.2 Principe de l'essai.....	97

IV.2.2.2.3 Matériels utilisés.....	97
IV.2.2.2.4 Mode opératoire.....	97
IV.2.2.2.5 Expression des résultats.....	98
IV.2.2.2.6 Interprétation des résultats.....	98
IV.2.3 Essais sur la portance.....	99
IV.2.3.1 Essai C.B.R « California Bearing Ratio ».....	99
IV.2.3.1.1 But de l'essai.....	99
IV.2.3.1.2 Principe de l'essai.....	99
IV.2.3.1.3 Matériels utilisés.....	100
IV.2.3.1.4 Mode opératoire.....	101
IV.2.3.1.5 Expression et interprétation des résultats.....	103
IV.2.3.2 Essai à la plaque.....	104
IV.2.3.2.1 But de l'essai.....	104
IV.2.3.2.2 Principe de l'essai.....	104
IV.2.3.2.3 Matériels utilisés.....	105
IV.2.3.2.4 Mode opératoire.....	106
IV.2.3.2.5 Expression des résultats.....	106
IV.2.3.2.6 Interprétation des résultats.....	107
IV.3 Méthode d'évaluation du comportement des chaussées dégradées.....	108
IV.3.1 La méthode « VIZIR ».....	109
IV.3.1.1 Principe de la méthode « VIZIR ».....	109
IV.3.1.2 Classification et quantification des dégradations.....	109
IV.3.1.2.1 Les dégradations structurelles de « Type A ».....	109
IV.3.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B ».....	110
IV.3.1.3 Relevé et notation des dégradations.....	111
IV.3.1.4 Recherche de solutions.....	113
IV.3.1.4.1 Détermination de note de qualité de la chaussée « Qi ».....	113
IV.3.1.4.2 Détermination de la solution.....	114
IV.3.2 La méthode « VIZIRET ».....	115
IV.3.3 La méthode « CEBTP-LCPC ».....	115
IV.3.3.1 Méthodologie.....	115
IV.3.3.2 Calage des résultats.....	117
IV.4 Conclusion.....	117
Chapitre V : Formulation des bétons bitumineux.....	118
V.1 Introduction.....	118
V.2 Bitumes.....	119
V.2.1 Définition.....	119
V.2.2 Origine et fabrication.....	119
V.2.3 Propriétés mécaniques et rhéologiques du bitume.....	120
V.2.4 Différents types des bétons bitumineux.....	121
V.2.4.1 Le béton bitumineux mince « BBM ».....	121
V.2.4.2 Le béton bitumineux très mince « BBTM ».....	121
V.2.4.3 Le béton bitumineux ultra mince « BBUM ».....	121
V.2.4.4 Le béton bitumineux souple « BBS ».....	121
V.2.4.5 Le béton bitumineux drainant « BBDr ».....	121
V.2.4.6 Le béton bitumineux semi-grenu « BBSG ».....	121
V.2.4.7 Le béton bitumineux à modules élevés « BBME ».....	122
V.2.5 Compactage des bétons bitumineux.....	122

V.2.5.1 Pré-compactage des enrobés bitumineux.....	122
V.2.5.2 Compactage des enrobés bitumineux à chaud.....	122
V.2.5.2 Engins de compactage des enrobés.....	123
V.3 Méthodes de formulation des bétons bitumineux.....	124
V.3.1 Objectif principal de la formulation.....	124
V.3.2 Méthode Hveem.....	124
V.3.2.1 Le choix des matériaux.....	125
V.3.2.2 Le choix de la courbe granulométrique.....	125
V.3.2.3 La détermination de la teneur en liant approximative.....	125
V.3.2.4 La préparation des échantillons.....	125
V.3.2.5 Test de stabilité et de ressuage.....	125
V.3.2.6 Le choix de la teneur en liant optimale.....	125
V.3.3 Méthode Marshall « Marshall Mix Design ».....	125
V.3.3.1 Le choix des agrégats.....	126
V.3.3.2 Le choix du liant.....	126
V.3.3.3 La préparation des échantillons.....	126
V.3.3.4 Détermination de la stabilité et du fluage.....	126
V.3.3.5 Calcul de la densité et des vides.....	126
V.3.3.6 Choix de la teneur en liant optimale.....	126
V.3.4 Méthode Américaine SUPERPAVE « SUPERPAVE Mix Design ».....	126
V.3.4.1 Le choix des agrégats.....	127
V.3.4.2 Le choix du liant.....	127
V.3.4.3 Choix de la teneur en liant optimale.....	127
V.3.4.4 Essais de performances.....	127
V.3.5 Méthode Française.....	127
V.3.5.1 Quantité minimale de liant bitumineux.....	127
V.3.5.2 Essai à la presse à cisaillement giratoire.....	128
V.3.6 Méthode Belge « Formulation CRR ».....	129
V.3.6.1 Choix et caractérisation des matériaux.....	129
V.3.6.2 Formulation à base d'une méthode analytique.....	129
V.3.6.3 Vérification des résultats de la formulation.....	129
V.3.7 Méthode de formulation utilisée en Algérie.....	130
V.3.8 Paramètres influençant le choix d'une formulation.....	131
V.4 Etapes et procédure de formulation des « BB ».....	131
V.4.1 Etapes de formulation des « BB ».....	131
V.4.2 Equipements et procédures d'essais.....	131
V.4.2.1 Essai Marshall.....	131
V.4.2.1.1 Principe de l'essai.....	132
V.4.2.1.2 Déroulement de l'essai.....	132
V.4.2.1.3 Expression des résultats.....	132
V.4.2.2 Essai Duriez.....	133
V.4.2.2.1 Principe de l'essai.....	133
V.4.2.2.2 Déroulement de l'essai.....	133
V.4.3 Confection des éprouvettes pour les essais « Marshall » et « Duriez ».....	134
V.4.3.1 Préparation des mélanges.....	134
V.4.3.1.1 Préparation des agrégats.....	134
V.4.3.1.2 Préparation du liant.....	134
V.4.3.1.3 Malaxage.....	134
V.4.3.2 Confection des éprouvettes pour l'essai « Marshall ».....	135
V.4.3.2.1 Remplissage des moules et compactage.....	135
V.4.3.2.2 Démoulage.....	135

<i>V.4.3.2.1 Eprouvette après confection</i>	136
V.4.3.3 Confection des éprouvettes pour l'essai « Duriez »	136
<i>V.4.3.3.1 Remplissage des moules et compactage</i>	136
<i>V.4.3.3.2 Démoulage</i>	137
<i>V.4.3.3.1 Eprouvette après confection</i>	137
V.5 Essais de vérification de performances des enrobés formulés	138
V.5.1 Essai d'orniérage	138
V.5.2 Essai de fatigue	139
V.5.3 Essai de module complexe	139
V.6 Conclusion	139
Conclusion Générale	140
Références Bibliographiques	141

Liste des symboles et abréviations

Symbole ou abréviation	Signification	Unité
L _s /L	La sinuosité moyenne	-
h/L	La dénivelée cumulée moyenne	-
TJMA	Trafic journalier moyen annuel	V/js
NTAR	Normes techniques d'aménagement des routes	-
TJMA _h	Trafic journalier moyen annuel à l'année horizon	V/js
TJMA ₀	Trafic journalier moyen annuel à l'année zéro (ou à l'année de référence)	V/js
T _C	Trafic cumulé	PL/j/sens
n	Nombre d'année / Année de saturation (selon l'utilisation)	-
τ	Taux d'accroissement du trafic	%
PL	Poids lourds	-
uvp	Unités de véhicules particuliers	-
T _{eff}	Trafic effectif	uvp/h
Z	Pourcentage de poids lourds	-
P	Coefficient d'équivalence pour le poids lourd, il dépend de la nature de la route	-
Q _h	Débit de pointe horaire normal	uvp/h
C _{th}	Capacité théorique	uvp/h
K ₁	Coefficient lié à l'environnement	-
K ₂	Coefficient de réduction de capacité	-
Q _{adm}	Débit horaire admissible	uvp/h
N	Nombre de voies / Nombre journalier de camion (selon l'utilisation)	-
S	Coefficient de dissymétrie, en général égale à 2/3	-
Q	Débit de l'année horizon (ne pas celui de l'année de mise en service)	uvp/h
Q _{sat}	Débit de saturation	uvp/h
I _{max}	Pente maximale	%
V _r	Vitesse de référence	Km/h
P1 et P2	Les pentes	%
T	La tangent	m
H	La flèche	m
R	Rayon	m
TPC	Le terre-plein central	-
V _p	Volume en place	m ³
V _f	Volume foisonné	m ³
V _r	Volume reconstitué	m ³
C _f	Coefficient de foisonnement	-
C _c	Coefficient de compactage	-
C _{fr}	Coefficient de foisonnement résiduel	-
V _r	Volume de remblais	m ³
γ _r	Poids volumique du remblai	kN/m ³
V _{rt}	Volume de remblais total	m ³
V _d	Volume de déblai	m ³
V _{dt}	Volume de déblai total	m ³
S	Section	m ²
LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées	-
SETRA	Service d'études techniques, des routes et autoroutes	-
CB	Couche de base	-

CR	Couche de roulement	-
CF	Couche de fondation	-
CF _r	Couche de forme	-
C _{U(R)}	Résistance au cisaillement non drainée du remblai	kPa
C _{U(SS)}	Résistance au cisaillement non drainée du sol support	kPa
C _U	Cohésion non drainée du remblai	kPa
J _C	Facteur correcteur pour tenir compte de la pente du terrain	-
P _{max}	Valeur maximale de la charge que peut supporter le sol	kPa
H _r	Hauteur du remblai	m
γ _r	poids volumique du remblai	kN/m ³
F _S	Coefficient de sécurité	-
σ _{P(SS)}	Pression de préconsolidation du sol support	kPa
BB	Béton bitumineux	-
GB	Grave bitume	-
GT	Grave traité	-
GNT	Grave non traité	-
GL	Grave laitier	-
SL	Sable laitier	-
SB	Sable bitume	-
CTTP	Cahier des clauses techniques particulières	-
TPL	Trafic poids lourds	-
RP1	Réseau principal de niveau 1	-
RP2	Réseau principal de niveau 2	-
I _c	Indice de concassage / Indice de consistance (selon l'utilisation)	%
OPM	Optimum Proctor modifié	-
OPM	Optimum Proctor normal	-
BCg	Béton de ciment goujonné	-
CPA	Ciment Portland Artificiel	-
CPJ	Ciment Portland Artificiel avec ajouts	-
CRS	Ciment résistant aux sulfates	-
ASTM	American Society for Testing and Materials	-
ω _{opm}	Teneur en eau optimale	%
γ _{dmax}	Densité sèche maximale	kN/m ³
I _{CBR}	Indice CBR du sol support	M
CBR	California Bearing Ratio	-
e	Epaisseur équivalente de la chaussée	cm
T _H	Trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans	V/js
TRRL	Transportation Road Research Laboratory	-
CEBTP	Centre d'expertise du bâtiment et des travaux publics	-
EV ₂	Module de sol déterminé à l'aide de l'essai à la plaque	MPa
a	Coefficient qui dépend du nombre de voies	-
Mr	Module réversible	GPa
E	Module d'Young	GPa
ν	Coefficient de Poisson	-
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials	-
BBM	Béton bitumineux mince	-
BBTM	Béton bitumineux très mince	-
BBUM	Béton bitumineux ultra mince	-
BBS	Béton bitumineux souple	-
BBD _r	Béton bitumineux drainant	-
BBSG	Béton bitumineux semi-grenu	-
BBME	Béton bitumineux à modules élevés	-
CDT	Californian Department of Transportation	-
CKE	Centrifuge Kerosene Equivalent	-

SHRP	Strategic Highway Research Program	-
Superpave	Superior Performing Asphalt Pavement	-
PG	Performance grading	-
PCG	Presse à cisaillement giratoire	-
TL	Teneur en liant (en bitume)	-
α	Coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats	-
Σ	Surface spécifique conventionnelle	-
N_g	Nombre de girations	-
CRR	Centre de Recherche Routière	-
γ_{app}	Densité apparente de l'éprouvette	kN/m^3
γ_b	Densité du bitume	kN/m^3
γ_{Gi}	Densité des agrégats	kN/m^3
P_b	Pourcentage en poids du bitume	%
P_{Gi}	Pourcentage en poids des agrégats	%
Vv	Volume des vides	m^3
C	Compacité	%
MA	Masse du mélange des agrégats	kg

Chapitre IV

Essais d'Identification et Méthodes d'Evaluation du Comportement des Chaussées

IV.1 Introduction

Après avoir présenté, en chapitre III, les principaux types de dégradations observées sur les chaussées à revêtement bitumineux ainsi que leurs causes probables, nous allons maintenant présenter brièvement, dans ce chapitre, les principaux essais d'identification sur les matériaux utilisés en structures de chaussées routières et ainsi les principales méthodes d'évaluation utilisées dans les études d'expertise des chaussées endommagées.

IV.2 Essais d'identification sur les matériaux utilisés en chaussées routières

D'une part, le comportement mécanique d'une chaussée (avant sa mise en service) peut être évalué et vérifié afin de s'assurer de sa performance, sa sécurité et sa durabilité le long de toute sa vie et d'autre part, la qualité des matériaux constituant la structure de chaussée routière est aussi un paramètre fondamental qui nécessite une étude préalable avant que ces matériaux soient utilisés. En effet, les essais qui font l'objet du bon choix des matériaux convenables aux règles de construction de remblais (classification des matériaux) et ainsi du bon comportement mécanique de la structure de chaussée routière peuvent être classés en trois groupes présentés ci-dessous. Il est à noter que pour chacun de ces essais nous allons présenter seulement l'objectif de l'essai, le principe, le matériel utilisé, les paramètres estimés et/ou calculés et l'expression et l'interprétation des résultats.

a) Essais d'identification

- Essai à la tache ou « Bleu de méthylène » ;
- Analyse granulométrique ;
- Les limites d'Atterberg ;
- Essai de propreté ou « équivalent de sable » ;
- Essai de compactage ou « Proctor normal ou modifié ».

b) Essais de dureté

- Essai Los Angeles ;
- Essai Micro-Deval ;

c) Essais de portance

- Essai à la plaque ;
- Essai C.B.R « California Bearing Ratio ».

IV.2.1 Essais d'identification

IV.2.1.1 Essai à la tache ou « Bleu de méthylène »

IV.2.1.1.1 But de l'essai

Les minéraux argileux présents dans les sols sont principalement issus de l'altération physicochimique des roches. La structure cristalline feuilletée des argiles leur confère un ensemble de propriétés de comportement lié à leur affinité pour l'eau « *appelée activité* », ce qui entraîne les phénomènes de gonflements, de plasticité et de cohésion constatés sur ces sols.

IV.2.1.1.2 Principe de l'essai

L'essai au bleu de méthylène permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux. Pour ce faire, on fixe, sur les grains d'argile, des molécules de bleu de méthylène et par un test simple, on évalue la quantité de bleu fixé. On en déduit la valeur au bleu du sol où VBS ; qui est un indicateur essentiel dans la classification des sols concernés pour les travaux de terrassements et les sols destinés au assises des chaussés.

IV.2.1.1.3 Matériels utilisés

- Balance de portée suffisante d'une précision relative de 0.1% ;
- Chronomètre ou équivalent indiquant la seconde ;
- Tamis maille carrée d'ouverture 5 mm ;
- Bécher plastique ou en verre gradué;
- Un agitateur mécanique à ailettes ayant une vitesse de rotation couvrant au moins la plage de 400 tr/min à 700 tr/min. Le diamètre des ailettes est compris entre 70 mm et 80 mm. La forme et les dimensions des ailettes doivent permettre une mise en mouvement de la totalité des particules du sol ;
- Un récipient cylindrique (en verre, plastique, métal inoxydable) d'une capacité minimale de 3000 cm³ et de diamètre intérieur (155 ± 10) mm ;
- Burette de 50 ml, ou une burette automatique, graduée en 1/10e ml ;
- Papier filtre blanc de masse surfacique (95 ± 5) g/m², d'épaisseur (0.2 ± 0.02) mm, de vitesse de filtration (75 ± 10) s pour 100 ml (selon la méthode ASTM) et de diamètre de rétention (8 ± 5) µm ;
- Baguette de verre de 8 mm de diamètre et 300 mm environ de longueur ;
- Solution de bleu de méthylène qualité médicinale à 10 g/l plus ou moins 0.01 g/l (durée d'utilisation : 1 mois maximum) ;
- Eau déminéralisée ou distillée.

IV.2.1.1.4 Mode opératoire

Le dosage consiste à injecter successivement des doses bien déterminées de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test de la tache permet de repérer l'instant de cette saturation. On prélève une goutte de liquide dans le bécher contenant le sol

imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre maintenu horizontalement en l'air (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- Si la tâche centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en Bleu de Méthylène. On recommence l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer ;
- Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5 cm³ jusqu'à ce que le test soit positif. On répète l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.

Le **Tableau IV.1** résume phase par phase la procédure détaillée de réalisation de l'essai au bleu de méthylène.

Tableau IV.1 – Procédure de réalisation de l'essai au bleu de méthylène.

Cinématique du dosage	Commentaires
a. Ajout de 5 cm ³ de bleu puis aller en 2.	1 ^{ère} phase : addition de bleu de méthylène par pas grossier (5 cm ³) suivi du test de la tache au bout de 1 min ± 10 s.
b. Test de la tache au bout de 1 min t 10 s : - Si le test est négatif, retour en 1 ; - Si le test est positif, aller en 5.	Si le test est positif avec moins de 10 cm ³ de bleu de méthylène, recommencer l'essai avec une prise d'essai plus importante.
c. Ajout de 2 cm ³ de bleu puis aller en 4.	2 ^{ème} phase : au premier test immédiat positif, on ajoute le bleu par pas fin (2 cm ³) car la suspension est en voie de saturation.
d. Test immédiat de la tache après 1 min : - Si le test est négatif, retour en 3 ; - Si le test est positif, aller en 5.	/
e. Effectuer 5 fois la confirmation du test toutes les minutes pendant 5 minutes : - Si le test est négatif, retour en 3 ; - Si le test est positif, fin du dosage.	3 ^{ème} phase : confirmation du test positif pendant 5 minutes.

IV.2.1.1.5 Expression des résultats

- Teneur en eau de l'échantillon :

$$w = \frac{m_{h2} - m_{g2}}{m_{g2}} \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.1})$$

- Masse sèche de la prise d'essai :

$$m_0 = \frac{m_{h1}}{1 - w} \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.2})$$

- Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) :

$$B = 0.01 * V \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.3})$$

- Valeur de bleu pour les matériaux ayant $D_{\max} < 5 \text{ mm}$:

$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.4})$$

➤ Valeur de bleu pour les matériaux ayant $D_{\max} > 5 \text{ mm}$:

$$VBS = \frac{B}{m_0} * C * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.5})$$

Où :

VBS : est la valeur de bleu de méthylène d'un sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de la fraction 0/50 mm du sol étudié ;

D_{\max} : est la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol (voir NF P 11-301) ;

m_{h1} : est la masse humide de l'échantillon constituant la première prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m_{h2} : est la masse humide de l'échantillon prévu pour être séché, constituant la deuxième prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m_{h3} : est la masse humide de l'échantillon constituant la troisième prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m_{s2} : est la masse de l'échantillon après séchage, correspondant à la deuxième prise d'essai (exprimée en grammes) ;

B : est la masse de bleu introduite dans la solution (solution à 10 g/l) ;

V : est le volume de la solution de bleu utilisée (exprimé en centimètres cubes) ;

C : est la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec ;

w : est la teneur en eau, exprimée en valeur décimale.

IV.2.1.1.6 Interprétation des résultats

Le [tableau IV.2](#) présente la classification du type de sol selon le coefficient de la valeur de bleu de sol (VBS) ([LCPC-SETRA 2000](#)).

Tableau IV.2 – Classification selon VBS (SETRA-LCPC 2000).

VBS (%)	Classification
0.1	Sol insensible à l'eau
0.2	Apparition de la sensibilité à l'eau
1.5	Seuil distinguant les sols sable-limoneux des sols sable-argileux
2.5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne ;
6	Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux
8	seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux

IV.2.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de distinguer les granulats suivant des classes granulaires qui sont commercialisées par les fabricants. L'élaboration d'une composition de béton nécessite une

connaissance parfaite de la granulométrie et de la granularité, car la résistance et l'ouvrabilité du béton dépendent essentiellement du granulat. Par ailleurs, la dimension « D » du granulat se trouve limitée par différentes considérations concernant l'ouvrage à bétonner : épaisseur de la pièce, espacement des armatures, densité du ferrailage, complexité du coffrage, risque de ségrégation...

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion. S'il y a trop de grains fins, il sera nécessaire d'augmenter le dosage en eau du béton tandis que si le sable est trop gros, la plasticité du mélange sera insuffisante et rendra la mise en place difficile.

Les granulats utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil sont des matériaux roulés ou concassés d'origine naturelle, artificielle ou recyclés, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm. Ils ne sont généralement pas constitués par des éléments de tailles égales mais par un ensemble de grains dont les tailles variées se répartissent entre deux limites : la plus petite « d » et la plus grande « D » dimension en mm.

On trie les granulats par dimension au moyen de tamis « *mailles carrées* » et de passoirs « *trous circulaires* » et on désigne une classe de granulats par un ou deux chiffres. Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum « D » exprimé en mm; si l'on donne deux chiffres, le premier désigne le diamètre minimum « d », des grains et le deuxième le diamètre maximum « D ». Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes (d et D) des granulats rencontrés:

- Les « fines » 0/ D avec $D \leq 0,08$ mm ;
- Les « sables » 0/ D avec $D \leq 6,3$ mm ;
- Les « gravillons » d / D avec $d \geq 2$ mm et $D \leq 31,5$ mm ;
- Les « cailloux » d / D avec $d \geq 20$ mm et $D \leq 80$ mm ;
- Les « graves » d / D avec $d \geq 6,3$ mm et $D \leq 80$ mm.

IV.2.1.2.1 But de l'essai

- L'analyse granulométrique par « *tamissage* » et par « *sédimentométrie* » consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre « 0.063 » et « 125 mm » (détermination de la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon). On appelle :
 - Un « *Refus* » sur un tamis est la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis ;
 - Un « *Tamisât ou Passant* » est la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.
- Représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

IV.2.1.2.2 Principe de l'essai

L'analyse granulométrique par « *tamissage* » consiste à fractionner au moyen d'une série de « *tamis* » un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les masses des différents refus et tamisâts sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

Cependant, la « *sédimentométrie* » est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. Elle s'applique aux éléments de diamètre inférieur à 0,100 mm. Cette analyse permet de déterminer le pourcentage de particules argileuses dans un matériau. Dans l'étude des sols, on désigne par argile la fraction de matériau comprenant des éléments de diamètres inférieurs à 2 μ m, et séparés au cours de l'analyse mécanique.

L'analyse granulométrique par « *sédimentométrie* » consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est-à-dire la vitesse de chute des particules.

IV.2.1.2.3 Matériels utilisés

- Machine à tamiser (Vibro-tamis) ;
- Couvercle qui évite la perte de matériau pendant le tamisage et un réceptacle de fond pour recueillir le dernier tamisât ;
- Récipients métallique ou en en plastique ;
- Main écope pour le remplissage ;
- Balance de portée 5 kg, précision 1 g ;
- Étuve réglé à $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Série de tamis d'ouvertures de mailles normalisées ;
- Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue ;
- Les ouvertures de tamis recommandées pour la mesure de taille des granulats de sables sont (en mm) :
 - La série de tamis 0.08 - 0.16 - 0.32 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5 - 10 - 20 - 50 - 100 - 200 est adoptée par l'ancienne norme française [XP P18-540 \(1997\)](#) ;
 - La norme actuelle ([EN 933-2 2020](#)) préconise, pour l'analyse granulométrique des sables, la série de tamis suivante: 0.063 - 0.125 - 0.25 - 0.50 - 1 - 2 - 4 - 8 - 16 - 31.5 - 63 - 125.
- Les ouvertures de tamis recommandées pour la mesure de taille des granulats de graviers et cailloux sont (en mm) :
 - La série de tamis 8 - 16 - 31.5 - 63 - 125 peut être utilisée suivant la norme [EN 933-2 \(2020\)](#) ;
 - La série de tamis 6.3 - 8 - 10 - 12.5 - 16 - 20 - 25 - 31.5 - 40 - 50 - 63 - 80 est également rencontré.

IV.2.1.2.4 Mode opératoire

D'abord, il faut que l'échantillon analysé soit en quantité suffisante pour être mesurable et pas trop important pour éviter de saturer les tamis ou de les faire déborder. Il est donc impensable d'analyser un échantillon d'un micro gramme, comme un échantillon d'une tonne. La plage de masse limite « M » qui permet d'éviter ces inconvénients. La masse de l'échantillon à prélever « M », doit être dans la plage : « $0.2D < M < 0.6D$ ». On observe que cette plage est exprimée en fonction de « D », qui représente le « D » de la classe du granulat « d/D » en mm où « M » est indiquée en kg. Par exemple, pour effectuer l'analyse granulométrique d'un gravier 4/12.5, il faut identifier « D » : ici $D=12.5\text{mm}$, il faudra alors prélever des échantillons de masse comprise entre : $0.2 \cdot 12.5 < M < 0.6 \cdot 12.5$, c'est-à-dire :

$2.5\text{kg} < M < 7.5\text{kg}$. Ici, la masse « M » peut être choisie égal à 3kg. Alors, on doit suivre les étapes suivantes pour l'analyse granulométrique par tamisage :

- Sécher le matériau à l'étuve à $105 \pm 5^\circ\text{C}$ pendant 24 heures ;
- Prélever une quantité de matériau sec, quantité qui dépend de la dimension maximale des grains « D » ;
- Peser la masse « D » de matériau dans les limites définies par la formule suivante : $0.2D < M < 0.6D$ où la masse « M » est exprimée en (kg) ;
- Monter et Emboîter la colonne de tamis dans l'ordre décroissant de l'ouverture des mailles puis ajouter le couvercle et le fond étanche qui permettra de récupérer des particules fines ;
- Verser le granulat sur le tamis supérieur et mettre le couvercle ;
- Fixer la série de tamis sur le vibro-tamis et la soumettre aux vibrations pendant quelques minutes. Terminer par des secousses manuelles horizontales et verticales ;
- Prendre le tamis supérieur seul avec son contenu et l'agiter sur un plateau propre. Arrêter l'agitation lorsque le refus du tamis ne varie pas de plus de 1% en masse par minute de tamisage ;
- Peser le refus (à 0.1 % près) et verser le tamisât sur le tamis suivant avec ce qui se trouve déjà ;
- Faire de même avec le second tamis. Placer le nouveau refus sur la balance avec le premier et verser le nouveau tamisât sur le troisième tamis. Noter le refus cumulé des deux tamis ;
- Tamiser de même jusqu'au dernier tamis. En pesant le tamisât contenu dans le fond avec la somme des refus cumulés, retrouver la masse pesée au départ. La perte de matériaux ne doit pas dépasser 2% de la masse totale de l'échantillon ;
- Tracer la courbe granulométrique sur un graphique comportant en ordonnée le pourcentage des tamisâts sous les tamis dont les mailles « D » sont indiquées en abscisse selon une graduation logarithmique. Par exemple pour le tracé de la courbe granulométrique d'un sable 0/5, Le poids des tamisâts successifs permet de déterminer les pourcentages du tamisât (tableau suivant) correspondant à chacun des tamis utilisés.

Concernant l'analyse granulométrique par sédimentation, une masse de 20g de matériau sec est pesée et introduite dans une éprouvette « A ». Par la suite, 30cm^3 de solution d'hexamétaphosphate de sodium à 5% et 200cm^3 d'eau déminéralisée sont ajoutés, puis le tout est agité manuellement. Après un repos de 24h, on agite à nouveau pendant 10 minutes et le volume de la solution de l'éprouvette « A » est complété à 1000cm^3 avec l'eau déminéralisée.

De la même manière, on prépare une autre solution dans l'éprouvette « B » : 30cm^3 de solution d'hexamétaphosphate de sodium à 5%, complétée à 1000cm^3 avec l'eau déminéralisée. Les éprouvettes « A » et « B » sont placées dans un bain d'eau froide afin d'uniformiser la température. Le densimètre est d'abord introduit dans l'éprouvette « B », et, concomitamment on agite vigoureusement la solution de l'éprouvette « A ».

Aux différents instants, après avoir effectué la lecture de « B », le densimètre est enlevé et introduit doucement dans l'éprouvette « A » et la lecture est à nouveau effectuée. A chaque lecture du densimètre, la température est aussi mesurée dans le bain d'eau froide.

IV.2.1.2.5 Expression des résultats

- Le **coefficient d'uniformité** « C_u » sert à la description de la granulométrie qui se calcule par l'équation ci-dessous comme suit:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{sans unité}) \quad (\text{Eq. IV.6})$$

- Le **coefficient de courbure** « C_c » se calcule par l'équation :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (\text{sans unité}) \quad (\text{Eq. IV.7})$$

- Le **module de finesse** « M_f » est une caractéristique importante surtout en ce qui concerne les sables. Par définition, c'est le centième (1/100) de la somme des refus cumulés (exprimés en pourcentage de masse) des tamis de la série suivante: 0.125 - 0.25 - 0.5 - 1 - 2 - 4.

$$M_f = \frac{\sum \text{Refus cumulé} (0.125 + 0.25 + 0.5 + 1 + 2 + 4)}{100} \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.8})$$

IV.2.1.2.6 Interprétation des résultats

- Le résultat du **coefficient d'uniformité** « C_u » peut être interprété comme suit à savoir ([Tableau IV.3](#)) :

Tableau IV.3 – Granulométrie en fonction de C_u .

C_u	Granulométrie
1	A une seule grosseur
1 à 2	Très uniforme
2 à 5	Uniforme
5 à 20	Peu uniforme
> 20	Très étalée

- Le résultat du **coefficient de courbure** « C_c » peut être interprété comme suit : On considère que lorsque C_u est supérieur à 4 pour les graviers, et supérieur à 6 pour les sables, alors $1 < C_c < 3$ donne une granulométrie bien étalée (faible porosité) ou matériau bien gradué (la continuité est bien répartie). Si $C_c < 1$ ou $C_c > 3 \rightarrow$ matériau mal gradué (la continuité est mal répartie).
- Le résultat du **module de finesse** peut être interprété comme suit à savoir :
 - Pour $1.8 \leq M_f \leq 2.2$: le sable a une majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau. le sable est à utiliser si l'on recherche particulièrement la facilité de mise en oeuvre au détriment probable de la résistance ;
 - Pour $2.2 \leq M_f \leq 2.8$: le sable est à utiliser si l'on recherche une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limités. C'est un bon sable ;

- Pour $2.8 \leq M_f \leq 3.2$: le sable manque de fin et le béton y perd de l'ouvrabilité. Le sable est à utiliser si l'on recherche des résistances élevées au détriment de l'ouvrabilité et avec des risques de ségrégation ;
- Pour $M_f > 3.2$ le sable est à rejeter.

Remarque : la correction d'un granulat est nécessaire lorsque sa courbe granulométrique présente une discontinuité ou lorsqu'il y a un manque ou un excès de grains dans une zone de tamis. La correction consiste à compenser ces écarts par un apport d'un autre granulat jusqu'à obtention d'un mélange présentant les qualités recherchées. Cette pratique est habituelle pour modifier le module de finesse « M_f » des sables de bétons hydrauliques.

IV.2.1.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau correspondant à des états particuliers d'un sol. Cet essai s'applique généralement sur les sols comportant un pourcentage de fines ($80\mu\text{m}$) supérieur à 35%. D'autre part, la détermination de l'argilosité d'un sol par les limites d'Atterberg que par l'essai VBS (Valeur de Bleu du sol, VBS) est à privilégier dès que le sol est argileux à très argileux.

IV.2.1.3.1 But de l'essai

L'objectif principal est de caractériser l'argilosité d'un sol, et donc déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états sont les « Limites d'Atterberg » à savoir :

- La limite de liquidité (W_L) qui définit la frontière entre état plastique et liquide ;
- La limite de plasticité (W_P) qui définit la frontière entre état solide et plastique.

IV.2.1.3.2 Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur la fraction $0/400\mu\text{m}$ en deux phases :

- Détermination de la teneur en eau « W_L » pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme à 10 mm, suite à 25 chocs répétés (cette limite de liquidité correspond à une résistance de cisaillement conventionnel) ;
- Détermination de la teneur en eau « W_P » pour laquelle un rouleau de sol de diamètre 3 mm se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle)

IV.2.1.3.3 Matériels utilisés

- Appareil de Casagrande ;
- Outil à rainurer et spatule ;
- Cale d'épaisseur de 10 mm ;
- Plaque de marbre avec sèche-cheveux ;
- Capsules de pesée ;
- Etuve ;
- Balance ;
- Pissette.

IV.2.1.3.4 Mode opératoire

Le matériau préparé pour l'essai doit être malaxé afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. En vue de déterminer la limite de liquidité, on procède à remplir une coupelle propre et sèche, avec une spatule, d'une masse de pâte d'environ 70g. Cette pâte, étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique par rapport à l'axe vertical de la coupelle. Ensuite, on partage la pâte en deux parties au moyen de l'outil à rainurer. On actionne la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à une cadence de 2 coups pas seconde. On note le nombre de chocs (N_C) nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 10 mm selon la [NF P 94-051 \(1993\)](#) ou sur une longueur d'environ 13 mm d'après la [ASTM D4318 \(2000\)](#). L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. L'essai n'est poursuivi que lorsque N_C est compris entre 15 et 35. Les nombres de chocs de la série d'essais doivent encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur ou égale à 10. Enfin, on prélève à partir de la coupelle à l'aide d'une spatule, environ 5 à 10g de pâte, de chaque côté des lèvres de la rainure pour en déterminer la teneur en eau par dessiccation à l'étuve.

Par définition, la limite de liquidité « W_L » est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 10 mm ou 13 mm (selon la norme AFNO ou ASTM utilisée) des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (N_C , W_L) pour au moins quatre couples de valeurs. La W_L est obtenue pour une valeur de N_C égale à 25 coups. Elle est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche.

Cependant, pour la limite de plasticité, on forme une boulette de la pâte préparée auparavant et la rouler sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm. Une fois les fissures apparues, on prélève la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve afin de déterminer sa teneur en eau.

Par définition, la limite de plasticité « W_P » est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Cette limite de plasticité est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de trois essais. La valeur est exprimée en pourcentage.

IV.2.1.3.5 Expression des résultats

D'après [Atterberg \(1911\)](#), l'indice de plasticité « I_p » est la gamme des teneurs en eau, à l'intérieur de laquelle le sol se comportait comme un matériau plastique. L'indice de plasticité est donc égal à la différence entre les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité.

$$I_p = W_L - W_P \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.9})$$

Les limites d'Atterberg permettent de calculer l'indice de consistance « I_c » qui caractérise l'état hydrique d'un sol (W_n : est la teneur en eau naturelle):

$$I_c = \frac{W_L - W_n}{I_p} \quad (\text{sans unité}) \quad (\text{Eq. IV.10})$$

- $I_c = 0$ si $W_n = W_L$: le matériau est à l'état liquide ;
- $I_c = 1$ si $W_n = W_P$: le matériau est à l'état solide.

IV.2.1.3.6 Interprétation des résultats

Le GTR retient les seuils suivants (Tableau IV.4):

Tableau IV.4 – L'argilosité en fonction de l'indice de plasticité (LCPC-GTR 2000).

I_p	Argilosité
0 à 12	Faible
12 à 25	Moyenne
25 à 40	Forte
> 40	Très forte

Aussi, l'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique (Tableau IV.5):

Tableau IV.5 – Etat du sol en fonction de l'indice de plasticité (LCPC-GTR 2000).

I_p	Etat du sol
0 à 5	Non plastique
5 à 15	Peu plastique
15 à 40	Plastique
> 40	Très plastique

IV.2.1.4 Essai de propreté ou « équivalent de sable »

Les sables utilisés dans différents domaines ne sont pas tous propres, ils contiennent une proportion plus ou moins importantes des argiles fines nuisibles qui peuvent réduire considérablement la qualité des matériaux. Cette proportion relative d'impureté dans le sable peut être déterminée grâce à l'essai de propreté appelé "équivalent de sable". Cet essai consiste à faire flocculer, dans des conditions normalisées de temps et d'agitation, les impuretés du sable (EN 933-8-1999 ; NF EN 933-8-1999).

IV.2.1.4.1 But de l'essai

L'essai est en général sert à mesurer la propreté des sables entrant dans la composition des bétons. La procédure normalisée permet de déterminer un coefficient d'équivalent de sable qui quantifie la propreté de celui-ci.

IV.2.1.4.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à mettre en suspension les fines « particules < 0.063 mm soit 63 μm » après agitation, puis de les laisser se déposer au fond d'un tube transparent comme montré dans la Figure IV.1.

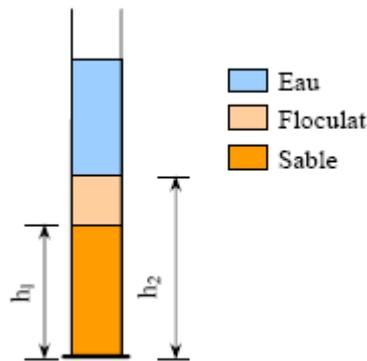


Figure IV.1 – Essai d'équivalent de sable (LCPC-GTR 2000).

IV.2.1.4.3 Matériels utilisés

Les éléments d'appareillage principaux sont deux éprouvettes gradués, dans lesquels sera répété de manière similaire l'essai, un piston avec un poids bien défini et un agitateur automatique. Les éprouvettes sont en verre ou en plastique transparent, d'hauteur de 40 cm, munies d'un bouchon en caoutchouc et graduées. Le piston mesureur est composé de :

- Une tige de 43 cm de longueur ;
- Une embase de 2.5 cm de diamètre, dont la surface inférieure est plate, lisse et perpendiculaire à l'axe de la tige et qui comporte latéralement trois vis de centrage du piston dans le cylindre ;
- Un manchon, de 1 cm d'épaisseur, qui s'adapte sur le cylindre gradué et permet de guider la tige, en même temps qu'il sert à repérer l'enfoncement du piston d'essai dans le cylindre ;
- Un poids fixé à l'extrémité supérieure de la tige pour donner à l'ensemble du piston d'essai, hormis le manchon, une masse totale de 1 kg ;
- Un tube laveur est également utilisé dont la longueur est de 50 cm et de diamètre intérieur de 4 mm. Il permettra de faire circuler la solution lavante dans l'échantillon à tester.
- Eprouvettes en plastique (verre) normalisées "avec deux (2) traits de repères" équipées de deux bouchons ;
- Piston taré normalisé ;
- Tube laveur, Entonnoir ;
- Bonbonne de 5 litres, avec piston et tube souple de 1,50 m environ ;

Et aussi le matériel d'usage courant non spécialisé peut être utilisé comme : une règle de mesure, un tamis, une spatule, des récipients divers, une balance et un chronomètre.

IV.2.1.4.4 Mode opératoire

L'essai est effectué sur la fraction 0/2 mm du sable à étudier. On lave l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 minutes, et on mesure les éléments. Cette dernière peut être réalisée par deux types de mesure :

- Mesure avec une règle de mesure (ESV) ;
- Mesure avec un piston (ES).

a)- Préparation du matériel d'essai

- Tamiser le sable au tamis de 4 mm, éliminer le refus, et recueillir tout le tamisât ;
- Disposer la bonbonne contenant les 5 litres de solution lavant à (1 m) au-dessus du fond des éprouvettes ;
- Amorcer le dispositif si phonique et le relier au tube laveur ;
- Préparer deux éprouvettes normalisées propres ;
- Remplir les deux éprouvettes de solution lavante jusqu'au 1er repère (trait inférieur).

b)- Remplissage, agitation et lavage

- Pour les trois essais, remplir les éprouvettes graduées d'une solution lavante jusqu'au premier trait repère inférieur ;
- Verser la quantité 120 g de sable sec, à l'aide d'un entonnoir, dans l'éprouvette. Si on ne dispose pas de sable sec (séché à l'étuve réglé à 105 ± 5°C pendant 24 heures), déterminer la teneur en eau (w) et prendre une quantité de sable humide correspondant à 120 g de sable sec, c'est-à-dire : 120 (1 + w) (en g) ;
- Eliminer les bulles d'air (frapper contre la paume de la main) ;
- Laisser reposer 10 min pour humidifier l'éprouvette ;
- Boucher les éprouvettes, et procède à l'agitation de chaque éprouvette pendant 30 secondes à l'aide d'une machine agitatrice électrique (mouvement rectiligne, horizontal, sinusoïdal, 20 cm d'amplitude, 90 aller et retours) ;
- Laver et remplir les éprouvettes en position verticale, avec le tube laveur:
 - Rincer le bouchon au-dessus de l'éprouvette et faire descendre le tube laveur dans l'éprouvette de façon qu'il traverse le sédiment au fond du cylindre, en le faisant tourner entre les doigts, on lave ainsi les parois intérieures de l'éprouvette ;
 - Laver le sable, pour cela; descendre et remonter lentement le tube laveur que l'on tourne entre les doigts dans la masse du sable, on fait aussi remonter les particules fines et des éléments argileux ;
 - Sortir le tube laveur lentement lorsque le niveau du liquide atteint le trait supérieur.
- Laisser chaque éprouvette reposer 20 min, en évitant toute vibration.

IV.2.1.4.5 Expression des résultats

La proportion de fines par rapport au reste de l'échantillon est alors mesurée puis calculée par l'Eq. IV.11 ci-dessous :

$$E_s = \frac{H_1}{H_2} * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.11})$$

Où :

H_1 : hauteur du sable propre + éléments fins (ou floculants) ;

H_2 : hauteur totale du sable propre seulement.

IV.2.1.4.6 Interprétation des résultats

Le calcul est fait pour chacune des éprouvettes. Si les deux valeurs obtenues diffèrent de plus de quatre « 4 », le mode opératoire d'essai doit être répété. L'équivalent de sable (ES) de l'échantillon testé est la moyenne des valeurs obtenues pour chaque éprouvette, arrondie au nombre entier le plus proche. Les préconisations en matière de propreté pour les sables utilisés dans les bétons sont données par le [Tableau IV.6](#).

Tableau IV.6 – Nature et valeurs préconisées pour l'équivalent de sable.

ES au piston (%)	Nature et qualité du sable
ES < 60	Sable argileux - Risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
$60 \leq ES < 70$	Sable légèrement argileux - de propreté admissible pour béton de qualité quand ou ne craint pas particulièrement de retrait.
$70 \leq ES < 80$	Sable propre - à faible pourcentage de fines argileuses Convaincant Parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES > 80	Sable très propre - l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

En ce qui concerne le béton routier, qu'il s'agisse d'un béton balayé, strié, imprimé, désactivé ou bouchardé, les préconisations sont les suivantes: (ES > 60).

- Pour sable fin : si $60 \leq ES \leq 70$, on dit que le sable est argileux.
- Pour sable grossier : si $ES \geq 80$, on dit que le sable est très propre ;

IV.2.1.5 Essai de compactage

Le compactage d'un sol vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il est fonction de quatre principales variables à savoir :

- La masse volumique du sol sec ;
- La teneur en eau ;
- L'énergie de compactage ;
- Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux...etc.)

IV.2.1.5.1 But de l'essai

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

IV.2.1.5.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à

différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ($\omega ; \gamma_d$); on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale. Pour ces essais on peut utiliser, selon la finesse des grains du sol, deux types de moules :

- Le moule Proctor $\Phi_{\text{moule-intérieur}} = 101.6 \text{ mm} / H = 117 \text{ mm}$ (sans rehausse), $V_{\text{moule-Proctor}} = 948 \text{ cm}^3$;
- Le moule CBR $\Phi_{\text{moule}} = 152 \text{ mm} / H = 152 \text{ mm}$ (sans rehausse) dont disque d'espacement de 25.4 mm d'épaisseur, soit une hauteur $H_{\text{utile}} = 126,6 \text{ mm}$, $V_{\text{moule-CBR}} = 2296 \text{ cm}^3$.

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer deux types d'essai (choix par rapport à l'énergie de compactage) :

- L'essai Proctor Normal (PN);
- L'essai Proctor Modifié (PM).

Le choix de l'intensité de compactage se fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé ;
- Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

Le [Tableau IV.7](#) ci-dessous résume les conditions de chaque essai selon le moule retenu (norme [NF P 94-093](#)) :

Tableau IV.7 – Conditions retenues pour le choix du moule (NF P 94-093).

Essai	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de Compactage Kj/m^3
Essai Proctor	Normal 2.49	30.5	25 (Moule Proctor)	3	587
			55 (Moule CBR)	3	533
	Modifié 4.54	45.7	25 (Moule Proctor)	5	2680
			55 (Moule CBR)	5	2435

IV.2.1.5.3 Matériels utilisés

- Moule CBR (éventuellement Proctor) ;
- Dame Proctor normal ou modifié ;
- Règle à araser ;
- Disque d'espacement ;
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau ;
- Tamis 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage le cas échéant de l'échantillon) ;
- Truelle, spatule, pinceau, etc ;
- Eprouvette graduée 150 ml environ ;
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau) ;

- Balance portée 20 kg, précision ± 5 g ;
- Balance de précision 200 g, précision $\pm 0,1$ g ;
- Etuve $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Burette à huile.

IV.2.1.5.4 Mode opératoire

a)- Préparation des échantillons pour essais

➤ Quantités à prélever

La réalisation de la courbe nécessitera au moins cinq « 5 » essais [1 point (ω ; γ_d) par essai]. Six « 6 » essais sont préférables. Pour les six « 6 » points de mesure, on prélèvera 15 kg pour le « Moule PROCTOR » et 33 kg pour le « Moule C.B.R ».

➤ Contrôle de l'échantillon pour la faisabilité de l'essai

Si $D \geq 20$ mm, il faut tamiser à 20 mm le sol et peser le refus et dans ce cas là on distingue deux cas possible à savoir :

- Si le refus est $\leq 25\%$, l'essai doit être réalisé dans le moule CBR, mais sans intégrer le refus (échantillon écrêté à 20 mm) ;
- Si le refus est $> 25\%$, l'essai PROCTOR ne doit pas être réalisé (compactage hasardeux).

➤ Préparation de l'échantillon

- Ecraser les mottes à la main ou au malaxeur, mais pas les éléments pierreux, et homogénéiser soigneusement le matériau (sa teneur en eau doit être homogène) ;
- Sécher le matériau à l'air ou à l'étuve (3 à 5 heure à 60°C), pour faciliter le tamisage et pour débiter l'essai avec une teneur en eau inférieur à la teneur en eau optimale Proctor (l'essai est fait à teneur en eau croissante) ;
- Ecrêter à 20 mm l'échantillon (le cas échéant).

➤ Détermination de la teneur en eau de départ

- L'expérience montre qu'il est bien d'avoir 2% de différence de teneur en eau environ entre chaque point (courbe harmonieuse). 4% est un maximum.
- Il est souhaitable de commencer les essais à une teneur en eau (ω) qui se situe environ à 4 ou 5% au-dessous de ω_{opt} . (La ω_{opt} est en générale entre 10 et 14 %).

b)- Préparation du matériel

Le choix du moule dépend de la grosseur « D » des gros grains du sol et dans ce cas là on distingue deux cas possible à savoir :

- Si $D \leq 5$ mm (et seulement dans ce cas), le moule Proctor est autorisé, mais le moule CBR est conseillé ;

- Si $5 < D \leq 20$ mm, utiliser le moule CBR (sol conserver intact avec tous ses constituants) ;
- Si $D > 20$ mm, mais refus ≤ 25 %, l'essai se fait dans le moule C.B.R., (sol écrêté à 20 mm) ;
- Rappel : Si $D > 20$ mm, mais les refus > 25 %, l'essai Proctor ne peut être fait.

c)- Exécution de l'essai

Pour l'essai Proctor Normal, le remplissage se fait en trois « 3 » couches alors que pour l'essai Proctor Modifié, le remplissage se fait en cinq « 5 » couches. L'ensemble de la surface doit être compactée pour chaque couche comme le montre la Figure IV.2. Concernant l'exécution correcte de l'essai, on doit suivre les étapes ci-dessous :

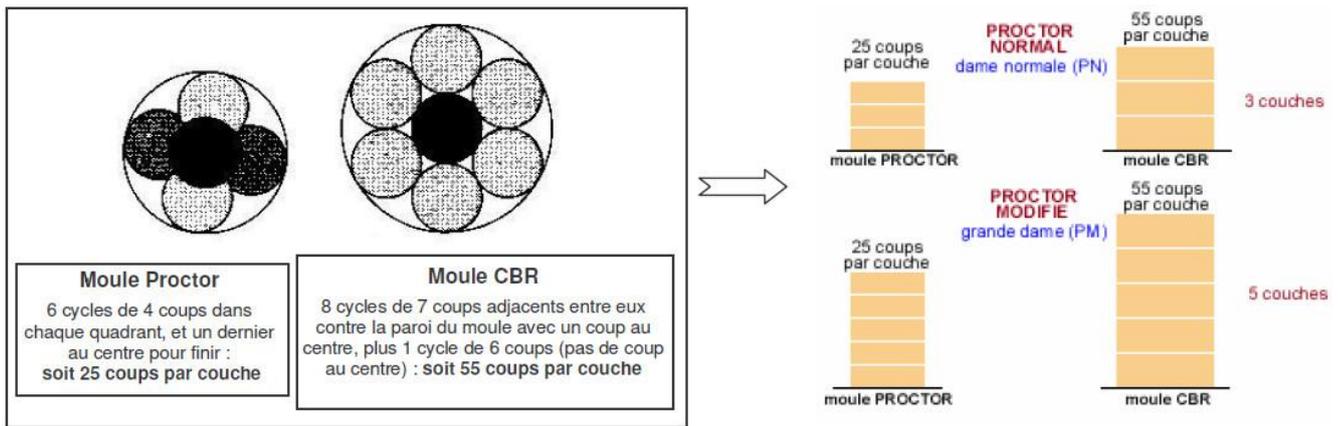


Figure IV.2 – Distribution des coups engendrés à la surface de chaque couche selon le type du moule utilisé.

- Assembler moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R.) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) puis peser l'ensemble « soit P1 » ;
- Adapter la rehausse et introduire la 1^{ère} couche et la compacter. Placer le moule sur un socle en béton d'au moins 100kg, ou sur un plancher en béton de 25 cm d'épaisseur, pour que l'ensemble de l'énergie appliquée le soit à l'échantillon. Astuces : faire des rayures sur la surface compactée (améliore la liaison avec la couche suivante) ;
- Recommencer l'opération pour chaque couche (trois « 3 » pour énergie de compactage Normal ; cinq « 5 » pour le P. Modifiée) ;
- Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Le sol compacté doit dépasser du moule de 1 cm environ. Sinon, recommencer l'essai ;
- Araser soigneusement à partir du centre ; on veillera, au cours de l'arasement à ne pas créer de trous sur la surface arasé ;
- Peser l'ensemble juste arasé « soit P2 » (Poids de l'ensemble « moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R.) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) + sol après arase) ;
- Oter l'embase (et disque d'espacement si nécessaire) et prélever deux « 2 » prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas ; en déterminer la teneur en eau w ; on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues ;

- Augmenter de 2% la teneur en eau w de votre échantillon de départ et recommencer cinq « 5 » à six « 6 » fois l'essai, après avoir à chaque fois bien nettoyer votre moule.

IV.2.1.5.5 Expression et interprétation des résultats

Le poids volumique sec « γ_d » de l'échantillon étudié est alors calculé par l'Eq. IV.12 ci-dessous :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \omega} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (\text{Eq. IV.12})$$

Où :

γ_h : Poids volumique humide ;

ω : Teneur en eau.

Le poids volumique humide « γ_h » de l'échantillon étudié est alors calculé par l'Eq. IV.13 ci-dessous :

$$\gamma_h = \frac{P_2 - P_1}{V_{\text{moule}}} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (\text{Eq. IV.13})$$

Où :

P_1 : Poids de l'ensemble « moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) » ;

P_2 : Poids de l'ensemble « moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) + sol après arase » ;

V_{moule} : Volume du moule utilisé (moule Proctor ou moule C.B.R).

Tracer la courbe $\gamma_d = f(\omega)$, avec pour points de la courbe, les coordonnées suivantes pour chaque point : « En abscisse : la teneur en eau (ω en %), En ordonnée : le poids volumique sec (γ_d en kN/m^3) ». A partir de cette courbe tracée, on peut en déduire la teneur en eau optimale « ω_{opt} » pour laquelle la densité sèche sera maximale « γ_{dmax} ».

IV.2.2 Essais de dureté

En génie civil, la « *dureté* » d'un matériau est définie comme la résistance mécanique qu'un matériau oppose à des actions mécaniques de différente nature. Il existe une grande variété d'essais de dureté possibles, les plus courants et les plus familiers sont les essais de « *Los Angeles* » et « *Micro Deval* ».

IV.2.2.1 Essai Los Angeles

L'essai Los Angeles permet de mesurer les résistances combinées aux chocs et à la détérioration progressive par frottement réciproques des éléments d'un granulat. Ce mode opératoire s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des chaussées et bétons hydrauliques.

IV.2.2.1.1 But de l'essai

Le but de l'essai Los Angeles, selon la norme [NF P 18-573](#), est de mesurer la dureté d'un gravier ou mesurer la résistance d'un gravier à la fragmentation. Il permet de mesurer les résistances combinées

aux chocs et à la détérioration progressive par frottement réciproques des éléments d'un granulat. Ce mode opératoire s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des chaussées et bétons hydrauliques.

IV.2.2.1.2 Principe de l'essai

L'essai permet de déterminer la résistance à la fragmentation par chocs des éléments d'un échantillon de granulats. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat, d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine Los Angeles. En outre, l'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés.

IV.2.2.1.3 Matériels utilisés

- Une balance précise au gramme, de portée au moins égale à 10 kg ;
- Des tamis ;
- Une machine « Los Angeles » qui comporte :
 - Un cylindre creux en acier de $12 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ d'épaisseur, fermé à ses deux extrémités, ayant un diamètre intérieur de $711 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ et une longueur intérieure de $508 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$. Le cylindre est supporté par deux axes horizontaux fixés à ses deux parois latérales ;
 - Une ouverture de 150 mm de largeur, sur toute la longueur du cylindre, permet d'introduire l'échantillon ;
 - La charge est constituée par des boulets sphériques de 47 mm de diamètre environ et pesant 420 et 445 g ;
 - Un moteur d'au moins 0,75 kW, assurant au tambour de la machine une vitesse de rotation régulière comprise entre 30 et 33 tours/minute ;
 - Un bac destiné à recueillir les matériaux après essai ;
 - Un compte tours de type rotatif, arrêtant automatiquement le moteur au nombre des tours voulus.

IV.2.2.1.4 Mode opératoire

- La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires (4-6.3 mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 10-25 mm ; 16-31.5 mm et 25-50 mm) de la granularité du matériau, tel qu'il sera mis en oeuvre ;
- La masse de l'échantillon pour essai sera de $5000 \text{ g} \pm 5 \text{ g}$;
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie (Tableau IV.8) ;
- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 500 rotations à une vitesse régulière comprise entre 30 et 35 tr/mn ;

- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat ;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm et peser le refus soit «m1» le résultat de la pesée.

Tableau IV.8 – Charge de boulets relatifs en fonction de la classe granulaire choisie.

Classes granulaires (mm)	Fractions	Nombre de boulets	Poids total de la charge (g)	Poids des fractions (g)
4 - 6.3	/	7	3080 ± 20	5000 ± 2
6.3 - 10	/	9	3960 ± 25	5000 ± 2
10 - 14	/	11	4840 ± 25	5000 ± 2
10 - 25	10 - 16	11	4840 ± 25	3000
	16 - 25	11	4840 ± 25	2000
16 - 31.5	16 - 25	12	5280 ± 25	2000
	25 - 31.5	12	5280 ± 25	3000
25 - 50	25 - 40	12	5280 ± 25	3000
	40 - 50	12	5280 ± 25	2000

IV.2.2.1.5 Calcul du coefficient Los Angeles « LA »

La résistance à la fragmentation par chocs du matériau est appelée, par définition, le « *coefficient Los Angeles, LA* » qui s'exprime par le rapport, de la masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai « *m* », à la masse du matériau soumis à l'essai « *M* » multiplié par 100. Plus le coefficient Los Angeles « *LA* » est faible, plus le granulat est résistant à la fragmentation par chocs. La masse de la fraction du matériau passant après l'essai au tamis de 1.6 mm « *m* » : $m \text{ (g)} = 5000 - m_1$.

$$LA = \frac{m}{M} * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.14})$$

IV.2.2.1.6 Expression et interprétation des résultats

Les valeurs du coefficient Los Angeles indiquent la nature du gravier et permettent d'apprécier leur qualité pour composer un béton comme présente le [Tableau IV.9](#).

Tableau IV.9 – Type des graviers selon le coefficient LA.

Valeurs du coefficient Los Angeles	Appréciation
$LA \leq 15$	Bon à très bon
$15 < LA \leq 25$	Moyen à bon
$25 < LA \leq 40$	Faible à moyen
$LA > 40$	Médiocre « mauvaise qualité »

IV.2.2.2 Essai Micro-Deval

IV.2.2.2.1 But de l'essai

L'essai « *Micro-Deval* » a pour but la détermination de la résistance à l'usure par le frottement réciproque des éléments d'un granulat. La norme européenne EN 1097-1 permet de déterminer le coefficient de Micro-Deval.

IV.2.2.2.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer (après tamisage) la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produits dans la machine Deval par les frottements réciproques et les chocs modérés des granulats.

IV.2.2.2.3 Matériels utilisés

La machine micro-Deval comporte les éléments suivants :

- Un à quatre cylindres creux, fermés à une extrémité, ayant un diamètre intérieur de $200 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ et une longueur utile de $154 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm et de $400 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ pour les 25-50 mm. Chaque cylindre permet d'effectuer un essai ;
- La charge abrasive est constituée par des billes sphériques de $10 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$ de diamètre en acier inox ;
- Un moteur (environ 1 kW) doit assurer aux cylindres une vitesse de rotation régulière de $100 \text{ tr/min} \pm 5 \text{ tr/min}$;
- Un dispositif doit permettre d'arrêter automatiquement le moteur à la fin de l'essai ;

On a besoin aussi de :

- Une balance précise au gramme, de portée au moins égale à 10 kg ;
- Les tamis (Tamis de 1.6 mm et les tamis pour déterminer les classes granulaires).

IV.2.2.2.4 Mode opératoire

- La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires (4-6.3 mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 10-25 mm ; 16-31.5 mm et 25-50 mm) de la granularité du matériau, tel qu'il sera mis en oeuvre. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm une charge abrasive est utilisée ;
- La masse de l'échantillon pour essai sera $500 \text{ g} \pm 2 \text{ g}$ pour les gravillons de 4-14 mm et de $10 \text{ kg} \pm 20 \text{ g}$ pour les granulats de 25-50 mm ;

Tableau IV.10 – Charge abrasive en fonction de la classe granulaire choisie.

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

- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge abrasive (Tableau IV.10) qui est fixée suivant le tableau pour les gravillons de 4-14 mm et de 10 kg de matériau pour les granulats compris entre 25 et 50 mm (sans la charge abrasive) ;
- Ajouter une quantité de 2.5 L d'eau pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm et de 2.0 L d'eau pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm ;
- Mettre les cylindres en rotation à une vitesse de 100 tr/min \pm 5 tr/min pendant :
 - 2 h ou 12000 tr pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm ;
 - 2 h 20 min ou 14000 rotations pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.
- Recueillir le granulat ainsi que la charge abrasive (pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm) dans un bac en ayant soin d'éviter les pertes d'éléments ;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1.6 mm ;
- Laver l'ensemble sous un jet d'eau (retirer la charge abrasive à l'aide d'un aimant par exemple pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm) ;
- Sécher le refus à 1.6 mm à l'étuve à 105 °C, jusqu'à masse constante ;
- Peser ce refus, soit « m1 » le résultat de la pesée.

IV.2.2.2.5 Expression des résultats

La résistance à l'usure du granulat est appelée, par définition, « coefficient micro-Deval "MD" » qui s'exprime par le rapport de la masse des éléments inférieurs à 1.6 mm produits au cours de l'essai "m", à la masse du matériau soumis à l'essai "M" multiplié par 100 (Eq. IV.15).

$$MD = \frac{m}{M} * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.15})$$

Remarque : La masse de la fraction du matériau passant après l'essai au tamis de 1.6 mm « m » :

- m (g) = 500- m1 pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm ;
- m (g) = 10000- m1 pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.

IV.2.2.2.6 Interprétation des résultats

Les valeurs de coefficient Micro-Deval indiquent la nature du gravier et permettent d'apprécier leur qualité pour composer un béton comme présente le tableau suivant (Tableau IV.11).

Tableau IV.11 – Type des graviers selon le coefficient MD.

Valeurs de coefficient Micro Deval en présence de l'eau	Appréciation
< 10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
> 35	Médiocre

IV.2.3 Essais sur la portance

IV.2.3.1 Essai C.B.R « California Bearing Ratio »

IV.2.3.1.1 But de l'essai

L'essai C.B.R est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (I.P.I, C.B.R) qui permettent :

- d'établir une classification des sols (G.T.R) ;
- d'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (I.P.I) ;
- déterminer l'épaisseur des chaussées (C.B.R augmente \Rightarrow épaisseur diminue) ou des remblais.

Précisément, on mesure 3 types d'indices en fonction des buts fixés :

- *L'indice Portant immédiat (IPI)* : Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux ($H=0 \Rightarrow$ pas de surcharges « S ») ;
- *L'indice CBR immédiat (I_{CBR} immédiat)* : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau.
- *L'indice CBR (I_{CBR})* : après immersion: Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

IV.2.3.1.2 Principe de l'essai

La charge apportée par le pneu sur la chaussée poinçonne le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande (Figure IV.3).

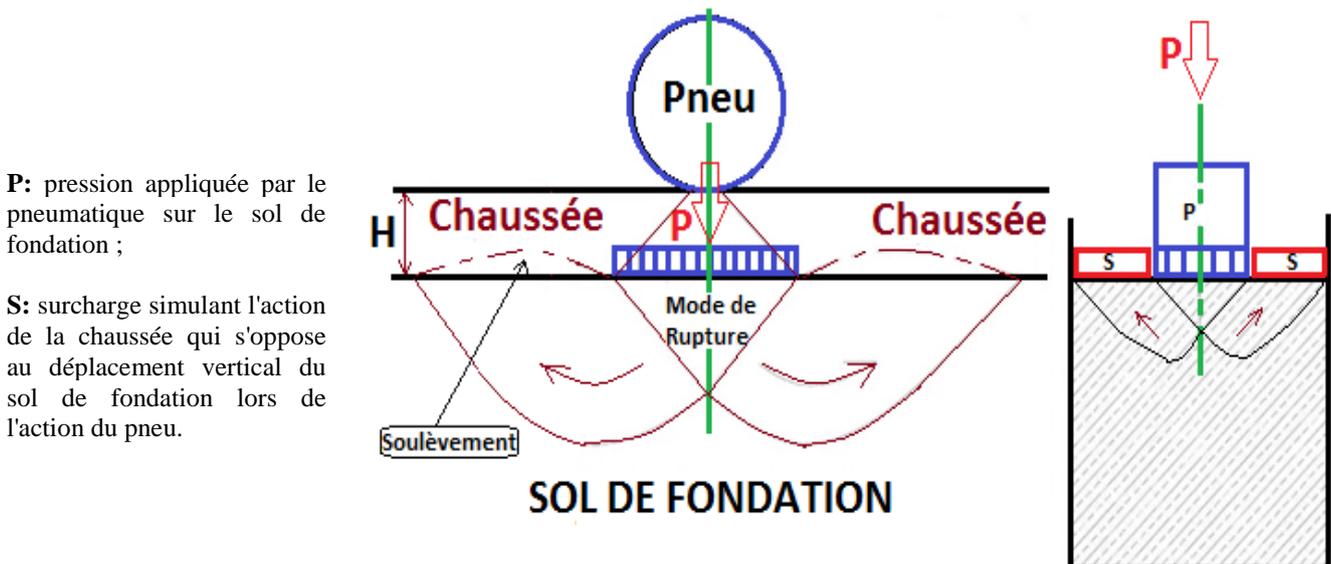


Figure IV.3 – Essai CBR simulant le phénomène de poinçonnement dans une chaussée routière.

On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

Il est à noter que l'essai Proctor doit être effectué simultanément avec l'essai CBR. L'épaisseur d'une chaussée est fonction du trafic et des charges par essieu prévus, du sol sous-jacent, et des conditions hydriques futures que subira cette route. On lui applique les conditions hydriques prévues pendant la vie de l'ouvrage :

- Essai avec « Immersion » pendant 4 jours dans de l'eau ;
- Essai sans « immersion » : essai immédiat.
- On applique ensuite une charge voisine de ce que sera la charge de service et on poinçonne le matériau dans des conditions déterminées (vitesse constante et déterminée) tout en mesurant les « efforts (F) » et les « déplacements (h) » dont il en résulte la courbe d'essai suivant (Figure IV.4). Sachant que : « $P = F/S$ » et « S » est la surface du poinçon.

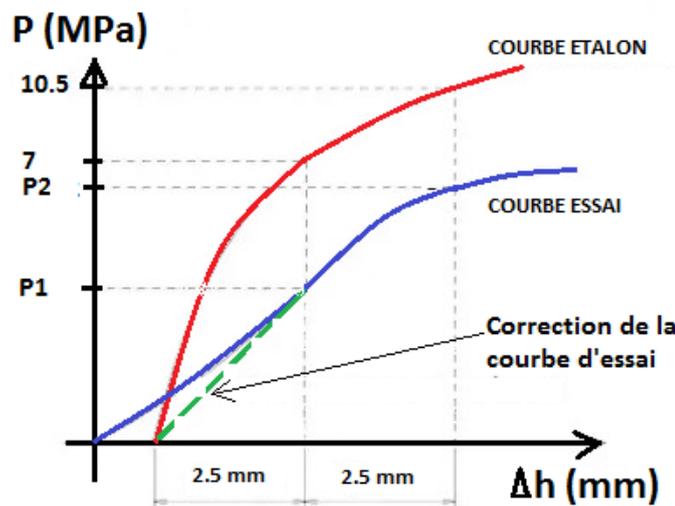


Figure IV.4 – Courbe contrainte-déformation.

Remarque :

- La norme NF P 94-078 donne l'indice IPI en fonction des charges appliquées et non des contraintes.
- Une comparaison de ces résultats avec ceux obtenus sur un sol de référence (tout venant de concassage) est ensuite effectuée. (Courbe ETALON)

IV.2.3.1.3 Matériels utilisés

- Le matériau mis à votre disposition est un mélange [Argile (15%) + Sable 0/5 (55%) + Gravier 8/12 (30%)] séché à l'air ou dans une étuve (Il faut homogénéiser le mélange mis à votre disposition) ;
- Moule CBR ;
- Une balance.

IV.2.3.1.4 Mode opératoire

Avant d'introduire le matériau dans le moule :

- Solidariser la plaque de base et le moule CBR (Figure IV. 5) ;
- Placer une feuille de papier filtre au fond du moule ;
- Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base » ;
- Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de sol une fois compactée ;
- Fixer la rehausse.

Remarque : dans le cas d'un essai IPI, le disque d'espacement n'est pas utilisé.

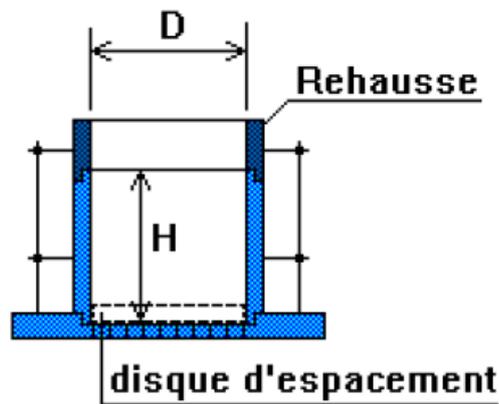


Figure IV.5 – Préparation du moule.

a)- Méthode de Confection

- Diviser votre mélange en parts égales de 7 kg environ ;
- Etaler puis humidifier chacune des parts de votre échantillon à la teneur en eau à laquelle on veut réaliser l'essai puis malaxer à la main pour rendre le mélange le plus homogène possible ;

Remarque : Les quantités approximatives de matériaux à introduire par couche sont les suivantes (Tableau IV.12) :

Tableau IV.12 – Quantités approximatives de matériaux à introduire par couche.

Moule	Essai Proctor Modifié (PM), (5 couches)
Proctor	400 g
CBR	1400 g

- La quantité de matériau correspondante est introduite dans le moule CBR est compactée selon les conditions de l'essai Proctor modifié (Reviens à la page 11 de la norme NF P 94-093) ;
- Retirer le rehausse puis raser soigneusement l'éprouvette (du centre vers la périphérie) ;
- Peser au gramme près, l'ensemble « moule + plaque de base + éprouvette de sol » ;
- Désolidariser la plaque de base, retourner le moule puis fixer à nouveau la plaque de base ;

- Enlever la feuille de papier filtre ;
- L'éprouvette est alors prête pour l'essai de poinçonnement (Figure IV.6).

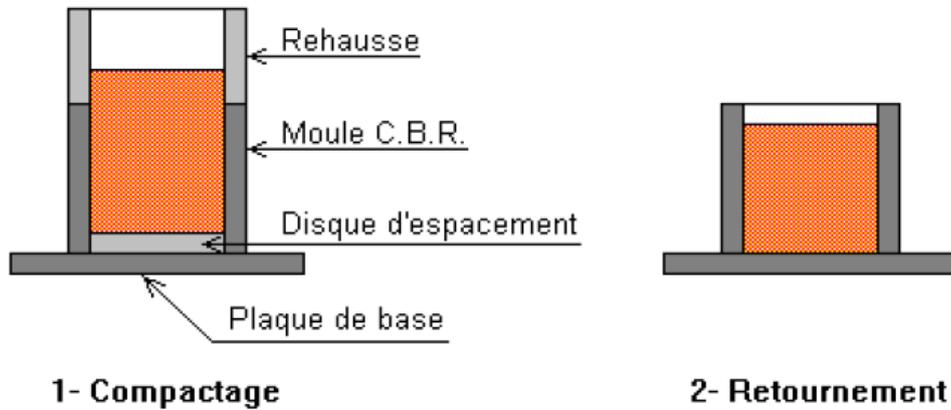


Figure IV.6 – Eprouvette après confection.

b)- Détermination de l'indice portant immédiat (IPI)

Placer l'ensemble « plaque de base, moule CBR, éprouvette » sur la presse, en position centrée par rapport au piston ;

- Avant le poinçonnement, approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau (*stopper dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement*) ;
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon ;
- Exécuter le poinçonnement à vitesse constante ;
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0.625, 1.25, 2, 2.5, 5, 7.5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur (Tableau IV.13) ;

Tableau IV.13 – Résultats du poinçonnement correspondant aux différents enfoncements.

t (mn)	0.5	1	1.5	2	4	6	8
Δh (mm)	0.625	1.25	2	2.5	5	7.5	10
F (kN)							
$\bar{\sigma}$ (MPa)							

- Faire une mesure de la teneur en eau au voisinage de la zone poinçonnée et immédiatement après l'essai (au moins 2 prélèvements à gauche et à droite) ;
- Réaliser au moins 4 essais IPI à $w = 0\%$ puis 4% puis 8% et 12% .

c)- Exploitation des mesures

- Reporter sur un graphe *effort-déformation* les valeurs de poinçonnement mesurées pour les enfoncements prévus (**Remarque** : Si la courbe présente une concavité vers le haut au démarrage, il y a lieu de corriger l'origine de l'échelle des enfoncements) (Figure IV.7) ;

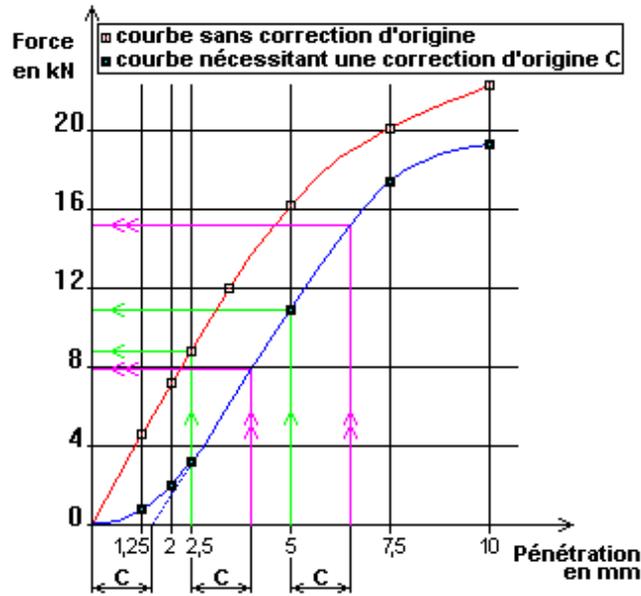


Figure IV.7 – Courbe effort-déformation.

- Déterminer l'indice IPI conformément à la norme ;
- Déterminer la teneur en eau de compactage et la masse volumique sèche ρ_d (en t/m^3).

IV.2.3.1.5 Expression et interprétation des résultats

- On trace la courbe Proctor $\rho_d = f(w\%)$? Comparer les deux courbes et on fait calculer le S_r (%) pour chaque essai ;
- On trace la courbe IPI = $f(w\%)$;
- On trace les deux courbes de saturation $S_r = 100\%$ et $S_r = 80\%$ conformément à la norme (Figure IV.8).

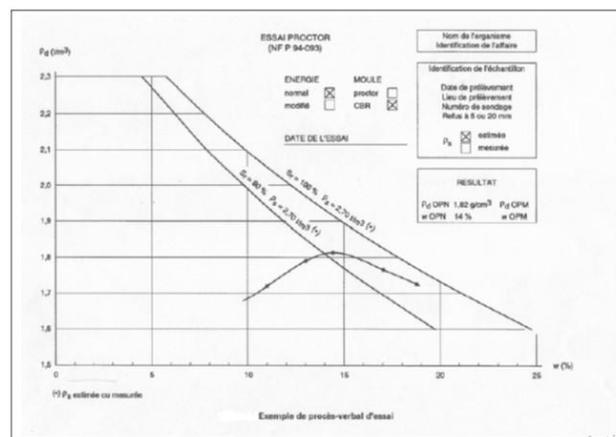


Figure IV.8 – Exemple de procès verbal d'essai.

- On détermine ω_{opt} et $\rho_{d_{max}}$ (à partir de l'essai Proctor) et également ω_{opt} et IPI_{max} (à partir de l'essai CBR) ;
- On évalue la sensibilité à l'eau du matériau ;
- Classification du sol étudié selon le GTR.

- Si on veut utiliser ce matériau en remblai routier, on doit donc évaluer son aptitude à supporter la circulation des engins de chantier selon la formule suivante (Eq. IV.16) :

$$I_{\text{CBR}} = \text{Max} \left(\frac{P_1}{7} ; \frac{P_2}{10.5} \right) * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. IV.16})$$

Où :

I_{CBR} : indice C.B.R en (%) ;

P_1 : pression correspondant à l'enfoncement de 2.5 cm dans l'éprouvette étudiée en (kN) ;

P_2 : pression correspondant à l'enfoncement de 5 cm dans l'éprouvette étudiée en (kN).

IV.2.3.2 Essai à la plaque

Les plate-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement, concernées par cet essai, sont des constructions d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires,...etc. Pour réaliser l'essai il faut un massif de réaction supérieur à huit « 8 » tonnes. Cet essai s'effectue par deux cycles de chargement successif. En effet, l'essai à la plaque de type "EV2", a pour objectif de mesurer la façon dont un sol, ou une plateforme se déforme sous l'application d'une lourde charge. Cette méthode est normalisée et fait référence à la norme [NF P 94-117-1](#). Pour que cet essai puisse être réalisé, il faut vérifier que le plus gros diamètre des granulats qui constituent la plateforme ne dépasse pas 200 mm.

IV.2.3.2.1 But de l'essai

L'essai à la plaque sert à calculer le « *module sous chargement statique à la plaque, EV2* » d'une plateforme. L'essai à la plaque permet d'évaluer la déformabilité d'un sol par effet de tassement sous la plaque chargée.

IV.2.3.2.2 Principe de l'essai

Le principe de l'essai est simple. On mesure la déformation du sol non pas à l'endroit où elle se produit (zone de déformation réelle), mais en un point de mesure déporté. Pour cela on utilise une poutre droite articulée qui matérialise une ligne de report de la déformation, et qui pivote autour d'un axe fixe.

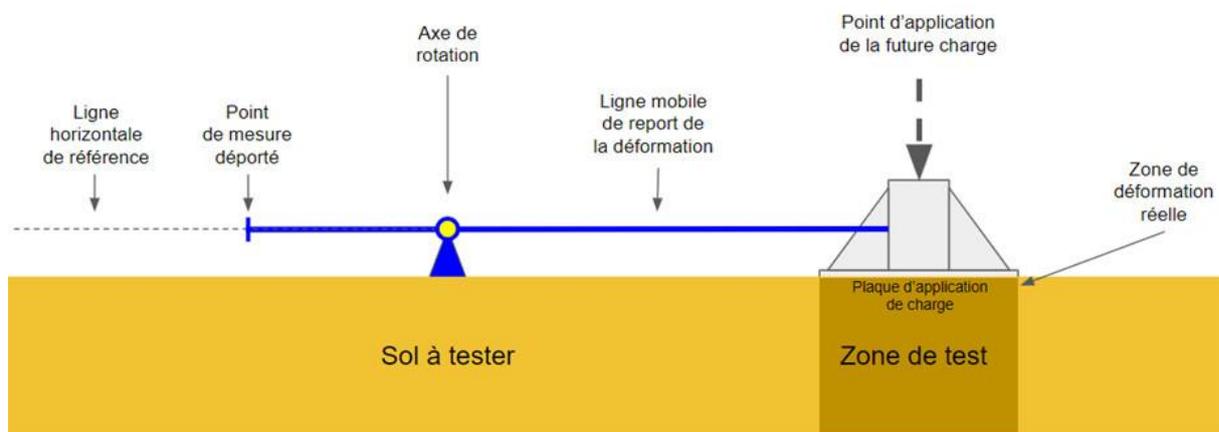


Figure IV.9 – Dispositif de mesure à vide (sans charge).

Lorsque le dispositif est à vide, c'est à dire que la zone de sol à tester n'est soumise à aucune charge (Figure IV.9), la ligne de report de déformation est confondue avec la ligne de référence. C'est normal. Sans charge appliquée sur la plaque, la déformation du sol sous la plaque d'application de charge est nulle, comme le montre le schéma ci dessous.

Lorsque le dispositif est mis en charge (Figure IV.10), c'est à dire qu'on applique une lourde charge sur la plaque de charge (1), le sol s'enfonce sous la plaque (2). La ligne mobile (3) pivote alors autour de son axe, et l'extrémité libre au niveau du point de mesure (4) se déplace vers le haut. On peut mesurer le soulèvement et en déduire l'enfoncement sous la plaque, comme l'indique le schéma ci dessous.

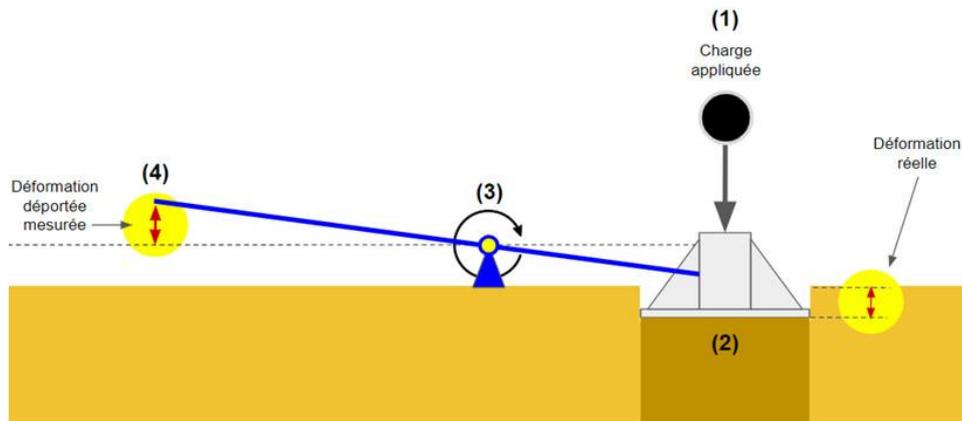


Figure IV.10 – Dispositif de mesure en charge.

IV.2.3.2.3 Matériels utilisés

La poutre de Benkelman qui est composé de (Figure IV.11) :

- Un « vérin », qui prend appuis sous le massif de réaction (camion chargé). Ce vérin est équipé d'une pompe hydraulique qui est permet de mettre en charge le système ;
- Un « manomètre » est généralement intégré à la pompe afin de voir la charge qu'on applique ;
- Une « plaque », qui sert à appliquer la charge du massif de réaction sur une surface connue et uniforme ;

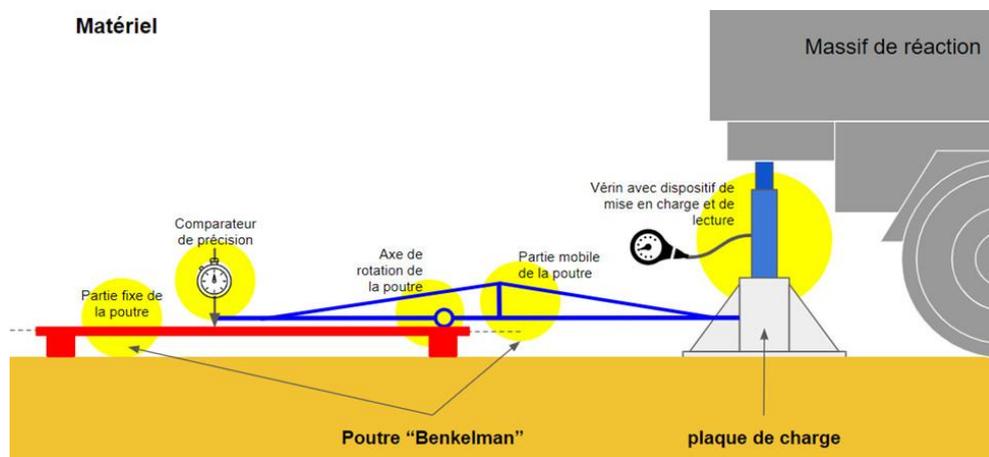


Figure IV.11 – Dispositif de mesure composé d'une poutre de Benkelman et un massif de réaction.

- Une « *pointe* », à l'intérieur de la plaque permet de vérifier que ce n'est pas la plaque qui se déforme ;
- Une « *partie mobile* », qui est la liaison entre la « *plaque* » et le « *comparateur* ». De part l'enfoncement de la plaque, la poutre va tourner autour d'un « *axe de rotation* » ;
- Une « *partie fixe* », en appuis sur la plate-forme, qui sert de support pour le « *comparateur* ». Cette partie est en liaison avec la « *partie mobile* » via un « *axe de rotation* ».
- Un « *comparateur de précision* », placé à l'extrémité de la poutre, permet de mesurer la déflexion du sol sous la poussée du vérin. C'est à dire que le comparateur mesure l'enfoncement (variation de distance) du sol sous l'effet de la charge appliquée.

IV.2.3.2.4 Mode opératoire

Pour réaliser cet essai, on procède à deux cycles de chargement à vitesse constante (80 daN/s) sur une plaque rigide de 60cm de diamètre. Les résultats sont calculés sur place, puis repris dans un bureau afin de tracer un graphique de l'essai. Avant la mise en place de la plaque, une fine couche de sable est répandue sous l'emplacement de la plaque. Le sable permet de s'assurer que la charge s'applique sur toute la surface de la plaque. Le vérin de 200 kN, lève le massif réaction (6x4), effectue deux cycles successifs de chargement :

1^{er} cycle de chargement ($F=7068 \text{ daN}$) : On monte de 0 à 0.25 MPa, puis on maintient la pression jusqu'à stabilisation de la déformation ($< 0.02 \text{ mm}/15 \text{ sec.}$). On mesure alors l'enfoncement Z_0 en mm et puis déchargement (on descend la pression à zéro « 0 »).

2^{ème} cycle de chargement ($F=5645 \text{ daN}$) : On charge de 0 à 0.20 MPa puis on attend la stabilisation de la déformation ($< 0.02 \text{ mm}/15 \text{ sec.}$) On mesure l'enfoncement « Z_2 » en mm et puis déchargement (on descend la pression à zéro « 0 »). La valeur retenue est celle du second chargement « Z_2 ».

IV.2.3.2.5 Expression des résultats

Les deux cycles de chargement appliqués sur la plateforme étudiée permettent de tracer la courbe pression/déformation (Figure IV.12).

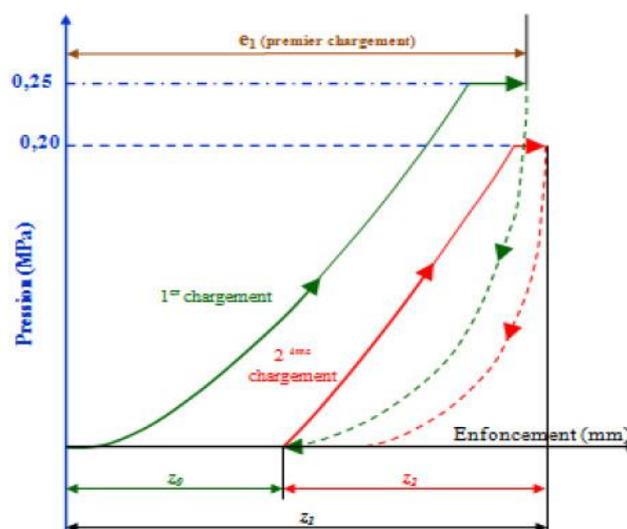


Figure IV.12 – Enfoncement de la plaque en fonction des deux pressions appliquées.

Le module de déformation à la plaque de la plateforme au point d'auscultation est déterminé à partir de la formule de Boussinesq suivante (Eq. IV.17) :

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} * (1 - \nu^2) * \frac{P * d}{Z_2} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. IV.17})$$

Où :

d : Diamètre de la plaque en (mm) ;

P: Pression effective moyenne appliquée au sol en (MPa) ;

EV₂: Module de déformation statique en (MPa) ;

ν : Coefficient de poisson (sans unité) ;

Z₂ : Enfoncement de la plaque provoqué par le 2^{ème} chargement en (mm).

Si on assimile l'expression (1 - ν²) à la valeur de 1, on obtient approximativement la formule suivante (Eq. IV.18) :

$$EV_2 = \frac{90}{Z_2} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. IV.18})$$

Selon le [LCTP \(1973\)](#), pour le premier chargement à « 0.25 MPa », la valeur du module « EV₁ » caractérise en effet la déformabilité du remblai dans l'état de compacité où il se trouve. Dans une hypothèse de valeur du coefficient de poisson de « ν = 0.25 », son expression est donnée par la formule suivante (Eq. IV. 19) :

$$EV_1 = \frac{112.5}{e_1} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. IV.19})$$

IV.2.3.2.6 Interprétation des résultats

Le module « EV₂ » permet d'apprécier l'évolution de la déformabilité au cours de chargements successifs. D'ailleurs, d'après le [GTR \(1992\)](#), la portance minimale du sol support avant la mise en œuvre des couches de forme et de chaussées est donnée dans le [Tableau IV.14](#).

Tableau IV.14 – Portance minimale du sol support à supporter les charges en fonction du « EV₂ » ([GTR 1992](#)).

Type de couche à mettre en œuvre sur le sol support	EV ₂ (MPa)
Couche de forme en matériau traités	≥ 35
Couche de forme en matériau non traités	≥ 15 à 20
Couches de chaussée	≥ 50

Cependant, une valeur faible de « EV₁ » peut être due, soit à une insuffisance de compactage, soit à un matériau compacté à une teneur en eau très élevée. En effet, le rapport « k = EV₂/EV₁ » permet

d'apprécier la qualité du compactage. Le compactage est d'autant meilleur que le rapport « $k = EV_2/EV_1$ » est faible (Tableau IV.15).

Tableau IV.15 – Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondation (LCPC-COPREC 1980).

Classe de matériaux	EV_2 (MPa)	EV_2/EV_1
D	> 100	< 2.5
A et B	> 50	< 2

Il est à noter que le rapport « $k = EV_2 / EV_1$ » permet d'apprécier la qualité du compactage comme suit :

- Si « $EV_2 / EV_1 < 2$ », le compactage est bon ;
- Si « $EV_2 / EV_1 < 1.2$ », le compactage est très bon.

Une valeur de module de Young directement utilisable dans un schéma rationnel de dimensionnement peut être déduite de la valeur retenue du CBR. Plusieurs approches ont été proposées :

- Formule de Geoffroy et Bachelet (Eq. IV.20) :

$$E = 6.5 * CBR^{0.65} \quad (\text{GPa}) \quad (\text{Eq. IV.20})$$

- Formule proposée par SHELL (Eq. IV.21) :

$$E = 10 * CBR \quad (\text{GPa}) \quad (\text{Eq. IV.21})$$

Formule retenue par LCPC (Eq. IV.22) :

$$E = 5 * CBR \quad (\text{GPa}) \quad (\text{Eq. IV.22})$$

IV.3 Méthode d'évaluation du comportement des chaussées dégradées

Cependant, pour le cas des chaussées dégradées (après mise en service), une étude doit être entreprise en vue d'évaluer l'état des dégradations et des capacités portantes des chaussées, de relever la géométrie du réseau routier et d'assurer une meilleure connaissance de la demande de transport, sa répartition et sa composition sur l'ensemble du réseau routier classé. Pour y arriver, les inspections sommaires doivent être effectuées régulièrement afin de recueillir toutes les informations nécessaires à l'alimentation de la base de données. Ainsi, des relevés concernent l'environnement naturel et économique de la route ainsi que les données techniques sur son état de dégradation et notamment les travaux d'entretien précédents (renforcement ou entretien périodique et en particulier l'élargissement), la moyenne des précipitations mensuelles observées sur les cinquante dernières années et le découpage en zone climatique.

Selon la littérature, il existe plusieurs méthodes qui peuvent être utilisées dans la caractérisation de l'état des dégradations rencontrées sur les routes. Dans cette section, nous allons présenter trois méthodes les plus utilisées à savoir :

- La méthode « VIZIR » pour les routes revêtues (chaussées souples) ;
- La méthode « VIZIRET » pour les routes revêtues ;
- La Méthode du « CEBTP–LCPC ».

IV.3.1 La méthode « VIZIR »

IV.3.1.1 Principe de la méthode « VIZIR »

La méthode « VIZIR » reste au départ une manière de répertorier les dégradations par référence à leur étendue et leur degré de gravité. La saisie des dégradations des chaussées, manuelle jusqu'en 1988, est maintenant assistée par ordinateur grâce au matériel « DESY » du LCPC. Elle est complétée, dans le DESY, par un logiciel de calcul de l'indice de surface « I_s » qui varie de « 1 » pour les meilleures chaussées à « 7 » pour les plus mauvaises.

La méthode VIZIR va beaucoup plus loin qu'un simple répertoire de dégradations, d'autant plus que son objectif final est l'évaluation de la qualité des réseaux routiers. La méthodologie d'évaluation s'appuie sur les paramètres classiques de l'auscultation suivants : la structure, l'entretien, la portance, l'uni des chaussées et les conditions locales. La méthode VIZIR est au bout de la chaîne une méthode scientifique de détermination des besoins d'entretien et de remise en état des chaussées.

IV.3.1.2 Classification et quantification des dégradations

Par son volet classification et quantification des dégradations, la méthode VIZIR est destinée à fournir l'image de l'état de surface d'une route à un instant donné et à identifier des zones d'équi-qualité classées en trois niveaux de dégradation. Ces zones d'équi-qualité et ces trois niveaux de dégradation sont utilisés pour déterminer la nature et le type de travaux requis. Les dégradations répertoriées dans la méthode VIZIR concernent essentiellement les chaussées souples à revêtement bitumineux ; elles sont classées en deux catégories : les dégradations de « Type A » et celles de « Type B ».

IV.3.1.2.1 Les dégradations structurelles de « Type A »

Elles apparaissent au sein de la structure de chaussée ou de son support et mettent en cause le patrimoine. Ce sont des dégradations issues d'une insuffisance de capacité structurelle de la chaussée (Tableau IV.16). On y trouve essentiellement :

- Les déformations ;
- Les fissurations de fatigue.

Tableau IV.16 – Niveau de gravité des dégradations de type A (LCPC-VIZIR 1991).

Types de dégradations	Niveaux de gravité		
	(1) : Etat bon	(2) : Etat moyen	(3) : Etat mauvais
Déformation et orniéage	Sensible à l'utilisateur mais peu importante $f < 2$ cm	Graves déformations, affaissements localisés ou orniéage $2 \leq f \leq 4$ cm	Déformation affectant gravement la sécurité ou le temps de parcours $f \geq 4$ cm

Tableau IV.16 – Suite (LCPC-VIZIR 1991).

Types de dégradations	Niveaux de gravité		
	(1) : Etat bon	(2) : Etat moyen	(3) : Etat mauvais
Fissuration	Fissures fines dans les traces de roue ou dans l'axe	Fissures franchement ouvertes et/ou souvent ramifiées	Fissures très ramifiées et/ou très ouvertes ; lèvres parfois dégradées
Faïençage	Faïençage fin sans départ de matériaux maillage large (>50 cm)	Faïençage plus serré (<50 cm) avec parfois départ de matériaux, arrachements et nids de poule en formation	Faïençage très ouvert, découpage en pavés (<20 cm) avec parfois départ de matériaux
Réparation	Soit réfection de tout ou partie du corps de chaussée ou soit intervention de surface liée à des défauts de type B	Interventions de surface liées à des défauts de type A, tenue satisfaisante de la réparation	Interventions de surface liées à des défauts de type A. Dégradations apparaissant sur la réparation elle-même

IV.3.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B »

Encore appelées dégradations non structurales, elles prennent naissance dans la couche de surface de la chaussée et affectent d'abord ses qualités superficielles. Elles engendrent des réparations qui généralement ne sont pas liées à la capacité structurale de la chaussée. Leur origine est soit un défaut de mise en oeuvre, soit un défaut de qualité d'un produit, soit une condition locale particulière que le trafic peut accentuer bien évidemment (Tableau IV.17).

Dans les dégradations de type B, on distingue :

- Les fissurations, hors fissures de fatigue, c'est-à-dire les fissures longitudinales de joint ;
- Les fissures transversales de retrait thermique, les fissures longitudinales ou transversales de retrait d'argile (dessiccation) ;
- Les arrachements ;
- Les mouvements de matériaux.

Tableau IV.17 – Niveau de gravité des dégradations de type B (LCPC-VIZIR 1991).

Types de dégradations	Niveaux de gravité		
	(1) : Etat bon	(2) : Etat moyen	(3) : Etat mauvais
Fissures longitudinales de joint	Fine et unique	Large (1 cm au plus) sans arrachement, fine ramifiée	Large avec épaufrures des lèvres ou, large ramifiée
Nids de poule pour 100m de chaussée	Quantité : < 5 Taille max : $\Phi 30$	Quantité : 5 à 10 Taille : $\Phi 30$ cm Ou Quantité : < 5 Taille : $\Phi 100$ cm	Quantité : > 10 Taille : $\Phi 30$ cm Ou Quantité : 5 à 10 Taille : $\Phi 100$ cm

Tableau IV.17 – Suite (LCPC-VIZIR 1991).

Types de dégradations	Niveaux de gravité		
	(1) : Etat bon	(2) : Etat moyen	(3) : Etat mauvais
Arrachements (désherbage, plumage et pelade), mouvements de matériaux	Ponctuels sans apparition de la couche de base	Continus ou ponctuels avec apparition de la couche de base	Continus avec apparition de la couche de base
	Ponctuels	Continus sur une bande de roulement	Continus sur une bande de roulement et très marqués

IV.3.1.3 Relevé et notation des dégradations

Le relevé des dégradations est effectué par un opérateur qui parcourt l'itinéraire et qui note :

- Le type de dégradation ;
- Le degré de gravité de cette dégradation ;
- L'étendue, c'est-à-dire la longueur de route affectée ou la surface le cas échéant.

La méthode VIZIR lui fournit une typologie des dégradations et pour chacune d'entre elles, trois niveaux de gravité. Cependant, le relevé peut se faire « *manuellement* », en parcourant la route à pied ou dans une voiture. L'opérateur reporte alors ses observations (identification de la dégradation et estimation de sa gravité) sur un schéma itinéraire, c'est-à-dire un document représentant le linéaire de la route, dont l'échelle, et donc la précision, est approprié au type d'étude. Les valeurs de gravité quant à elles sont des valeurs moyennes qui conviennent à de nombreux réseaux routiers ; elles peuvent cependant être modifiées en fonction des objectifs d'entretien que l'on se fixe ainsi que du niveau de service attendu. La méthode VIZIR consiste donc à considérer plusieurs types de dégradations et les travaux de réparation en leur affectant une « *note* » suivant le niveau de service rencontré. L'indice de dégradation est principalement calculé sur une longueur de route à partir de trois groupes de dégradations à savoir :

- Groupe 1 : fissurations et faïençage ;
- Groupe 2 : déformations et orniérages ;
- Groupe 3 : réparations.

On calcule d'abord un « *indice de fissuration : If* » qui dépend de la gravité et de l'étendue de la fissuration ou du faïençage sur la longueur de route considérée. Lorsqu'il y a, à la fois, fissuration et faïençage on prend la plus forte des deux valeurs.

On calcule ensuite un « *indice de déformation : Id* » qui de la même manière dépend de la gravité et de l'étendue de la déformation ou de l'orniérage. La combinaison des deux indices « *If* » et « *Id* » donne un premier indice qui qualifie la chaussée ; le cas échéant celui-ci peut être corrigé en fonction de la gravité et de l'étendue de certaines réparations. En effet, certaines réparations masquent une déficience de la chaussée et sont donc considérés comme facteur aggravant dans l'estimation de la qualité de surface.

Après cette correction, on aboutit à un « *indice de surface : Is* » qui qualifie la chaussée sur la longueur choisie pour le calcul. La note globale de l'indice de surface « *Is* » varie de « 1 à 7 » à savoir :

- Les notes « 1 et 2 » correspondent à de bons états de surface ne nécessitant pas (ou à la limite de faire) de travaux ; peu ou pas de fissures ni de déformation ;
- Les notes « 3 et 4 » correspondent à des états de surface assez moyens, suffisamment mauvais pour déclencher les opérations d'entretien en dehors de tout autre considération ; fissures sans ou avec peu de déformation ou encore déformation non accompagnée de fissures ;
- Les notes « 5, 6 et 7 » correspondent à de très mauvais états de surface nécessitant de gros travaux d'entretien ou de renforcement ; fissures et déformations en grande quantité.

La méthode à suivre pour la détermination de l'indice de surface « *Is* » est récapitulée dans le diagramme ci-dessous (Figure IV.13).

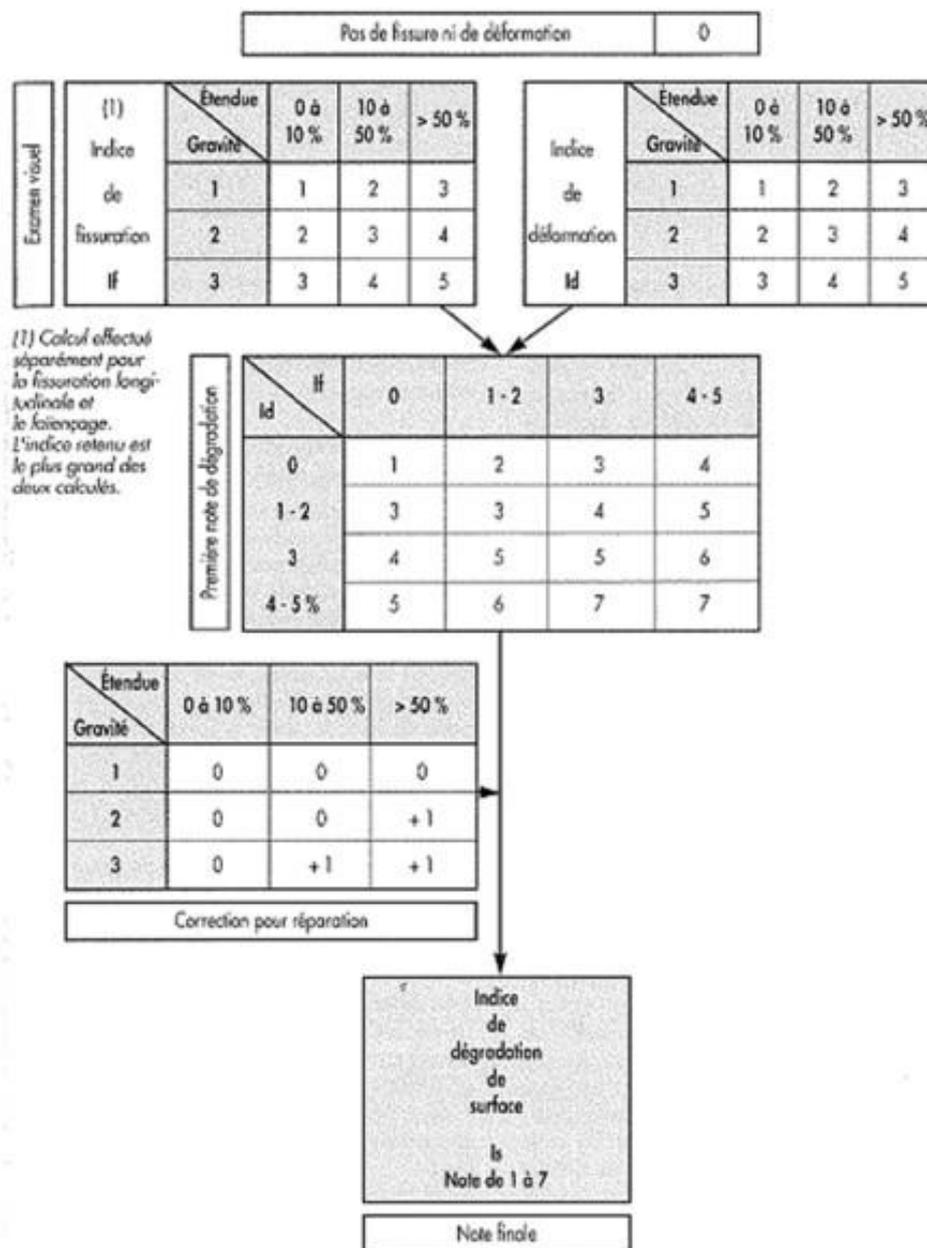


Figure IV.13 – Enfoncement de la plaque en fonction des deux pressions appliquées.

La longueur de base sur laquelle se fait le calcul de l'indice de surface « I_s » peut dépendre de chaque type d'étude, de la banque de données ou d'autres paramètres entrant dans le diagnostic, ainsi que de l'opérateur.

Dans le cas d'étude de systèmes d'aide à la gestion de l'entretien routier, qui sont des études globales, le schéma itinéraire est fait à une échelle d'environ 2 cm par km; la banque de données est elle-même construite avec un pas de l'ordre de 500 m. On pourra donc calculer le « I_s » avec un pas de 500 m.

Dans le cas d'un projet d'entretien d'un itinéraire, le relevé est fait à l'échelle d'environ 5 cm graphique par km, on pourra calculer le « I_s » avec un pas de 200 m.

IV.3.1.4 Recherche de solutions

Concernant la recherche de solutions, la méthodologie des études conduites par le LCPC peut être schématisée de la manière suivante :

- Construction d'une banque de données, relevé de données sur le terrain, détermination de la qualité du réseau au temps t_0 ;
- Analyse des données, détermination de la « solution technique » c'est-à-dire de ce qu'il faut faire à ce réseau routier en fonction de son image qualité au temps t_0 pour lui redonner un certain niveau de service et ce, en dehors de toute contrainte budgétaire ;
- Recherche d'une « solution optimisée » prenant en compte les impératifs techniques et les contraintes budgétaires qui incluent un étalement des travaux sur plusieurs années ainsi qu'une projection dans le temps de l'image du réseau au temps t_0 et de la solution technique.

La solution technique est déterminée en deux étapes à savoir :

- D'abord on associe « état visuel » et « portance » ; la portance est donnée par la valeur de la « déflexion : d » et l'état visuel est représenté par l'indice de dégradation de surface « I_s » déterminé précédemment. De cette association, on déduit une « note de qualité : Q_i » de la chaussée de « 1 à 9 » et une conclusion sur ce qu'il faut faire : soit rien à faire, soit de l'entretien ou soit du renforcement ;
- Ensuite, dans un deuxième temps, on associe la « note de qualité » de la chaussée et le « niveau de trafic » et l'on détermine pour chaque couple de valeur la solution pour les travaux.

IV.3.1.4.1 Détermination de note de qualité de la chaussée « Q_i »

La note de qualité de la chaussée découle du croisement de la valeur de l'indice « I_s » qualifiant la surface de la chaussée et de celle de la « déflexion » qualifiant la portance globale de la chaussée. En effet, l'indice de dégradation « I_s » est classé en trois catégories comme présenté précédemment. Cependant, la déflexion est classée en trois catégories déterminées par deux seuils « d_1 » et « d_2 » à savoir :

- La déflexion « d_1 » est la valeur au-dessous de laquelle on considère que la structure se comporte d'une manière satisfaisante ;
- La déflexion « d_2 » est la valeur au-dessus de laquelle on considère que la structure présente de sérieux défauts de portance ;
- Entre « d_1 » et « d_2 », là il s'agit de la zone d'indétermination.

Le choix des valeurs « $d1$ » et « $d2$ » dépend de nombreux facteurs tels que le climat, la nature et l'épaisseur des chaussées, les sols, les charges à l'essieu. Ces valeurs sont généralement issues de l'expérience dans un pays donné. La grille des notes de qualité de la chaussée en fonction de la déflexion et de l'indice « I_s » est présentée dans le [Tableau IV.18](#). Les notes de qualité signifient ce qui suit :

- **Q₁, Q₂ et Q₃** : ces notes signifient qu'il n'y a rien à faire ou seulement des travaux d'entretien dont la solution sera donnée ultérieurement en fonction du trafic. Lorsqu'il n'y a que des travaux d'étanchéité à envisager, l'indice de fissuration intervient pour déterminer la date et la nature des travaux ;
- **Q₇, Q₈ et Q₉** : ces notes signifient que la chaussée relève de travaux de renforcement dont l'épaisseur dépend du trafic. La solution est donnée ultérieurement ;

Tableau IV.18 – Note de qualité « Q_i » (LCPC-VIZIR 1991).

Déflexion Indice de dégradation I_s	d1		d2
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
1 – 2 Peu ou pas de fissures ou pas de déformations	Q ₁	Q ₃	Q ₆
3 – 4 Fissuré sans ou avec peu de déformation et déformations sans fissures	Q ₂	Q ₅	Q ₈
5 – 6 – 7 Fissures et déformations	Q ₄	Q ₇	Q ₉

- **Q₄, Q₅ et Q₆** : il s'agit d'une zone d'indétermination qu'il convient de lever en recherchant la cause qui est à l'origine du désaccord entre la portance et l'examen visuel. Schématiquement, ceci peut se résumer de la manière suivante :
 - **Q₄** : chaussée présentant un état de dégradation prononcé malgré une bonne portance. Il convient de vérifier la validité de la déflexion (en particulier la période de mesure), ainsi que la nature des dégradations (en particulier l'orniérage des couches d'enrobés qui n'est pas lié à la déflexion). Selon la réponse, Q₄ sera reclassé en Q₂ (priorité à la déflexion) ou Q₇ (priorité à l'état de dégradation) ;
 - **Q₅** : même analyse que précédemment ; on tiendra compte de la position de la déflexion par rapport aux limites, ainsi que du trafic ; selon la réponse, on reclassera en Q₃, Q₇ ou Q₈ ;
 - **Q₆** : chaussée présentant une forte déflexion sans dégradation apparente ; pour valider ou invalider l'état de surface, on vérifiera l'âge de la chaussée ou la date des derniers travaux, ainsi que le niveau de trafic. Selon la réponse, on reclassera en Q₃ ou Q₈.

IV.3.1.4.2 Détermination de la solution

La détermination de la solution déborde du cadre strict de la méthode VIZIR qui est une méthode pour déterminer la qualité d'un réseau routier et les travaux nécessaires à sa remise en état et non une méthode de calcul de renforcement de chaussées. La méthode VIZIR n'a pour but que de situer la place

de l'indice de dégradation « I_s » et de la note de qualité « Q_i » de la chaussée dans le processus de choix d'une solution. Cependant, la solution est déterminée par le croisement de la classe de trafic et de la note de qualité de la chaussée. A titre indicatif, on donne l'exemple de solution qui a été établi pour l'étude de la mise en place d'un système d'aide à la gestion de l'entretien routier en Corée (Tableau IV.19).

Tableau IV.19 – Exemple du tableau de solution en fonction du trafic (LCPC-VIZIR 1991).

		Trafic	0 à 500	500 à 1000	1000 à 2000	>2000
			T4	T3	T2	T1
Entretien	Q1		TS	TS	4BB	5BB
	Q2		TS	TS ou 4BB	4BB	5BB
	Q3		TS ou 4BB	4BB	7BB	7BB
Renforcement	Q6		7BB	7BB	10BB	7ED+5BB
	Q7		7BB	10BB	7ED+5BB	-
	Q8		10BB	7ED+5BB	10ED+5BB	15ED+5BB

IV.3.2 La méthode « VIZIRET »

La méthode « VIZIRET » est basée sur un procédé qui est entièrement identique à celui du VIZIR sauf qu'elle tient compte d'autres types de dégradations qui sont :

- Tôle ondulée ;
- Déformations ;
- Ravine ;
- Nids de poule

A partir des indices des différentes dégradations, on donne à la route l'indice de viabilité IQS (Indice de Qualité Structurale) qui est égal à l'indice maximum de dégradation des quatre familles précitées.

IV.3.3 La méthode « CEBTP-LCPC »

L'autre méthode française d'auscultation des chaussées, est la méthode du « CEBTP-LCPC » qui s'applique tant aux études de réseaux qu'aux études d'itinéraires. Les études de réseaux consistent en une évaluation statistique de la qualité des structures et une détermination des travaux d'entretien et de remise en état. Elles permettent à travers l'évaluation du niveau de qualité des chaussées, de définir en fonction des conditions de trafic, une stratégie d'entretien, de remise en état et d'amélioration des itinéraires. Les études d'itinéraires évaluent les caractéristiques des structures et solutions applicables par tronçons homogènes. Ainsi, les solutions de remise en état vont de la réparation ponctuelle au renforcement en continu sur de grandes longueurs de chaussées en passant par l'amélioration des caractéristiques géométriques et du confort.

IV.3.3.1 Méthodologie

Les auscultations dans les deux cas (études de réseaux et d'itinéraires) sont semblables et s'articulent autour des points ci-après :

- L'historique de la chaussée ;
- Le relevé des dégradations ;
- Les mesures de déflexions.

Ces trois points sont traités dans les mêmes conditions que la méthode VIZIR. A partir des relevés des dégradations, on identifie trois catégories de sections de chaussées à savoir :

- Les sections en bon état apparent ;
- Les sections fissurées ou maillées ;
- Les sections plus ou moins déformées.

Pour quantifier la qualité apparente des chaussées, on adopte une notation qui compare en pourcentage le linéaire d'itinéraire atteint par les dégradations à la longueur de la section unitaire prise en compte (par exemple 500m ou 1000m). Cette notation se présente comme suit (Tableau IV. 20):

- La note de « 1 » est pour moins de 10% de dégradation ;
- La note de « 2 » est pour 10% à 50% de dégradation ;
- La note de « 3 » est pour plus de 50% de dégradation.

Tableau IV.20 – Notation basée sur le degré de dégradation de la chaussée (CEBTP-LCPC 1985).

Fissures Déform.	1	2	3
1	1	2	3
2	3*	4	5
3	5*	6	7

*cas les plus rares

Par combinaison des deux types de dégradations (fissures et déformations), on obtient la grille ci-dessous qui chiffre la qualité apparente d'une section de chaussée (Figure IV.14).

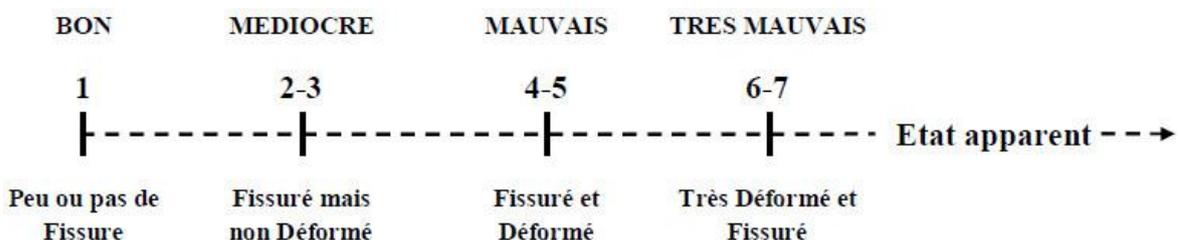


Figure IV.14 – Qualité apparente d'une section de chaussée (CEBTP-LCPC 1985).

Cette méthode fait abstraction des défauts propres à la couche de roulement, arrachement, peignage, ressuage, fluage..., que l'on analyse séparément et qui font l'objet de solutions appropriées de remise en état.

IV.3.3.2 Calage des résultats

Le calage des résultats est une démarche qui vise, à partir des seuils de déflexions caractéristiques propres à l'itinéraire ou au réseau, la comparaison des paramètres d'état apparent et de déflexion en vue de déboucher sur une grille de décision et de choix de solutions comme ci-après :

Tableau IV.21 – Note de qualité « Qi » (CEBTP-LCPC 1985).

Etat apparent	Déflexion	Faible d ₁ d ₂ Elevée		
		Q ₁	Q ₂	Q ₃
Bon	1	Q ₁	Q ₂	Q ₃
Fissuré non déformé sans	2-3	Q ₂	Q ₃	Q ₄
Déformé et fissuré	4-7	Q ₃	Q ₄	Q ₅

IV.4 Conclusion

Ce chapitre a permis d'exposer dans leur plus grande majorité les principaux essais d'identification sur les matériaux utilisés en structures de chaussées routières et ainsi les principales méthodes d'évaluation utilisées dans les études d'expertise des chaussées endommagées. Dans ce dernier chapitre, nous allons présenter les matériaux utilisés dans la formulation des bétons bitumineux.

Chapitre V

Formulation des Bétons Bitumineux

V.1 Introduction

Les chaussées routières sont en permanence soumises à des sollicitations mécaniques et thermiques combinées avec des phénomènes chimiques qui vont participer, plus ou moins rapidement selon leurs niveaux de sollicitation, à la dégradation du revêtement (Perret et al. 2000). Ces éléments, responsables des dégradations, ont pour origine:

- Les sollicitations du trafic : principalement les effets dynamiques dus aux passages répétés des poids lourds, les effets statiques lors du ralentissement du trafic et les frottements de surface pneu-chaussée ;
- Les sollicitations climatiques: entraînant des variations de température au sein des enrobés bitumineux. Ces variations sont soit de courte durée (journalières) ou soit de longue durée (saisonniers) ;
- Les phénomènes chimiques : dus à l'oxydation naturelle des liants hydrocarbonés, à l'action des sels de déverglaçage provenant des entretiens hivernaux, et aux dégradations de surface de la chaussée par le rayonnement solaire.

Ces actions diverses, agissant simultanément sur le revêtement bitumineux conduisent aux dégradations couramment observées (VSS SN 640 925a 1997), notamment:

- Les fissurations de surface sous la forme de fissures isolées ou, dans les cas les plus graves, sous la forme de faïençage généralisé ;
- Les déformations permanentes (ou orniérage) suite à l'accumulation de déformations irréversibles ;
- Les dégradations de surface sous la forme de polissage des granulats, les désenrobages et perte de gravillons, les pelades et les nids de poule.

De ce fait, le besoin d'améliorer ou d'optimiser la durabilité des chaussées routières, tant lors de la conception des chaussées neuves que lors de la maintenance des chaussées routières, est un souci majeur des gestionnaires de réseaux routiers. Dans cette optique, l'évaluation des performances des enrobés bitumineux, à long terme, au travers d'essais de laboratoire pertinents s'avère indispensable. Les nouvelles configurations de charges des poids lourds ont modifié de manière significative les sollicitations des revêtements routiers, entraînant l'apparition de dégradations prématurées sur des chaussées qui se comportaient normalement jusqu'alors, et dont les matériaux répondaient aux spécifications en vigueur. En particulier, les chaussées endurent le remplacement progressif des roues jumelées des poids lourds par des pneumatiques super-larges (de 300 à 500 mm de largeur), ainsi que des pressions de gonflage généralement plus élevées. Ces constatations ont mis en évidence le fait que

certaines essais actuellement utilisés ne sont pas ou plus adaptés pour évaluer la performance des enrobés et méritent d'être remplacés.

Les composants et les enrobés doivent donc être caractérisés par des essais de laboratoire qui permettront d'évaluer les performances à long terme des enrobés bitumineux en vue d'optimiser leur durée de vie. En effet, la formulation des mélanges est, à ce titre, déterminante pour l'obtention d'enrobés bitumineux performants. La composition des enrobés influence de façon déterminante la durabilité et les performances des revêtements.

A ce jour, l'optimisation des formules pour mélanges bitumineux se fait encore par une approche empirique sur la base d'essais traditionnels qui souvent n'offrent qu'une faible corrélation avec les performances réelles des matériaux. Afin de satisfaire aux critères de durabilité des revêtements routiers, il conviendra de sélectionner une gamme d'essais qui permettront d'évaluer de façon satisfaisante la performance des mélanges bitumineux constituant le revêtement des chaussées.

V.2 Bitumes

V.2.1 Définition

Le « *béton bitumineux : BB* » est un enrobé riche en bitume constitué d'un mélange de granulats (sable, gravier et fines), utilisé principalement pour les couches de roulement, c'est-à-dire pour les couches supérieures de la chaussée. Les bétons bitumineux se classent en fonction de leur granulométrie. Ils sont toujours posés sur une couche de base en matériaux hydrocarbonés ou traités au liant hydraulique ou sur une couche de liaison en enrobés pour les couches minces (Figure V.1). Plus précisément, le béton bitumineux est composé de différents éléments à savoir :

- Des gravillons ;
- Du sable ;
- Des fillers ;
- Du bitume utilisé comme liant.

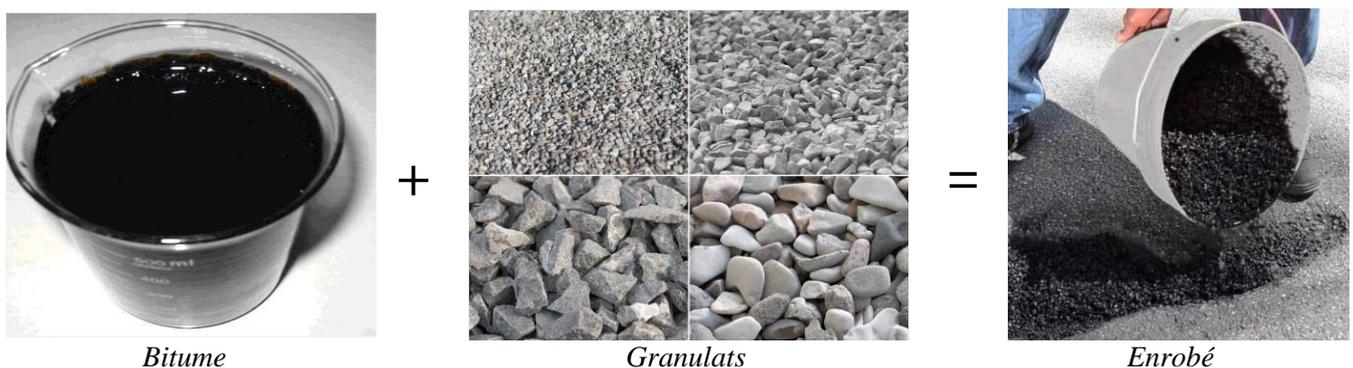


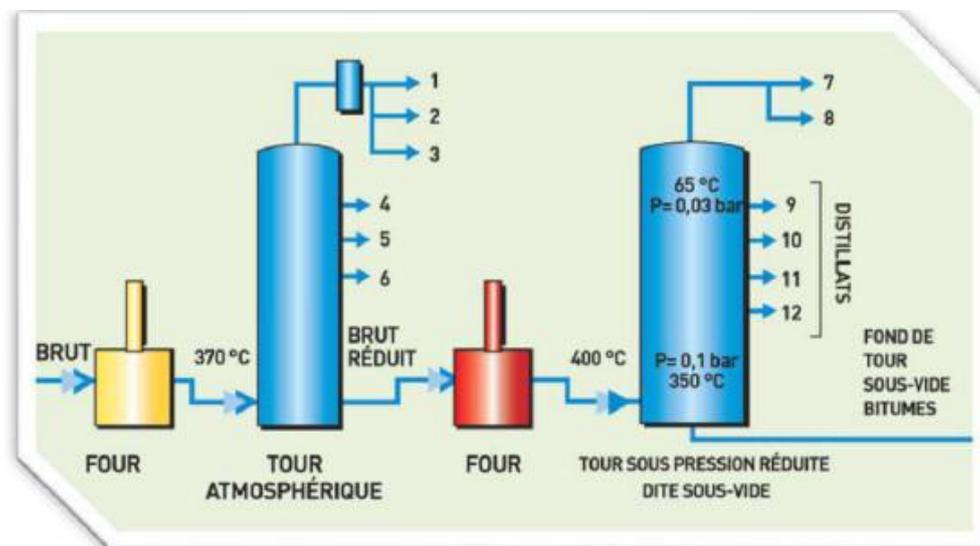
Figure V.1 – Composition d'un enrobé utilisé principalement pour les couches de roulement.

V.2.2 Origine et fabrication

Tous les bitumes sont des produits du pétrole brut où ils se trouvent en solution. Ils sont le résultat de l'élimination des huiles servant de solvant par évaporation ou distillation du pétrole brut. Sachant que

de tels processus pourraient se produire dans la nature, au niveau des couches souterraines, les bitumes proviennent en conséquence de deux sources : naturelle ou industrielle.

- Origine naturelle : La production mondiale est très faible puisqu'elle ne dépasse pas 200 milles tonnes ;
- Origine industrielle : Ce dernier compose deux parties (Figure V.2) :
 - La « *Distillation direct* » : Distillation atmosphérique : Ce mode de raffinage consiste à chauffer en continu par passage dans un four, le brut préalablement décanté et dessalé. Ce brut, porté à une température voisine de 340 °C, est envoyé dans une colonne de fractionnement maintenue à la pression atmosphérique. Le produit récupéré en fond de tour est le brut réduit ;
 - La « *Distillation sous vide* » : A ce stade, le brut réduit provenant de la distillation atmosphérique est, après réchauffage aux alentours de 400 °C, envoyé dans une colonne où règne une pression réduite. Il est possible, dans ce type d'unité, de fabriquer directement toutes les classes de bitumes du 20/30 au 160/220.



- | | | |
|-------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| 1. Gaz | 5. Carburateur | 9. Gasoil sous -vide |
| 2. Essence légère | 6. Gasoil | 10. 1 ^{er} Sous -vide |
| 3. Essence | 7. Vers éjecteurs de vapeur | 11. 2 ^e Sous -vide |
| 4. White-spirit | 8. Gasoil entraîné | 12. 3 ^e Sous -vide |

Figure V.2 – Fabrication des bitumes par raffinage du pétrole.

V.2.3 Propriétés mécaniques et rhéologiques du bitume

Le bitume confère à l'enrobé sa flexibilité et sa capacité à résister à certaines dégradations causées par plusieurs facteurs dont le trafic, les conditions climatiques du site, etc. A température de service élevée, le bitume doit demeurer suffisamment visqueux afin d'éviter que ne se produise le phénomène d'orniérage. A l'opposé, à basse température, le bitume doit conserver une certaine élasticité pour éviter le phénomène de fissuration par retrait thermique et la fragilisation de l'enrobé. Aux températures intermédiaires, il doit être résistant à la fatigue sous l'effet du trafic répété. Deux essais peuvent être effectués afin de caractériser le bitume destiné à la formulation des enrobés pour les couches de roulement à savoir :

- Essai de pénétrabilité à l'aiguille (NF T66-004) ;
- Essai de point de ramollissement bille et anneau (NF T66-008).

V.2.4 Différents types des bétons bitumineux

On distingue de nombreux types de « *béton bitumineux* : *BB* », chacun avec ses caractéristiques et les utilisations propres. Le choix du BB dépend du climat de la région qui doit être pris en compte pour le choix du futur revêtement du fait que :

- Le bitume utilisé peut se ramollir si la chaleur est trop forte ;
- Le béton peut durcir par trop basses températures ;
- La pluie ou la neige tassée sont également des critères à prendre en compte, car le BB peut geler et favoriser la formation de verglas.

V.2.4.1 Le béton bitumineux mince « **BBM** »

Il possède une granulométrie de 0/10 ou 0/14. Ce béton bitumineux est facilement compactable et est parfaitement imperméable. Principalement utilisé pour les parkings ou les trottoirs, son épaisseur varie de 2.5 à 5 cm.

V.2.4.2 Le béton bitumineux très mince « **BBTM** »

C'est sans doute l'enrobé le plus intéressant en termes de rapport qualité-prix. En effet, il dispose d'une très bonne durée de vie ainsi que d'une facilité de mise en oeuvre. Quelle que soit la granulométrie (0/10 ou 0/6), le BBTM dispose d'une épaisseur comprise entre 1.5 et 3 cm.

V.2.4.3 Le béton bitumineux ultra mince « **BBUM** »

Il est destiné aux couches de roulement, c'est-à-dire en contact direct avec les pneumatiques des véhicules, il est tout indiqué pour un parking par exemple. Son épaisseur varie de 1 à 1.5 cm.

V.2.4.4 Le béton bitumineux souple « **BBS** »

Comme son nom l'indique, ce béton est constitué d'un bitume assez mou pour obtenir un enrobé déformable. Cependant, il possède une faible résistance à l'orniérage.

V.2.4.5 Le béton bitumineux drainant « **BBDr** »

L'avantage principal de ce type de béton bitumineux réside dans son excellente adhérence, aussi bien par temps de pluie ou de forte chaleur. De plus, il réduit le bruit de roulement. Pour une allée de jardin, il est alors parfaitement adapté.

V.2.4.6 Le béton bitumineux semi-grenu « **BBSG** »

Celui-ci est l'enrobé à chaud de référence. En effet, il répond à de nombreux besoins (trottoir, allée...) et est très adapté pour un trafic aussi bien moyen que lourd. Son épaisseur varie de 3 à 9 cm, suivant la granulométrie.

V.2.4.7 Le béton bitumineux à modules élevés « BBME »

Ce béton bitumineux fait partie des enrobés structurants. Il possède une excellente rigidité, une durée de vie importante et une bonne résistance à l'orniérage. Son épaisseur peut varier de 4 à 9 cm par couche.

V.2.5 Compactage des bétons bitumineux

V.2.5.1 Pré-compactage des enrobés bitumineux

Le pré-compactage est réalisé par la vibration verticale du dameur ou de la table encore de la combinaison de ces deux éléments. Avec les finisseurs possédant une table ou un dameur vibrant, on peut atteindre un taux de compacité de 80 à 85% alors qu'avec ceux possédant ces deux éléments, cette valeur est plus élevée (elle dépend de la composition des enrobés et de la vitesse d'avancement). Le dameur vibrant doit être placé sur toute la largeur de la table, légèrement sous le niveau de celle-ci. Une course trop courte du dameur rend celui-ci inefficace, par contre une course trop longue peut provoquer des arrachements en surface.

La fréquence de vibration est à adapter à la composition des enrobés et à l'épaisseur de la couche, si celle-ci est faible, la fréquence doit être limitée. Un pré-compactage élevé et uniforme est important pour la planéité finale. La table doit être bien préchauffée avant l'épandage des enrobés. Ce préchauffage, qui doit être uniforme, est plus long pour les couches de surface. Une surchauffe locale de la table peut créer une déformation de celle-ci, avec pour conséquence des irrégularités de profil.

V.2.5.2 Compactage des enrobés bitumineux à chaud

Il est nécessaire de contrôler la planéité et la pente transversale de la surface derrière la table. La phase de compactage vise à augmenter la densité des couches d'enrobés bitumineux répandues afin d'améliorer leur résistance tout en conservant des caractéristiques superficielles d'uni et d'adhérence requise pour la sécurité et le confort, il donne ainsi au matériau mis en oeuvre des caractéristiques définitive qui seront directement perçues par les usagers. Un bon compactage permet d'assurer :

- Une meilleure résistance au fluage ;
- Une amélioration de la résistance à la fatigue et par conséquent une meilleure durée de vie ;
- Une bonne planéité de la surface ainsi qu'une rugosité adéquate.

Actuellement, le compactage est assuré par un mode statique sur nos chantiers, en utilisant principalement un compacteur pneumatique. Les résultats tirés des planches expérimentales réalisées principalement dans notre contexte algérien, ont incité d'introduire le mode de compactage dynamique (compacteur vibrant). Au titre de cette phase de travaux, il nécessite le développement des quatre points importants suivants :

- Le matériel de compactage et ses caractéristiques ;
- Le domaine d'utilisation des compacteurs ;
- Les actions à mener au titre des paramètres influençant le compactage ;
- Les types d'atelier de compactage.

V.2.5.2 Engins de compactage des enrobés

Le compacteur n'est ni plus ni moins un rouleau compresseur indispensable à la réalisation d'un chantier routier. Son rôle est de tasser et aplanir l'enrobé sur le sol. Généralement le compactage débutera sur les raccords et en bordure de chaussée. Un autre passage tassera et pressera le revêtement. On observe dans la plupart des cas que plus le niveau de compaction n'est bon, meilleures sont les performances. De base, les sols routiers sont composés de matériaux solides tels que les granulats, le sable; des matériaux liquides comme le bitume et l'émulsion et d'air. Le compactage permet donc de stabiliser le sol grâce à un rapprochement et un tassement des matériaux, mais aussi en expulsant l'air. Le compactage se présente donc comme une opération finale et délicate du chantier. C'est une étape à la fois décisive pour la durabilité de la chaussée en conséquence de la compacité obtenue, mais également concernant la qualité en surface concernant l'uni et la texture. Les principaux engins utilisés dans la réalisation des bétons bitumineux (couche de roulement) sont présentés dans la [Figure IV.3](#).



Compacteur pneumatique



Alimenteur du finisseur d'enrobé



Finisseur d'enrobé



Compacteur à cylindre lisse

Figure V.3 – Engins utilisés dans la réalisation des bétons bitumineux.

Les compacteurs sont classés en quatre types à savoir :

- Les « *compacteurs à pneu pour des matériaux à surfacer* » : ils sont généralement assez mobiles (une vitesse allant de 3 à 6Km/h), et souvent choisis pour des sols sableux ou argileux, s'il peut à peu près tout faire : terrassement, chaussée, enrobé ;
- Les « *compacteurs statiques à pied dameurs* » : ils sont utilisés surtout pour les gros terrassements (une vitesse allant de 6 à 12Km/h) ;
- Les « *compacteurs statiques à cylindres lisses* » : ils sont réservés pour le compactage d'enrobé inférieur à 4cm donc très fin ;

- Les « compacteurs vibrants à cylindres lisses ou pieds dameurs » : ils peuvent servir pour la majorité des utilisations et notamment lors de la pose d'enrobés ou de matériaux flottants ou à forte épaisseur (une vitesse allant de 3 à 12Km/h).

Le matériau répandu est amené à un pourcentage de vide permettant d'obtenir les performances souhaitées en utilisant l'un des modes de compactage suivant ou la combinaison de certains d'entre eux.

- Le « compactage par compression » défini par l'effet de la pression de contact de la roue avec le matériau en surface ;
- Le « compactage par pétrissage » défini par l'effet de la charge de la roue dans la partie inférieure de la couche ;

Le « compactage par vibration » défini par l'effet de vibration du cylindre en assurant le compactage par réarrangement des grains.

V.3 Méthodes de formulation des bétons bitumineux

A ce jour, aucune méthode universelle s'affranchissant totalement de l'empirisme n'ait été mise au point ce qui a conduit les chercheurs à développer plusieurs méthodes de formulation d'où d'énormes progrès ont déjà été réalisés dans ce cadre.

V.3.1 Objectif principal de la formulation

L'objectif principal de la formulation est de déterminer une composition optimale de « granulates », de « liants » et de « vides » qui permette d'atteindre les « performances » suivantes à savoir :

- Le module complexe E^* ;
- La résistance à la fatigue mécanique ;
- La résistance aux déformations permanentes ;
- La résistance aux sollicitations thermiques ;
- La résistance aux fissurations de retrait hydraulique.

D'autres performances non mécaniques doivent être considérées afin de caractériser les performances des chaussées, ce sont :

- L'adhérence ;
- La résistance à l'arrachement ;
- Le vieillissement ;
- La susceptibilité hydraulique.

V.3.2 Méthode Hveem

Les grands concepts derrière cette méthode ont été énoncés par « Francis N. Hveem » qui est un ingénieur de la « Californian Department of Transportation ; CDT », dans les années 1930. Cette méthode a par la suite subi diverses améliorations pour devenir la méthode officielle de la CDT ([Asphalt Institute 1997](#)). La procédure de formulation peut se définir en plusieurs étapes :

V.3.2.1 Le choix des matériaux

Ce choix doit être en accord avec le cahier des charges du projet. Les matériaux doivent satisfaire les propriétés physico-chimiques fixées dans celui-ci.

V.3.2.2 Le choix de la courbe granulométrique

La combinaison des différentes tailles d'agrégats doit permettre d'obtenir une courbe granulométrique aussi proche que possible de la courbe de référence fixée dans le cahier des charges.

V.3.2.3 La détermination de la teneur en liant approximative

Cette estimation découle de deux essais propres à cette méthode : le « *Centrifuge Kerosene Equivalent ; CKE* » et le « *Surface Capacity* ». En fonction de ces tests et de la densité réelle des fines et des pierres on peut, à travers des abaques spécifiques, obtenir une estimation de la « *teneur en liant optimale* ».

V.3.2.4 La préparation des échantillons

Les échantillons sont fabriqués selon une procédure et dans des moules normalisés. Le compactage se fait grâce à un compacteur mécanique avec une méthodologie qui est aussi normalisée. On devrait préparer un échantillon à la teneur en liant obtenue précédemment, deux avec des teneurs en liant inférieures « *-0.5% et -1.0%* » et un avec une teneur en liant supérieure « *+0.5%* ».

V.3.2.5 Test de stabilité et de ressuage

Une fois compactés les échantillons sont soumis à ces deux tests. L'appareillage du « *test de stabilité* » est propre à la « *méthode Hveem* » ; des valeurs de stabilité minimales sont fixées en fonction du trafic. Le « *test de ressuage* » est plutôt qualitatif.

V.3.2.6 Le choix de la teneur en liant optimale

La teneur en liant optimale est la teneur en liant maximale dont l'échantillon satisfait les conditions de stabilité minimale, ne présente pas un ressuage important et la teneur en liant est au moins égale à 4%. Si cette valeur est celle de la teneur en liant maximale préparée (estimation +0.5%) alors il faut préparer un échantillon supplémentaire avec une teneur en liant supérieure de +0.5% et refaire la procédure.

V.3.3 Méthode Marshall « Marshall Mix Design »

Les premiers concepts de cette méthode furent développés par Bruce Marshall vers la fin des années 1930, puis révisés et améliorés par la « *U.S. Army* ». Cette méthode, recommandée par les normes VSS en Suisse, vise à choisir la teneur en liant, pour une certaine densité du mélange, qui satisfait une stabilité minimale et un fluage évoluant dans un intervalle d'acceptation ([Asphalt Institute 1997](#)). La procédure de formulation peut se résumer en six étapes distinctes :

V.3.3.1 Le choix des agrégats

Les agrégats sont choisis selon leurs caractéristiques physiques (dureté, propreté, forme,...). Une fois ce choix effectué on détermine leur granulométrie et leur densité puis on choisit les différents agrégats nécessaires à l'obtention de la courbe granulométrique de référence.

V.3.3.2 Le choix du liant

Cette méthode ne possédant pas une procédure de sélection et d'évaluation normalisée, le choix est laissé à l'ingénieur qui devra réaliser les essais qu'il juge nécessaires.

V.3.3.3 La préparation des échantillons

Les échantillons sont fabriqués dans des moules normalisés. Typiquement on prépare cinq « 5 » mélanges avec des teneurs en liant différentes, et, pour chaque mélange, trois échantillons. Les échantillons sont ensuite compactés à l'aide d'un marteau aux dimensions normalisées et selon des règles bien précises.

V.3.3.4 Détermination de la stabilité et du fluage

Une fois compactés les échantillons sont soumis à un essai de stabilité et fluage. La stabilité est la force maximale que peut supporter l'échantillon et le fluage est la déformation plastique qui s'ensuit. Ces deux valeurs sont en quelque sorte des mesures permettant de prévoir la performance de l'enrobé.

V.3.3.5 Calcul de la densité et des vides

La densité et les vides (vides du mélange, vides du squelette minéral, vides remplis par le bitume) permettent de caractériser le mélange.

V.3.3.6 Choix de la teneur en liant optimale

Ce choix dépend de la combinaison des résultats de stabilité et fluage, des vides et de la densité. Ainsi six « 6 » graphes représentant l'évolution du pourcentage de vides, de la densité, du fluage, de la stabilité, des vides du squelette minéral « VMA » et des vides remplis par le bitume « VFA » en fonction de la teneur en liant sont tracés. Le choix du pourcentage de vides du mélange permet d'une part d'obtenir la teneur en liant optimale et d'autre part de vérifier si cette teneur en liant satisfait les exigences sur les autres paramètres. Ces deux actions se font graphiquement à l'aide des courbes issues des essais sur les échantillons.

V.3.4 Méthode Américaine SUPERPAVE « SUPERPAVE Mix Design »

Cette méthode de formulation a été développée aux Etats-Unis pour remplacer la méthode Marshall. Elle connaît une grande application dans le domaine. Ainsi en 2000, 62% de la production totale en tonnes de revêtement bitumineux s'est faite par l'utilisation de cette méthode. Dans le cadre du programme de recherche « *Strategic Highway Research Program : SHRP* » dont les objectifs étaient d'améliorer le choix des matériaux et la formulation d'enrobés bitumineux, une nouvelle méthode de

formulation a été mise au point au début des années 90 : la méthode SUPERPAVE « *Superior Performing Asphalt Pavement* » (WTFTCR 2001). La méthode de formulation « SUPERPAVE » est basée sur le concept de maniabilité lors de la pose ainsi que de la performance de l'enrobé dans le temps. Elle peut se diviser en quatre étapes (Asphalt Institute 2001) :

V.3.4.1 Le choix des agrégats

Ce choix suit trois critères différents. La courbe granulométrique qui doit être comprise entre deux limites et doit passer par des points fixes. Les spécifications caractéristiques des agrégats « *consensus properties* » : angularité, forme et équivalent en sable. Les critères spécifiques à la source des agrégats « *source properties* » : dureté, bruit et propreté.

V.3.4.2 Le choix du liant

Ce choix dépend, outre des caractéristiques physiques du liant (pénétration, viscosité, etc.), des conditions climatiques et du type de trafic. Il existe une graduation des liants « *performance grading (PG) system* » qui est fonction de la température maximale et minimale de la chaussée et des conditions de trafic. La détermination de ces trois paramètres associée avec une fiabilité minimale du résultat « *reliability design* » permet de définir le *grade* minimal du liant à utiliser.

V.3.4.3 Choix de la teneur en liant optimale

Des échantillons sont fabriqués avec quatre teneurs en liant différentes (variation de $\pm 0.5\%$) et soumis au compactage dans la *Superpave* « *Gyratory Compactor : PCG* » ou « *presse à cisaillement giratoire* ». On trace le graphique densité théorique maximal de l'enrobé en fonction du nombre de girations pour les quatre échantillons. Ensuite on détermine graphiquement la teneur en liant qui satisfait le pourcentage de vides voulu et le nombre de girations nécessaires pour l'obtenir. Le nombre de girations est défini par les conditions de trafic.

V.3.4.4 Essais de performances

Cette dernière étape, encore en développement, normalisera les essais à faire pour déterminer les caractéristiques mécaniques des mélanges, à savoir le « *module dynamique* », le « *flow time* » et le « *flow number* » (Bonaquist et al. 2003).

V.3.5 Méthode Française

Cette méthode (utilisée en Algérie) repose sur deux grands axes. Le premier est la détermination de la quantité minimale de liant en fonction de la granulométrie du mélange. Le deuxième est l'utilisation de la presse à cisaillement giratoire pour estimer le comportement lors du compactage du mélange.

V.3.5.1 Quantité minimale de liant bitumineux

Dans l'approche qui s'est codifiée en France dans les années cinquante, pour une composition granulométrique donnée, on définit une quantité de liant bitumineux minimale pour assurer une bonne durabilité du mélange par la notion de « *module de richesse : K* » ($2 \leq k \leq 2.6$ pour les GB et $3.3 \leq k$

≤3.9 pour les BB). Cette grandeur, qui est proportionnelle à une épaisseur conventionnelle du film de liant enrobant les granulats, est donnée par l'expression suivante qui relie le « K » à la teneur en liant « TL » et à la « surface spécifique conventionnelle des granulats : Σ » (Eq. V.1) :

$$TL = K * \alpha \sqrt[5]{\Sigma} \quad (\%) \quad (\text{Eq. V.1})$$

Où :

α : Coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats calculé à l'aide de l'expression ci-dessous (MVR_g est la masse volumique réelle des granulats) (Eq. V.2) :

$$\alpha = \frac{2.65}{MVR_g} \quad (-) \quad (\text{Eq. V.2})$$

Σ : La surface spécifique conventionnelle calculée à l'aide de l'expression (Eq. V.3):

$$100\Sigma = 0.25G + 2.3S + 13s + 135f \quad (-) \quad (\text{Eq. V.3})$$

Avec les proportions massiques :

G : des éléments supérieurs à 6.3 mm ;

S : des éléments compris entre 6.3 mm et 0.315 mm ;

s : des éléments compris entre 0.315 mm et 0.08 mm ;

f : des éléments inférieurs à 0.08 mm.

V.3.5.2 Essai à la presse à cisaillement giratoire

Une composition du mélange étant choisie par référence à l'expérience antérieure, son comportement lors du compactage est estimé à l'aide de l'essai à la « presse à cisaillement giratoire ». Une quantité prédéterminée du mélange hydrocarboné, portée à la température usuelle de fabrication de l'enrobé en centrale, est placée dans un moule cylindrique de 150 mm ou 160 mm de diamètre. Le compactage est obtenu par l'action concomitante :

- D'une force de compression statique assez faible correspondant à une pression de 0.6MPa ;
- D'une déformation de l'éprouvette à laquelle on impose que son axe longitudinal décrive une surface conique de révolution, de sommet « O » et d'angle au sommet « 2α », pendant que les surfaces d'extrémité de l'éprouvette restent sensiblement horizontales. L'angle « α » est d'environ « 1° ». Il est déterminé pour chaque type de machine de façon à obtenir des pourcentages de vides fixés sur des matériaux pris comme référence. La vitesse de rotation a peu d'influence sur le résultat, elle est prise couramment égale à « 30 tours/min ».

L'interprétation de l'essai du point de vue de l'appréciation du comportement lors du compactage du mélange est faite en considérant les valeurs de pourcentages de vides obtenues en général après « 10 girations » et après un « nombre de girations : Ng » de [25, 40, 60, 80, 100, 120 ou 200] qui dépend du type d'enrobé étudié. Après « 10 girations », il est en général spécifié une valeur minimale du pourcentage de vide (de l'ordre de « 14% » pour des matériaux en couche de base) afin d'éviter d'avoir un mélange trop maniable qui s'avèrerait difficile à compacter sans déformations excessives et conduirait à un matériau qui se révélerait aussi instable sous le trafic. Après « Ng girations », il est

spécifié cette fois une fourchette de valeurs pour le pourcentage de vides (pour des bétons bitumineux courants utilisés en couche de surface, les pourcentages de vides doivent être compris entre 5% et 10%. Pour des enrobés destinés à des couches de base, seule la valeur maximale est spécifiée, elle peut atteindre 11%). La valeur maximale est destinée à assurer la durabilité du mélange, la valeur minimale vise à éviter une compacité excessive qui favoriserait l'instabilité du mélange et le développement de l'orniérage par fluage sous trafic, ainsi qu'à assurer le maintien d'une macro - texture suffisante pour les couches de roulement.

V.3.6 Méthode Belge « Formulation CRR »

Le « Centre de Recherche Routière : CRR » belge a également développé une méthode de formulation pour les enrobés bitumineux. Celle-ci se caractérise par le fait qu'elle est analytique; l'utilisation d'un essai en laboratoire n'est justifiée que comme moyen de vérification des valeurs déterminées par la formulation volumique. La procédure de formulation est identifiée dans la Figure V.4 et peut se résumer en trois phases à savoir (CRR 1987, 1997) :

V.3.6.1 Choix et caractérisation des matériaux

Comme pour les autres méthodes, le choix des composants du mélange est d'une grande importance pour le résultat et les performances de l'enrobé. Il est important de connaître les caractéristiques physiques des agrégats (granulométrie, dureté, propreté, etc.) et du liant (pénétration, susceptibilité thermique, etc.).

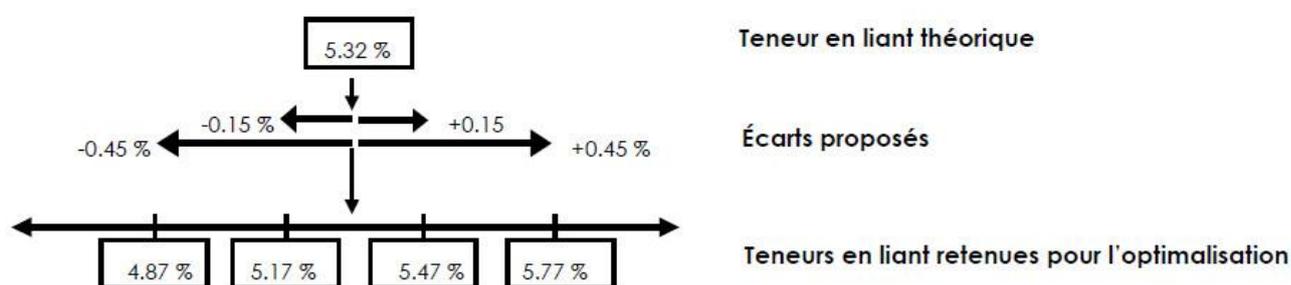


Figure V.4 – Exemple de choix des teneurs en liant en vue de l'optimisation par la compacité.

V.3.6.2 Formulation à base d'une méthode analytique

La composition d'un mélange doit en premier lieu être conçue sur la base d'une méthode analytique prenant en compte les paramètres importants. Cette phase est intégrée dans le « logiciel spécifique PRADO ».

V.3.6.3 Vérification des résultats de la formulation

L'utilisation d'un essai de laboratoire permet de vérifier les résultats de la formulation analytique et, le cas échéant, de corriger les éventuels écarts en agissant soit sur la composition soit sur les matériaux. Ce n'est que lorsque l'essai est en accord avec les résultats que l'on peut passer à l'étape finale qui sont le passage d'une formulation volumique à une formulation massique, grâce aux masses volumiques des composants, et le calcul des caractéristiques mécaniques de l'enrobé ainsi obtenu.

V.3.7 Méthode de formulation utilisée en Algérie

La « *formulation en Algérie* » est basée sur la « *vérification des caractéristiques des composants* » ainsi que sur les deux essais « *Duriez* » et « *Marshall* » en fonction des matériaux granulaires. On choisit une formule qui donne un mélange ayant la meilleure « *aptitude au compactage* » et qui pourrait donner une meilleure « *stabilité au mélange hydrocarboné* ». Les fractions granulaires sont choisies parmi les suivantes : « *0/3, 3/8, 8/15* », les caractéristiques des granulats sont représentés comme suit (Tableau V.1) :

Tableau V.1 – Fractions granulaires « 0/14 » des bétons bitumineux « BB-0/14 ».

Passants au tamis (mm)	BB-0/14
20	-
14	94-100
10	72-84
6.3	50-66
2	28-40
0.08	7-10

Par définition, la teneur en bitume est la masse du liant sur la masse des granulats secs exprimé en pourcentage, et pour cela on utilise la formule « Eq. V.1 » décrite dans le « *paragraphe V.3.5* ». La « *compacité : C* » est une conséquence directe de la formulation, pour ce calcul, il faut connaître la densité apparente de l'éprouvette « γ_{app} », la densité du bitume « γ_b », la densité de chacun des agrégats « $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \dots etc.$ », les pourcentages en poids de chacun des constituants rapportés à 100 (liant et filler compris). Donc la densité réelle « γ_{rel} » du matériau enrobé est calculée comme suit (Eq. V.4) :

$$\gamma_{rel} = \frac{100}{(P_b/\gamma_b) + (P_{G1}/\gamma_{G1}) + (P_{G2}/\gamma_{G2}) + \dots} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (\text{Eq. V.4})$$

Où :

γ_{app} : la densité apparente de l'éprouvette ;

γ_b : la densité du bitume ;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{G3} \dots etc.$: les densités des agrégats 1, 2, 3, ... etc. ;

P_b : le pourcentage en poids du bitume ;

$P_{G1}, P_{G2}, P_{G3} \dots etc.$: les pourcentages en poids des agrégats.

Le pourcentage volumétrique des vides « V_V » de l'éprouvette est déterminé par la formule décrite ci-dessous (Eq. V.5) :

$$V_V = \frac{(\gamma_{rel} - \gamma_{app})}{\gamma_{rel}} * 100 \quad (\%) \quad (\text{Eq. V.5})$$

La compacité « C » de l'enrobé est déterminée par la formule suivante (Eq. V.6) :

$$C = 100 - V_V \quad (\%) \quad (\text{Eq. V.6})$$

V.3.8 Paramètres influençant le choix d'une formulation

Les principaux caractères consistent à choisir les granulats, le liant et les ajouts utilisés pour la fabrication de l'enrobé. Ceci sur la base des considérations suivantes :

- Trafic ; volume, pourcentage de poids lourds, charge par essieu ;
- Climat : pluviométrie, gel-dégel, température, ensoleillement ;
- Position de la couche : roulement, base, fondation liée ;
- Fonction de la couche : adhérence, perméabilité, bruit, orniérage, etc.

V.4 Etapes et procédure de formulation des « BB »

V.4.1 Etapes de formulation des « BB »

Les différentes étapes de formulation des bétons bitumineux peuvent se résumer dans le schéma ci-dessous (Figure V.5) :

Remarque :

Les caractéristiques des agrégats intervenant dans la formulation des enrobés doivent être déterminées par les essais ci-dessous à savoir :

- Masse volumique (NF P18-560) ;
- Analyse chimiques sommaires (NF 15-461) ;
- Analyse granulométrique (NF P18-560) ;
- Equivalent de sable à 10% de fine (NF P18-597) ;
- Propreté superficielle (NF P18-591) ;
- Essais d'aplatissement (NF P18-561) ;
- Essai Los Angeles (NF P18-573) ;
- Essai Micro-Deval en présence d'eau (MDE) (NF P18-572).

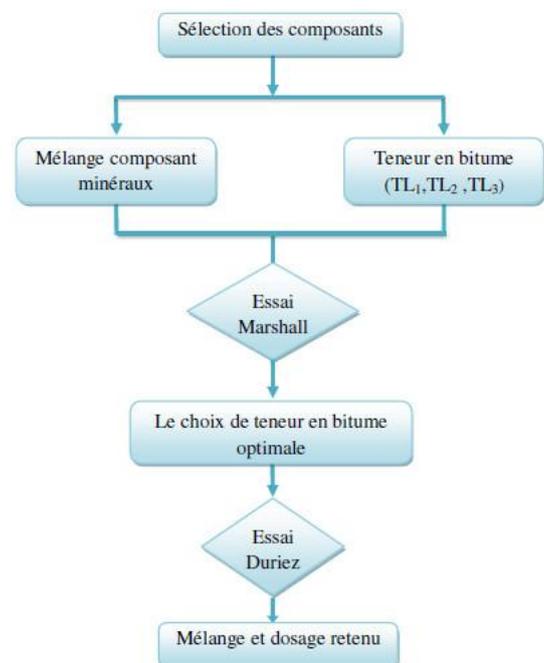


Figure V.5 – Etapes de formulation.

V.4.2 Equipements et procédures d'essais

V.4.2.1 Essai Marshall

Le concept de l'essai Marshall était développé par « Bruce Marshall » en 1948 au Mississippi State Highway Department, USA. Cet essai permet de mesurer en laboratoire, avec une température et une énergie de compactage données, la résistance d'une éprouvette à la déformation sous l'application graduelle d'une charge et la déformation subie par cette éprouvette au moment de sa rupture sous l'application de la charge maximale dite « stabilité » et « fluage Marshall ». Ces derniers facteurs permettent de donner des indications sur la qualité globale de l'enrobé dont le choix et le dosage des constituants pour obtenir une meilleure composition ou une formulation à adopter pour un enrobé (La stabilité présente un maximum pour une certaine teneur en bitume, puis elle décroît).

V.4.2.1.1 Principe de l'essai

L'essai de stabilité Marshall est un essai de compression exercée suivant la génératrice d'une éprouvette cylindrique semi-frettée (Figure V.6). Cette compression est appliquée sur l'éprouvette après 30 mn d'immersion dans un bain d'eau à 60°C, et à la vitesse de 0.85mm/s ± 0.1mm/s.

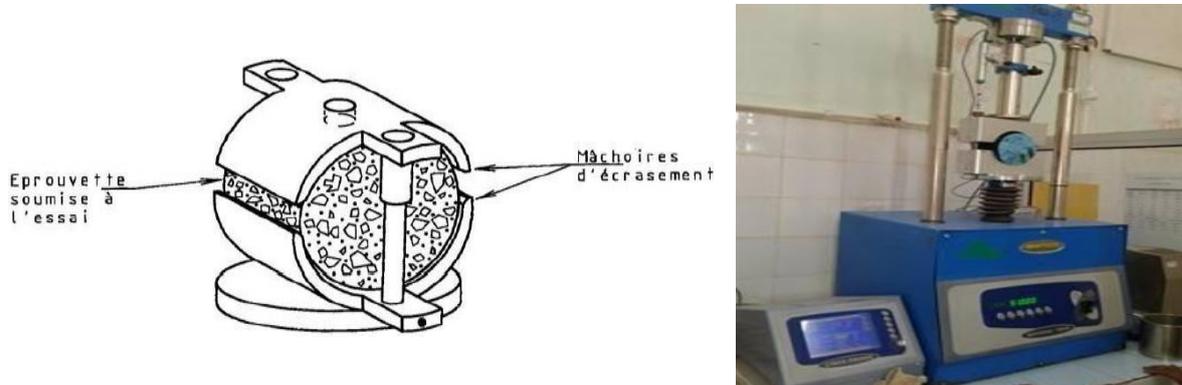


Figure V.6 – Machine de l'essai Marshall.

V.4.2.1.2 Déroulement de l'essai

Après confection des éprouvettes, une partie sera réservée pour déterminer la densité apparente et l'autre sera réservée pour déterminer la stabilité et le fluage. On immerge les éprouvettes dans le bain thermostatique réglé à 60°C ± 0.5 °C avec les mâchoires d'écrasement pour une durée de 30 mn (± 1mn). Pendant ce temps, on installe également le dispositif contrôleur de cadence réglé pour une vitesse 0.85 mm/s ± 0.1mm/s. L'éprouvette est placée dans les mâchoires d'écrasement, l'ensemble est porté entre les plateaux de la presse pour être soumis à l'essai de compression. Ces opérations doivent être réalisées en moins d'une minute. La rupture se produit au moment de l'arrêt de l'appareil puis on note les chiffres qu'indiquent l'écran de l'appareil « stabilité » et « fluage » (NF P98-251-2). Les mêmes étapes sont faites pour toutes les éprouvettes réalisées.

V.4.2.1.3 Expression des résultats

Cet essai permet d'obtenir d'une part la contrainte à la rupture ; elle est donnée par l'équation suivante (Eq. V.7) :

$$\sigma_{\text{rupture}} = \frac{2P}{\pi h D} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{Eq. V.7})$$

Où :

P : charge de rupture (N)

h : hauteur de l'éprouvette (mm)

D : diamètre de l'éprouvette (mm)

On calcule également la déformation à la rupture au cours de l'essai à 45°C (Eq. V.8) :

$$\varepsilon_{\text{rupture}}(45^\circ\text{C}) = \frac{\Delta D}{D} \quad (-) \quad (\text{Eq. V.8})$$

Où :

ΔD = déformation verticale

D = diamètre de l'éprouvette

V.4.2.2 Essai Duriez

L'essai « Duriez » ou essai de « *compression-immersion* » ayant pour but de caractériser les qualités de résistance à la compression et résistance au désenrobage par l'eau des matériaux enrobés. Effectivement cet essai permet de déterminer à 18°C pour un compactage donné, la tenue à l'eau d'un mélange hydrocarboné à partir du rapport de résistance à la compression avant et après immersion des éprouvettes. L'essai « Duriez » est réalisé sur les éprouvettes qui donnent des meilleures « *stabilités Marshall* » correspondant aux teneurs en « *bitumes optimales* ».

V.4.2.2.1 Principe de l'essai

Les éprouvettes nécessaires à la réalisation de l'essai sont fabriquées par compactage statique à double effet. Les éprouvettes sont soumises à l'essai de compression après conservation à 18 °C dans des conditions définies : à l'air pour certaines éprouvettes, en immersion pour d'autres durant 7 jours. La tenue à l'eau est caractérisée par le rapport des résistances avant ou après immersion (Figure V.7).



Figure V.7 – Machine de l'essai Duriez avec l'exemple d'une éprouvette confectionnée.

V.4.2.2.2 Déroulement de l'essai

J étant le jour de confection des éprouvettes, on commence la conservation sans immersion au jour « J +1 ». Les éprouvettes sont conservées à 18°C ± 1°C et dans une ambiance à 50 % ± 10% d'humidité relative pendant 7 j. À jour « J +8 », les éprouvettes sont soumises à l'essai de compression, qu'elles aient été conservées avec ou sans immersion. Pour chaque éprouvette, le délai entre la sortie du dispositif de maintien en température et le début de l'écrasement est inférieur à 2 min. La vitesse du plateau de la presse est réglée à 1 mm ± 0.1 mm. La « *résistance à la compression simple* » est déterminée à partir de la charge maximale à la rupture de l'éprouvette d'essai exprimée en « Kg », en divisant sur 50, on a la « *résistance à la compression* » exprimée en « Kg/cm² » qu'on s'appelle « *stabilité Duriez* » (NF P98-251-1). Les mêmes étapes sont faites pour toutes les éprouvettes réalisées.

V.4.3 Confection des éprouvettes pour les essais « Marshall » et « Duriez »

La bonne confection des éprouvettes est une étape primordiale. En effet, les éprouvettes des bétons bitumineux sont confectionnées suivant le type d'essai soit « *Marshall* » ou « *Duriez* ».

V.4.3.1 Préparation des mélanges

La préparation de mélange de béton bitumineux au niveau du laboratoire peut se réaliser conformément à la norme [NFP 98-250-1](#) soit pour l'essai « *Marshall* » ou pour l'essai « *Duriez* ».

V.4.3.1.1 Préparation des agrégats

Chacun des types des agrégats entrant dans la composition du mélange hydrocarboné doit être prélevé selon la norme [NF P18-553](#) « *préparation d'un échantillon pour essai* ». Les différents agrégats sont chauffés dans des récipients dans une étuve à 160°C de température.

V.4.3.1.2 Préparation du liant

Une quantité de liant correspondant aux besoins de l'essai est prélevée sans dépasser 100°C. Le liant prélevé est placé dans un récipient remplis et fermé. La mise en température du liant est effectuée en deux phases :

- Le récipient rempli et fermé, placé en étuve, est porté à la température de référence (généralement entre 140°C et 180°C) ;
- Le récipient est placé sur une plaque chauffante et son contenu est agité constamment pour homogénéiser sa température, et le maintenir à sa température de référence. Cette opération ne doit pas se prolonger plus de 10mn.
- La température de référence de préparation des mélanges est définie suivant la catégorie du liant hydrocarboné utilisée comme suit ([NFP 98-250-1](#)): Bitume 80/100 : 140°C ± 5°C, Bitume 60/70 : 150°C ± 5°C, Bitume 40/50 : 160°C ± 5°C et Bitume 20/30 : 180°C ± 5°C.

V.4.3.1.3 Malaxage

La cuve contenant les agrégats à mélanger est installée sur le malaxeur en essayant de limiter au maximum les déperditions de température. Le malaxeur est actionné pendant 30s ± 5s afin de bien homogénéiser les sables. Si une fois le liant est versé, la masse du liant ne doit pas dépasser plus de 1% en valeur relative à la masse du liant théorique sinon la gâchée est rejetée. La durée de malaxage doit conduire à un mélange visuellement homogène donc la durée totale du malaxage est comprise entre 2 et 3 mn. Après la fin de malaxage, le mélange doit être utilisé immédiatement avant le refroidissement sinon la gâchée est rejetée. La masse du bitume se calcule à partir de la masse des agrégats comme l'indique la formule suivante (Eq. V.9) :

$$ML = \frac{(MA * TL)}{100} \quad (g) \quad (Eq. V.9)$$

Où

ML : la masse du bitume (du liant) utilisé (g) ;

MA : la masse du mélange des agrégats utilisés (g) ;

TL : la teneur en bitume (en liant) utilisé dans un mélange (%).

V.4.3.2 Confection des éprouvettes pour l'essai « Marshall »

V.4.3.2.1 Remplissage des moules et compactage

On pèse une quantité m égale 1200g de mélange à 0.1% près en valeur relative. Après avoir placé un disque de papier en fond de moule, les moules sont portés à la température de référence de préparation des éprouvettes 2h au minimum, et on met en place la hausse puis on introduit le mélange en une seule fois dans le moule légèrement enduit d'oléate de soude glycéro (Figure V.8).



Figure V.8 – Remplissage du moule et compactage.

Ensuite, on place le deuxième disque de papier sur le mélange. On met les moules dans l'appareil et on le compacte avec 50 coups pendant $55 \text{ s} \pm 5 \text{ s}$. On démonte et remonte le moule en intervertissant la base et la hausse et on répète à nouveau le damage. Le nombre total des coups est de 100 coups. Le moule est conservé 5h au moins à température ambiante (15 à 25° C) après leur compactage.

V.4.3.2.2 Démoulage

Après refroidissement les moules et pour les démouler, on fait passer l'éprouvette dans la hausse en s'aidant du piston extracteur et de la presse comme la (Figure V.9) explique cette démarche. La confection des autres éprouvettes se fait en suivant les mêmes étapes précédentes.

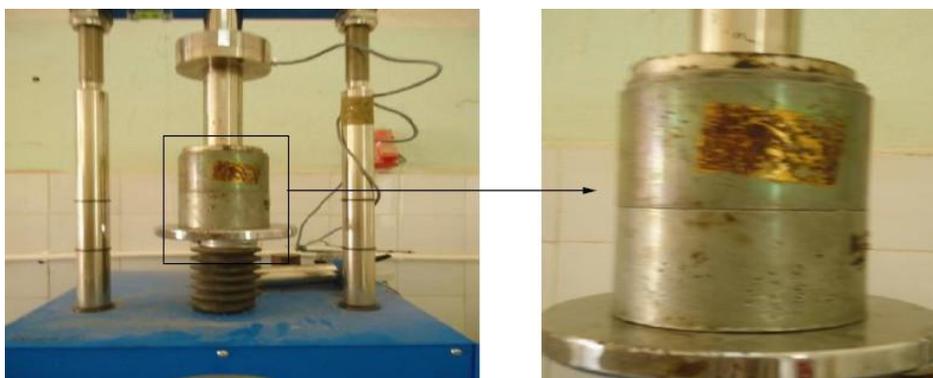


Figure V.9 – Opération de démoulage.

Quand les éprouvettes sont prêtes, on commence le déroulement de l'essai Marshall qui on détermine de celui-ci les paramètres suivants :

- La densité apparente de l'éprouvette et la densité théorique (absolu) de l'éprouvette ;
- Compacité de l'éprouvette ;
- % des vides résiduels ou vides de l'éprouvette ; % des vides occupé par l'air et le bitume (vide de l'agrégat) et % des vides comblés par le bitume ;
- Déformation ou fluage Marshall en « mm » et stabilité Marshall en « Kg ».

V.4.3.2.1 Eprouvette après confection

Comme dans les autres méthodes d'analyse, l'éprouvette Marshall est déterminée par confection d'une éprouvette cylindrique (Figure V.10), d'une masse indicative de 1200g, de 105 mm de diamètre et de 63.5 mm de hauteur théorique.



Figure V.10 – Eprouvette après confection pour soumettre l'essai Marshall.

V.4.3.3 Confection des éprouvettes pour l'essai « Duriez »

V.4.3.3.1 Remplissage des moules et compactage

Un piston est placé à la partie inférieure du moule. On introduit le mélange en une seule fois dans le moule très légèrement enduit d'oléate de soude glycéricé (les moules sont portés à la température de référence de préparation des éprouvettes 2 h au minimum) avant l'opération (Figure V.11).

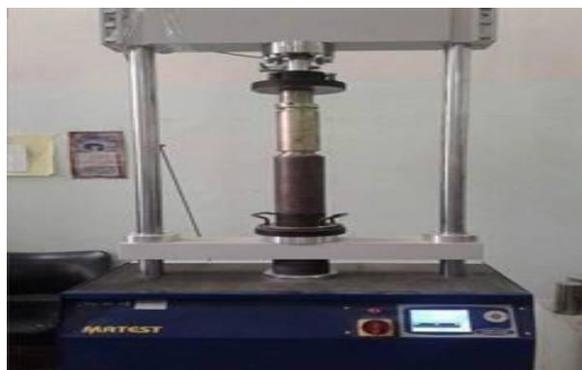


Figure V.11 – Remplissage du moule et compactage.

Les moules pleins sont ensuite introduits dans une étuve dont la température à proximité à la température de référence, ils doivent y séjourner entre 30 mn et 2 h. On ajuste le cylindre plein et on porte le tout entre les plateaux de la presse.

Le compactage des éprouvettes doit être réalisé par double effet (les opérations doivent être menées de manière à éviter au maximum les déperditions de température). On maintient la pression cinq minutes sachant que la charge appliquée est de l'ordre $60 \text{ kN} \pm 0.5\%$. Les éprouvettes sont conservées couchées dans leur moule au minimum 4 h jusqu'à retour à la température ambiante, puis elles sont démoulées.

V.4.3.3.2 Démoulage

Le démoulage se fera à l'aide de la presse. Les éprouvettes extraites sont réparties en deux lots, les éprouvettes de premier lot (sont au nombre de 2) sont destinées pour déterminer la densité apparente et les éprouvettes de deuxième lot sont destinées pour l'essai de résistance à la compression.

Les éprouvettes de deuxième lot sont réparties comme suit : deux éprouvettes se font sans immersion et les deux autres se font avec immersion le tout sont placées dans une armoire spéciale à $18^\circ\text{C} \pm 0,5^\circ\text{C}$ pendant 7 jours. Les paramètres issus de cet essai sont :

- La densité apparente de l'éprouvette ;
- La densité vraie ou théorique (absolue) de l'éprouvette ;
- Compacité de l'éprouvette ;
- % des vides résiduels ou vides de l'éprouvette ;
- % des vides comblés par le bitume ;
- La résistance à la compression « r » après immersion 7 jours à 18°C en Kg/cm^2 ;
- La résistance à la compression « R » avant immersion à 18°C en Kg/cm^2 ;
- Le rapport « r/R » ;
- Le pourcentage d'imbibition « W ».

V.4.3.3.1 Eprouvette après confection

L'éprouvette de « Duriez » est déterminée par confection d'une éprouvette cylindrique (Figure V.12), d'une masse indicative de 1000 g, de 80 mm de diamètre et de 190 mm de hauteur.



Figure V.12 – Eprouvette après confection pour soumettre l'essai Duriez.

V.5 Essais de vérification de performances des enrobés formulés

Pour la caractérisation de performances des enrobés formulés, il existe plusieurs types d'essais à savoir :

V.5.1 Essai d'orniérage

L'essai à l'orniéreur sert à l'étude des enrobés pour chaussées à trafic intense et très élevé. Il permet d'apprécier la résistance à l'orniérage des couches de roulement et des couches de base destinées notamment aux types de trafic précités, et cela dans des conditions de nature comparable à celle rencontrées sur les chaussées. L'essai est caractérisé par la détermination de la profondeur d'ornière provoquée par le passage répété d'un pneumatique sur une plaque d'enrobé à 60°C pour les couche de surface et à 50°C pour les couches de base.

L'orniéreur « LPC » du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France est utilisé avec succès depuis plus de 20 ans pour prévenir les risques d'orniérage des chaussées, notamment en France, en Belgique et en Suisse (LAVOC). Il est aussi utilisé par les Laboratoires en Algérie.

L'orniéreur « LPC » est un instrument de laboratoire qui permet de tester :

- La susceptibilité à l'orniérage des enrobés bitumineux ;
- La tenue aux sollicitations tangentielles des couches de roulement bitumineuses, en particulier les enduits superficiels et les revêtements minces.

L'éprouvette, de forme parallélépipédique, est confectionnée sur une table de compactage « LPC » ou prélevée dans une chaussée. L'orniéreur, équipé de 2 berceaux indépendants, permet de tester 2 éprouvettes en parallèle avec des paramètres identiques ou non. La surface de chacune des éprouvettes est soumise aux sollicitations d'une roue montée sur un chariot animé d'un mouvement alternatif sinusoïdal. La charge est appliquée par un vérin qui agit sur le berceau support de chacune des éprouvettes. Un effet de cisaillement latéral peut être introduit par la modification de l'angle de la roue par rapport au sens de roulement. Le simulateur est caréné et calorifugé. Il permet donc de réaliser les essais à une température régulée et constante. Les caractéristiques principales de l'orniéreur « LCP » sont les suivantes :



Figure V.13 – Orniéreur « LCP ».

- Dimensions des plaques: $L * B * H = 500 * 180 * \text{max. } 140 \text{ mm}$;
- Charge exercée par le vérin : max. 5 kN ;
- Pression du pneu : 0,100 à 0,700 MPa ;
- Fréquence : 7200 passages/heure ;
- Essai réalisé simultanément sur 2 plaques, temps d'essai pour une formule : 5 jours.

Le résultat de l'essai est la profondeur d'ornière ou déformation en pourcentage de la hauteur initiale de l'éprouvette $P_i\%$. La déformation admissible « $P_i\%$ » est nettement inférieure à 10%.

V.5.2 Essai de fatigue

Cet essai consiste à solliciter en flexion au travers de son bord libre une éprouvette trapézoïdale d'enrobé encastré à sa base. Cette sollicitation se fait en déplacement imposé. C'est-à-dire qu'on impose un déplacement sinusoïdal d'amplitude constante à l'extrémité de l'éprouvette et on admet que la rupture est atteinte lorsque l'effort nécessaire pour obtenir la déformation est égal à la moitié de l'effort initial.

L'essai de fatigue en flexion à deux points consiste à solliciter en flexion une éprouvette trapézoïdale isocèle encastrée à leur grande base. Cette sollicitation peut se faire de deux manières :

- En déplacement imposé : on impose un déplacement sinusoïdal d'amplitude constante à l'extrémité de l'éprouvette et on admet que la rupture est atteinte lorsque l'effort nécessaire pour obtenir la déformation est égal à la moitié de l'effort initial ;
- En force imposée : on impose une force sinusoïdale d'amplitude constante à l'extrémité de l'éprouvette et on admet que la rupture est atteinte lorsque le module de rigidité vaut la moitié de celui initial.

A une température, l'essai est répété à plusieurs niveaux de déformation, ce qui permet d'établir la courbe de fatigue « $N=f(\varepsilon)$ », « N » étant le nombre de chargements provoquant la rupture et « ε » étant la déformation sur une fibre externe de l'éprouvette ($h = 250$, $B = 56$, $b = 25$, $e = 25$ mm). Il est à noter que la fréquence d'excitation est de 10 à 40 Hz et l'amplitude de déplacement en tête d'éprouvette est de 0 à 1.4mm.

V.5.3 Essai de module complexe

Cet essai caractérise le comportement viscoélastique des enrobés en fonction de la fréquence et de la température. L'essai de module est effectué sur une éprouvette d'enrobé de forme trapézoïdale encastré à sa base et sur l'extrémité libre, on impose un déplacement sinusoïdale très faible d'amplitude constante créant une mise en flexion du corps d'épreuve en simulant l'effet du trafic. A partir de la force résultante, on calcule le module dans une gamme de température allant de « -10 à 40°C », et pour chaque température, quatre niveaux de fréquence qui sont : « 1, 3, 10 et 30 Hz ».

V.6 Conclusion

Ce dernier chapitre a permis d'exposer dans leur plus grande majorité les différents types de bitume et bétons bitumineux, les différentes méthodes de formulation et ainsi les principaux essais d'identification sur les matériaux utilisés dans la formulation des bétons bitumineux et ainsi que les différents essais de vérification de performances des enrobés formulés.

Conclusion Générale

Dans le présent polycopié de cours intitulé « *géotechnique routière* », nous avons pu présenter cinq principaux chapitres à savoir :

- Le « *chapitre I* » a traité le trafic routier et géométrie des routes dont il présente une grande importance dans le dimensionnement des structures de chaussées routières et ainsi que la classification, la géométrie des routes et le choix des itinéraires ;
- Le « *chapitre II* » était pour objet de présenter les matériaux constituant les chaussées, les méthodes utilisées pour leur dimensionnement et ainsi les processus de leur dégradation ;
- Le « *chapitre III* » a permis d'exposer dans leur plus grande majorité les dégradations sur les chaussées revêtues et les chaussées à revêtement bitumineux, l'ensemble des dégradations sous formes de familles et les principales méthodes d'évaluation des dégradations des chaussées proprement dites ;
- Le « *chapitre IV* » a été consacré pour la présentation des principaux essais d'identification réalisés sur les matériaux utilisés en structures de chaussées routières et ainsi que les principales méthodes d'évaluation adoptées pour les études d'expertise des chaussées endommagées ;
- Le « *chapitre V* » a permis d'exposer dans leur plus grande majorité les différents types de bitume et bétons bitumineux, les différentes méthodes de formulation et ainsi les principaux essais d'identification sur les matériaux utilisés dans la formulation des bétons bitumineux et ainsi que les différents essais de vérification de performances des enrobés formulés.

Références Bibliographiques

1. **Alloul, B. (1981)**. Étude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux en vue de leur valorisation en technique routière. Thèse de Doctorat, Université Paris IV.
2. **Asphalt Institute (1997)**. Mix Design Methods. Manual Series No.2 (MS-02). Asphalt Institute, Lexington, KY.
3. **Asphalt Institute (2001)**. Superpave Mix Design. Superpave Series No.2 (SP-02). Asphalt Institute, Lexington, KY.
4. **ASTM D4318 (2000)**. Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. Annual book of ASTM Standards, American Society of Testing and Materials, USA, 04:08, doi: 10.1520/D4318.
5. **ASTM D698 (2000)**. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort. Annual book of ASTM Standards, American Society of Testing and Materials, USA, 04:08.
6. **Atterberg, A. (1911)**. The behaviour of clays with water, their limits of plasticity and their degrees of plasticity. Internationale Mitteilungen fur Bodenkunde, vol. 1, p. 10–43.
7. **BLPC (1998)**. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées.
8. **Bonaquist R.F., Christensen D.W., Stump W. (2003)**. Simple performance tester for Superpave mix design: first article development and evaluation. NCHRP report 513, Washington D.C.
9. **CEBTP-LCPC (1985)**. Manuel pour le renforcement des chaussées souples en pays tropicaux. République Française, Ministère des relations extérieures coopération et développement, 166p.
10. **Centre de Recherches Routières, CRR (1987)**. Code de bonne pratique pour la formulation des enrobés bitumineux denses. Recommandations C.R.R. – R 61/87.
11. **Centre de Recherches Routières, CRR (1997)**. Code de bonne pratique pour la formulation des enrobés bitumineux denses. Recommandations C.R.R. – R 69/97.
12. **Coquand, R. (1969)**. Routes-Vol. 1: Circulation-trace-construction; Vol. 2: Construction et entretien. Paris: Eyrolles. Pp. 285.
13. **Costet, J and Sanglerat, G. (1983)**. Cours pratique de mécanique des sols.4ème trimestre: Dunod, Pp. 442.
14. **CTTP (1995)**. Guide de l'entretien routier. Contrôle technique des travaux publics, Algérie.
15. **CTTP (1996)**. Guide de réhabilitation des routes. Contrôle technique des travaux publics, Fascicule 01, Algérie.
16. **CTTP (2000)**. Recommandation algérienne sur l'utilisation des bitumes et enrobés bitumineux à chaud.
17. [EN 933-2 \(2020\). Tests for geometrical properties of aggregates - Part 2: Determination of particle size distribution - Test sieves, nominal size of apertures.](#)

18. **EN 933-8 (1999)**. Tests for geometrical properties of aggregates — Part 8: Assessment of fines — Sand equivalent test, Directive 89/106/EEC, corpus technique CEN/TC. p. 154.
19. **Fascicule 3 (2015)**. Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves Fascicule3 Fiches Techniques de Dimensionnement. Pp. 68-73.
20. **Gadouri, H, Harichane, K, and Ghrici, M. (2019)**. Effect of sulphates and curing period on stress–strain curves and failure modes of soil–lime–natural pozzolana mixtures. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(9), 1130-1148.
21. **Joefroy, G. and Sauterey, R. (1991)**. Dimensionnement des chaussées. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Pp. 173–174.
22. **Joubert, P et al. (2006)**. Application du modèle GiRR pour la programmation de travaux d’entretien au Monténégro. Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, (BLPC). n°265, Pp. 61–87.
23. **LCPC (1991)**. La méthode VIZIR : Méthode assistée par ordinateur pour l’estimation des besoins en entretien d’un réseau routier. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPCP), Paris, Pp. 63.
24. **LCPC-GTR (2000)**. Réalisation des remblais et de couches de forme. Fascicule 1, Principes généraux, Cerema, France.
25. **LCPC-IFSTTAR (1998)**. Catalogue des dégradations de surface des chaussées. Institut Français des sciences et techniques des réseaux, de l’Aménagement et des transports (IFSTTAR). Laboratoire centrale des ponts et chaussées (LCPC), n° 58, Boulevard Lefebvre–75732, Paris, CEDEX 15.
26. **LCPC-SETRA (1985)**. Directive pour la réalisation des assises de chaussées en sables traités aux liants hydrauliques. Paris : Bagneux, France.
27. **LCPC-SETRA (1998)**. Catalogue des structures types de chaussées neuves. Paris : ministres de l’équipement des transports et du logement ; Bagneux, Pp. 297.
28. **LCPC-SETRA (2000)**. Guide des terrassements routiers : Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, France.
29. **LCPC-VIZIR (1991)**. Méthode assistée par ordinateur pour l’estimation des besoins en entretien d’un réseau routier, 64p.
30. **MTQ-AIMQ (2002)**. Manuel d’identification des dégradations des chaussées souples (MIDCS). Ministère des transports de Québec (MTQ), Association des ingénieurs municipaux du Québec (AIMQ), Pp. 58, Québec, Canada.
31. **NF EN 933-8 (1999)**. Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 8 : Évaluation des fines — Équivalent de sable, Paris, Association Française de Normalisation (AFNOR). remplace les normes expérimentales françaises P. 18-597, P. 18-598.
32. **NF P 15-301 (2015)**. Liants hydrauliques - Définition - Classification et spécifications des ciments.
33. **NF P 94-093 (2014)**. Sols : reconnaissance et essais — Détermination des caractéristiques de compactage d’un sol par l’essai Proctor normal et Proctor modifié.
34. **NF P 98-253-1 (1991)**. Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés, partie 1 : Essai d’orniérage. p. 11, France.
35. **NF P94-051 (1993)**. Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

36. **Norme Suisse VSS SN 640 925a (1997)**. Relevé et évaluation de l'état des routes. Suisse.
37. **NTAR-B40 (1977)**. Normes technique d'aménagement des routes (NTAR) : Etudes générales techniques et économiques des aménagements routiers. Niveau de service et normes, Ministre des Travaux Publics, Algérie. <https://genieciviletravauxpublics.blogspot.com/2012/09/normes-techniques-algerienne-b-40.html>.
38. **Perret J., Dumont A.-G., Turtshy J.-C., Ould-Henia M., (2001)**. Evaluation des performances de nouveaux revêtements : 1^{ère} partie : enrobés à haut module. Rapport OFROU n° 1000.
39. **WesTrack Forensic Team Consensus Report "WTFTCR" (2001)**. Superpave mixture design guide. Washington D.C.
40. **XP P 18-540 (1997)**. Granulats : Définitions, conformité et spécifications. AFNOR, P 18-540, ICS:91.100.20, France.