

Le livre que vous avez entre les mains offre une présentation détaillée concernant l'évaluation des dégradations des chaussées, les essais routiers et la formulation des bétons bitumineux. Il s'appuie sur plus de trente ouvrages scientifiques publiés au cours des soixante dernières années. Ce livre se concentre principalement sur les critères, les modes et les méthodes d'évaluation des dégradations des chaussées routières, les essais d'identification routiers et les techniques de formulation des bétons bitumineux. Il est destiné aux étudiants en doctorat, leur offrant une vision globale des méthodes d'évaluation des dégradations des chaussées routières. Cela leur permettra d'économiser du temps dans leurs recherches et de définir rapidement et précisément le programme des expériences en laboratoire pour leurs travaux de recherche. Nous le recommandons également comme une référence importante pour les professeurs enseignant dans les universités. En général, les concepts présentés dans ce livre seront extrêmement utiles et pratiques pour les ingénieurs géotechniciens.



**GADOURI Hamid** est docteur en génie géotechnique au département des sciences de la Terre de l'Université de Khemis Miliana (Algérie).

**MEZIANI Brahim** est docteur en génie géotechnique au département des sciences de la Terre de l'Université de Khemis Miliana (Algérie).



GADOURI Hamid  
MEZIANI Brahim

# DÉGRADATION DES CHAUSSÉES ROUTIÈRES, ESSAIS ROUTIERS ET FORMULATION

Maîtrise de l'étude d'état des chaussées  
routières et des essais réalisés sur les matériaux  
et les bétons bitumineux

**GADOURI Hamid  
MEZIANI Brahim**

**DÉGRADATION DES CHAUSSÉES ROUTIÈRES, ESSAIS ROUTIERS  
ET FORMULATION**

FOR AUTHOR USE ONLY

FOR AUTHOR USE ONLY

**GADOURI Hamid  
MEZIANI Brahim**

# **DÉGRADATION DES CHAUSSÉES ROUTIÈRES, ESSAIS ROUTIERS ET FORMULATION**

**Maîtrise de l'étude d'état des chaussées  
routières et des essais réalisés sur les matériaux  
et les bétons bitumineux**

**Éditions universitaires européennes**



## **Imprint**

Any brand names and product names mentioned in this book are subject to trademark, brand or patent protection and are trademarks or registered trademarks of their respective holders. The use of brand names, product names, common names, trade names, product descriptions etc. even without a particular marking in this work is in no way to be construed to mean that such names may be regarded as unrestricted in respect of trademark and brand protection legislation and could thus be used by anyone.

Cover image: [www.ingimage.com](http://www.ingimage.com)

Publisher:

Éditions universitaires européennes

is a trademark of

Dodo Books Indian Ocean Ltd. and OmniScriptum S.R.L publishing group

120 High Road, East Finchley, London, N2 9ED, United Kingdom

Str. Armeneasca 28/1, office 1, Chisinau MD-2012, Republic of Moldova,  
Europe

Printed at: see last page

**ISBN: 978-620-3-45898-5**

Copyright © GADOURI Hamid, MEZIANI Brahim

Copyright © 2023 Dodo Books Indian Ocean Ltd. and OmniScriptum S.R.L  
publishing group

FOR AUTHOR USE ONLY

## Avant-propos

Le présent livre, intitulé "**DÉGRADATION DES CHAUSSEES ROUTIÈRES, ESSAIS ROUTIERS ET FORMULATION**" (**DETERIORATION OF ROAD PAVEMENTS, ROAD TESTING, AND FORMULATION**), s'adresse aux étudiants en géologie de l'Ingénieur et Géotechnique, en particulier ceux spécialisés en génie routier. Il offre une synthèse des connaissances théoriques et pratiques de base relatives à la construction des chaussées routières, en mettant l'accent sur trois chapitres clés.

Le premier chapitre, intitulé "Critères, mode et méthodes d'évaluation de dégradations des chaussées routières", aborde les différents critères et méthodes utilisés pour évaluer les dégradations des chaussées.

Le deuxième chapitre, intitulé "Essais d'identification routiers", se concentre sur les essais utilisés pour identifier les caractéristiques et les propriétés des chaussées routières. Il examine les différentes méthodes d'essai, telles que les essais de laboratoire et les essais in-situ, pour évaluer les performances des matériaux utilisés dans la construction des chaussées. Ce chapitre couvre également les aspects liés aux charges de circulation et aux conditions environnementales dans le dimensionnement des chaussées.

Le troisième chapitre, intitulé "Formulation des bétons bitumineux", se penche sur la formulation et les propriétés des bétons bitumineux utilisés dans la construction des chaussées. Il explore les composants des bétons bitumineux, les processus de mélange et de fabrication, ainsi que les aspects liés à la durabilité et à la performance des chaussées.

Dans l'ensemble, ce livre offre aux lecteurs une compréhension approfondie des différentes étapes de la construction et de l'évaluation des chaussées routières. Il est conforme au programme officiel du Ministère Algérien de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique (MESRS) et vise à aider les futurs ingénieurs à développer les compétences nécessaires pour relever les défis liés aux structures de chaussées routières dans leur pratique professionnelle.

## Tables des Matières

Avant-propos

Table des matières

Liste des symboles et abréviations

**INTRODUCTION GENERALE** 11

**CHAPITRE I : CRITERES, MODE ET METHODES D'EVALUATION DE  
DEGRADATIONS DES CHAUSSEES ROUTIERES** 12

### **I.1 Introduction**

### **I.2 Comportement des structures de chaussées routières**

#### **I.2.1 Identification de dégradations et mode de rupture dans les chaussées**

##### **I.2.1.1 Identification des dégradations en surface des chaussées souples**

*I.2.1.1.1 Les déformations*

*I.2.1.1.2 Les fissurations*

*I.2.1.1.3 Les arrachements*

*I.2.1.1.4 Les mouvements de matériaux*

##### **I.2.1.2 Identification des modes de rupture dans les chaussées semi-rigides**

#### **I.2.2 Critères et mode d'évaluation de dégradations des chaussées**

##### **I.2.2.1 Critères d'évaluation**

##### **I.2.2.2 Mode d'évaluation**

### **I.3 Dégradation des chaussées souple et semi-rigides**

#### **I.3.1 Famille des déformations**

##### **I.3.1.1 Ornière à faible rayon**

*I.3.1.1.1 Gravité et étendue*

*I.3.1.1.2 Les causes probables*

##### **I.3.1.2 Ornière à grand rayon**

*I.3.1.2.1 Gravité et étendue*

*I.3.1.2.2 Causes probables*

##### **I.3.1.3 Affaissement**

*I.3.1.3.1 Gravité et étendue*

*I.3.1.3.2 Causes probables*

##### **I.3.1.4 Soulèvement différentiel**

*I.3.1.4.1 Gravité et étendue*

*I.3.1.4.2 Causes probables*

##### **I.3.1.5 Désordre de profil**

*I.3.1.5.1 Gravité et étendue*

*I.3.1.5.2 Causes probables*

#### **I.3.2 Famille des fissurations**

##### **I.3.2.1 Fissures transversales**

*I.3.2.1.1 Gravité et étendue*

*I.3.2.1.2 Causes probables*

##### **I.3.2.2 Fissures longitudinales en piste de roues**

*I.3.2.2.1 Gravité et étendue*

- I.3.2.2.2 Causes probables*
- I.3.2.3 Fissures longitudinales hors piste de roues
  - I.3.2.3.1 Gravité et étendue*
  - I.3.2.3.2 Causes probables*
- I.3.2.4 Fissures de gel
  - I.3.2.4.1 Gravité et étendue*
  - I.3.2.4.2 Causes probables*
- I.3.2.5 Faïençage ou « fissures en carrelage »
  - I.3.2.5.1 Gravité et étendue*
  - I.3.2.5.2 Causes probables*
- I.3.2.6 Fissures en rive
  - I.3.2.6.1 Gravité et étendue*
  - I.3.2.6.2 Causes probables*

### **I.3.3 Famille des arrachements**

- I.3.3.1 Désenrobage
  - I.3.3.1.1 Gravité et étendue*
  - I.3.3.1.2 Causes probables*
- I.3.3.2 Pelade
  - I.3.3.2.1 Gravité et étendue*
  - I.3.3.2.2 Causes probables*
- I.3.3.3 Nid-de-poule
  - I.3.3.3.1 Gravité et étendue*
  - I.3.3.3.2 Causes probables*

### **I.3.4 Les mouvements de matériaux**

- I.3.4.1 Ressuage
  - I.3.4.1.1 Gravité et étendue*
  - I.3.4.1.2 Causes probables*
- I.3.4.2 Glaçage ou « Indentation »
  - I.3.4.2.1 Gravité et étendue*
  - I.3.4.2.2 Causes probables*
- I.3.4.3 Remontée des fines
  - I.3.4.3.1 Gravité et étendue*
  - I.3.4.3.2 Causes probables*

### **I.3.5 Les dégradations en milieu urbain**

- I.3.5.1 Fissuration autour des regards et des puits
  - I.3.5.1.1 Gravité et étendue*
  - I.3.5.1.2 Causes probables*
- I.3.5.2 Dénivellation des regards et des puits
  - I.3.5.2.1 Gravité et étendue*
  - I.3.5.2.2 Causes probables*
- I.3.5.3 Coupe et tranchée
  - I.3.5.3.1 Gravité et étendue*
  - I.3.5.3.2 Causes probables*

## **I.4 Dégradation des chaussées rigides**

### **I.4.1 Les fissurations**

- I.4.1.1 Description et évolution
- I.4.1.2 Causes probables

### **I.4.2 Les épaufures**

- I.4.2.1 Description et évolution
- I.4.2.2 Causes probables

<b>I.4.3 Les décalages de joint</b>	
I.4.3.1 Description et évolution	
I.4.3.2 Causes probables	
<b>I.4.4 Le pompage</b>	
I.4.4.1 Description et évolution	
I.4.4.2 Causes probables	
<b>I.5 Méthode d'évaluation du comportement des chaussées dégradées</b>	
<b>I.5.1 La méthode « VIZIR »</b>	
I.5.1.1 Principe de la méthode « VIZIR »	
I.5.1.2 Classification et quantification des dégradations	
I.5.1.2.1 Les dégradations structurelles de « Type A »	
I.5.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B »	
I.5.1.3 Relevé et notation des dégradations	
I.5.1.4 Recherche de solutions	
I.5.1.4.1 Détermination de note de qualité de la chaussée « Qi »	
I.5.1.4.2 Détermination de la solution	
<b>I.5.2 La méthode « VIZIRET »</b>	
<b>I.5.3 La méthode « CEBTP-LCPC »</b>	
I.5.3.1 Méthodologie	
I.5.3.2 Calage des résultats	
<b>I.6 Conclusion</b>	

## CHAPITRE II : ESSAIS D'IDENTIFICATION ROUTIERS

42

### II.1 Introduction

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

#### II.2.1 Essais d'identification

II.2.1.1 Essai à la tache ou « Bleu de méthylène	
II.2.1.1.1 But de l'essai	
II.2.1.1.2 Principe de l'essai	
II.2.1.1.3 Matériels utilisés	
II.2.1.1.4 Mode opératoire	
II.2.1.1.5 Expression des résultats	
II.2.1.1.6 Interprétation des résultats	
II.2.1.2 Analyse granulométrique	
II.2.1.2.1 But de l'essai	
II.2.1.2.2 Principe de l'essai	
II.2.1.2.3 Matériels utilisés	
II.2.1.2.4 Mode opératoire	
II.2.1.2.5 Expression des résultats	
II.2.1.2.6 Interprétation des résultats	
II.2.1.3 Limites d'Atterberg	
II.2.1.3.1 But de l'essai	
II.2.1.3.2 Principe de l'essai	
II.2.1.3.3 Matériels utilisés	
II.2.1.3.4 Mode opératoire	
II.2.1.3.5 Expression des résultats	
II.2.1.3.6 Interprétation des résultats	
II.2.1.4 Essai de propreté ou « équivalent de sable »	

II.2.1.4.1	But de l'essai
II.2.1.4.2	Principe de l'essai
II.2.1.4.3	Matériels utilisés
II.2.1.4.4	Mode opératoire
II.2.1.4.5	Expression des résultats
II.2.1.4.6	Interprétation des résultats
II.2.1.5	Essai de compactage
II.2.1.5.1	But de l'essai
II.2.1.5.2	Principe de l'essai
II.2.1.5.3	Matériels utilisés
II.2.1.5.4	Mode opératoire
II.2.1.5.5	Expression et interprétation des résultats
<b>II.2.2</b>	<b>Essais de dureté</b>
II.2.2.1	Essai Los Angeles
II.2.2.1.1	But de l'essai
II.2.2.1.2	Principe de l'essai
II.2.2.1.3	Matériels utilisés
II.2.2.1.4	Mode opératoire
II.2.2.1.5	Calcul du coefficient Los Angeles « LA »
II.2.2.1.6	Expression et interprétation des résultats
II.2.2.2	Essai Micro-Deval
II.2.2.2.1	But de l'essai
II.2.2.2.2	Principe de l'essai
II.2.2.2.3	Matériels utilisés
II.2.2.2.4	Mode opératoire
II.2.2.2.5	Expression des résultats
II.2.2.2.6	Interprétation des résultats
<b>II.2.3</b>	<b>Essais sur la portance</b>
II.2.3.1	Essai C.B.R « California Bearing Ratio
II.2.3.1.1	But de l'essai
II.2.3.1.2	Principe de l'essai
II.2.3.1.3	Matériels utilisés
II.2.3.1.4	Mode opératoire
II.2.3.1.5	Expression et interprétation des résultats
II.2.3.2	Essai à la plaque
II.2.3.2.1	But de l'essai
II.2.3.2.2	Principe de l'essai
II.2.3.2.3	Matériels utilisés
II.2.3.2.4	Mode opératoire
II.2.3.2.5	Expression des résultats
II.2.3.2.6	Interprétation des résultats

## II.3 Conclusion

## CHAPITRE III : FORMULATION DES BETONS BITUMINEUX

74

### III.1 Introduction

### III.2 Bitumes

#### III.2.1 Définition

#### III.2.2 Origine et fabrication

#### III.2.3 Propriétés mécaniques et rhéologiques du bitume

### **III.2.4 Différents types des bétons bitumineux**

- III.2.4.1 Le béton bitumineux mince « BBM »
- III.2.4.2 Le béton bitumineux très mince « BBTM »
- III.2.4.3 Le béton bitumineux ultra mince « BBUM »
- III.2.4.4 Le béton bitumineux souple « BBS »
- III.2.4.5 Le béton bitumineux drainant « BBDr »
- III.2.4.6 Le béton bitumineux semi-grenu « BBSG »
- III.2.4.7 Le béton bitumineux à modules élevés « BBME »

### **III.2.5 Compactage des bétons bitumineux**

- III.2.5.1 Pré-compactage des enrobés bitumineux
- III.2.5.2 Compactage des enrobés bitumineux à chaud
- III.2.5.2 Engins de compactage des enrobés

## **III.3 Méthodes de formulation des bétons bitumineux**

### **III.3.1 Objectif principal de la formulation**

#### **III.3.2 Méthode Hveem**

- III.3.2.1 Le choix des matériaux
- III.3.2.2 Le choix de la courbe granulométrique
- III.3.2.3 La détermination de la teneur en liant approximative
- III.3.2.4 La préparation des échantillons
- III.3.2.5 Test de stabilité et de ressuage
- III.3.2.6 Le choix de la teneur en liant optimale

#### **III.3.3 Méthode Marshall « Marshall Mix Design**

- III.3.3.1 Le choix des agrégats
- III.3.3.2 Le choix du liant
- III.3.3.3 La préparation des échantillons
- III.3.3.4 Détermination de la stabilité et du fluage
- III.3.3.5 Calcul de la densité et des vides
- III.3.3.6 Choix de la teneur en liant optimale

#### **III.3.4 Méthode Américaine SUPERPAVE « SUPERPAVE Mix Design**

- III.3.4.1 Le choix des agrégats
- III.3.4.2 Le choix du liant
- III.3.4.3 Choix de la teneur en liant optimale
- III.3.4.4 Essais de performances

#### **III.3.5 Méthode Française**

- III.3.5.1 Quantité minimale de liant bitumineux
- III.3.5.2 Essai à la presse à cisaillement giratoire

#### **III.3.6 Méthode Belge « Formulation CRR »**

- III.3.6.1 Choix et caractérisation des matériaux
- III.3.6.2 Formulation à base d'une méthode analytique
- III.3.6.3 Vérification des résultats de la formulation

#### **III.3.7 Méthode de formulation utilisée en Algérie**

#### **III.3.8 Paramètres influençant le choix d'une formulation**

## **III.4 Etapes et procédure de formulation des « BB »**

### **III.4.1 Etapes de formulation des « BB »**

#### **III.4.2 Equipements et procédures d'essais**

- III.4.2.1 Essai Marshall
  - III.4.2.1.1 Principe de l'essai
  - III.4.2.1.2 Déroulement de l'essai
  - III.4.2.1.3 Expression des résultats
- III.4.2.2 Essai Duriez



III.4.2.2.1	Principe de l'essai	
III.4.2.2.2	Déroulement de l'essai	
<b>III.4.3</b>	<b>Confection des éprouvettes pour les essais « Marshall » et « Duriez »</b>	
III.4.3.1	Préparation des mélanges	
III.4.3.1.1	Préparation des agrégats	
III.4.3.1.2	Préparation du liant	
III.4.3.1.3	Malaxage	
III.4.3.2	Confection des éprouvettes pour l'essai « Marshall »	
III.4.3.2.1	Remplissage des moules et compactage	
III.4.3.2.2	Démoulage	
III.4.3.2.1	Eprouvette après confection	
III.4.3.3	Confection des éprouvettes pour l'essai « Duriez »	
III.4.3.3.1	Remplissage des moules et compactage	
III.4.3.3.2	Démoulage	
III.4.3.3.1	Eprouvette après confection	
<b>III.5</b>	<b>Essais de vérification de performances des enrobés formulés</b>	
III.5.1	Essai d'orniérage	
III.5.2	Essai de fatigue	
III.5.3	Essai de module complexe	
<b>III.6</b>	<b>Conclusion</b>	
<b>CONCLUSION GENERALE</b>		96
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>		97

## Liste des symboles et abréviations

Symbole ou abréviation	Signification	Unité
Ls/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 <sub>h</sub>	Trafic journalier moyen annuel à l'année horizon	V/js
TJMA <sub>0</sub>	Trafic journalier moyen annuel à l'année zéro (ou à l'année de référence)	V/js
T <sub>C</sub>	Trafic cumulé	PL/j/sens
n	Nombre d'année / Année de saturation (selon l'utilisation)	-
$\tau$	Taux d'accroissement du trafic	%
PL	Poids lourds	-
uvp	Unités de véhicules particuliers	-
T <sub>eff</sub>	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 <sub>h</sub>	Débit de pointe horaire normal	uvp/h
C <sub>th</sub>	Capacité théorique	uvp/h
K <sub>1</sub>	Coefficient lié à l'environnement	-
K <sub>2</sub>	Coefficient de réduction de capacité	-
Q <sub>adm</sub>	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 <sub>sat</sub>	Débit de saturation	uvp/h
I <sub>max</sub>	Pente maximale	%
V <sub>r</sub>	Vitesse de référence	Km/h
P1 et P2	Les pentes	%
T	La tangente	m
H	La flèche	m
R	Rayon	m
TPC	Le terre-plein central	-
V <sub>p</sub>	Volume en place	m <sup>3</sup>
V <sub>f</sub>	Volume foisonné	m <sup>3</sup>
V <sub>r</sub>	Volume reconstitué	m <sup>3</sup>
C <sub>f</sub>	Coefficient de foisonnement	-
C <sub>c</sub>	Coefficient de compactage	-
C <sub>fr</sub>	Coefficient de foisonnement résiduel	-
V <sub>r</sub>	Volume de remblais	m <sup>3</sup>
$\gamma_t$	Poids volumique du remblai	kN/m <sup>3</sup>
V <sub>rt</sub>	Volume de remblais total	m <sup>3</sup>
V <sub>d</sub>	Volume de déblai	m <sup>3</sup>
V <sub>dt</sub>	Volume de déblai total	m <sup>3</sup>
S	Section	m <sup>2</sup>
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 <sub>r</sub>	Couche de forme	-
C <sub>U(R)</sub>	Résistance au cisaillement non drainée du remblai	kPa
C <sub>U(SS)</sub>	Résistance au cisaillement non drainée du sol support	kPa
C <sub>U</sub>	Cohésion non drainée du remblai	kPa
J <sub>C</sub>	Facteur correcteur pour tenir compte de la pente du terrain	-
P <sub>max</sub>	Valeur maximale de la charge que peut supporter le sol	kPa
H <sub>r</sub>	Hauteur du remblai	m
γ <sub>r</sub>	poids volumique du remblai	kN/m <sup>3</sup>
F <sub>S</sub>	Coefficient de sécurité	-
σ <sub>p(SS)</sub>	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 <sub>c</sub>	Indice de concassage / Indice de consistance (selon l'utilisation)	%
OPM	Optimum Proctor modifié	-
OPM	Optimum Proctor normal	-
BCg	Béton de ciment goulonné	-
CPA	Ciment Portland Artificiel	-
CPJ	Ciment Portland Artificiel avec ajouts	-
CRS	Ciment résistant aux sulfates	-
ASTM	American Society for Testing and Materials	-
ω <sub>opm</sub>	Teneur en eau optimale	%
γ <sub>dmax</sub>	Densité sèche maximale	kN/m <sup>3</sup>
I <sub>CBR</sub>	Indice CBR du sol support	M
CBR	California Bearing Ratio	-
e	Epaisseur équivalente de la chaussée	cm
T <sub>H</sub>	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 <sub>2</sub>	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 <sub>r</sub>	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)	-
$\alpha$	Coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats	-
$\Sigma$	Surface spécifique conventionnelle	-
Ng	Nombre de girations	-
CRR	Centre de Recherche Routière	-
$\gamma_{app}$	Densité apparente de l'éprouvette	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_b$	Densité du bitume	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{Gi}$	Densité des agrégats	kN/m <sup>3</sup>
P <sub>b</sub>	Pourcentage en poids du bitume	%
P <sub>Gi</sub>	Pourcentage en poids des agrégats	%
V <sub>v</sub>	Volume des vides	m <sup>3</sup>
C	Compacité	%
MA	Masse du mélange des agrégats	kg

FOR AUTHOR USE ONLY

## INTRODUCTION GENERALE

Le livre "**Dégradation des chaussées routières, essais routiers et formulation**" offre une approche complète et approfondie de la construction et de l'évaluation des chaussées routières. Il s'adresse aux étudiants en géologie de l'Ingénieur et Géotechnique, en mettant l'accent sur les aspects essentiels du génie routier.

Les chapitres de ce livre sont soigneusement structurés pour couvrir les principaux domaines liés aux structures des chaussées routières. Le premier chapitre, "**Critères, mode et méthodes d'évaluation de dégradations des chaussées routières**", aborde les critères et les méthodes utilisés pour évaluer les dégradations des chaussées.

Le deuxième chapitre, "**Essais d'identification routiers**", se concentre sur les essais utilisés pour identifier les caractéristiques et les propriétés des chaussées routières, en mettant l'accent sur les méthodes d'essai en laboratoire et sur le terrain (Essais in-situ). Les charges de circulation et les conditions environnementales sont également examinées dans le contexte du dimensionnement des chaussées.

Le troisième chapitre, "**Formulation des bétons bitumineux**", se penche spécifiquement sur la formulation et les propriétés des bétons bitumineux utilisés dans la construction des chaussées. Il explore les composants, les processus de mélange et de fabrication, ainsi que les considérations de durabilité et de performance des chaussées.

Ce livre a été développé en accord avec le programme officiel du Ministère Algérien de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique (MESRS). Son objectif principal est d'aider les futurs ingénieurs à acquérir les compétences nécessaires pour relever les défis liés aux structures de chaussées routières dans leur pratique professionnelle.

En somme, ce livre constitue un outil indispensable pour les étudiants en génie routier, en leur offrant une compréhension approfondie des différentes étapes de la construction, de l'évaluation et de la formulation des bétons bitumineux pour les chaussées routières. Il vise à favoriser le développement de compétences solides et à préparer les futurs ingénieurs à relever les défis pratiques du domaine.

## CHAPITRE I : CRITERES, MODE ET METHODES D'EVALUATION DE DEGRADATIONS DES CHAUSSEES ROUTIERES

### I.1 Introduction

La dégradation et l'usure des revêtements routiers sont le résultat de plusieurs phénomènes qui surviennent pendant la durée de vie de la chaussée. Les causes sont nombreuses et les modes de dégradation varient selon ces causes. Les sollicitations mécaniques et thermiques sont les principaux responsables de la dégradation des revêtements routiers et elles doivent être prises en considération lors de la phase de conception de la chaussée et lors du choix de ces constituants. La phase de la construction a également un impact majeur sur la durabilité de la chaussée.

Le bon compactage des couches granulaires ou des couches liées, le collage des couches d'enrobé et la bonne exécution des joints sont des conditions importantes pour avoir une route durable offrant confort et sécurité aux usagers. Il faut donc prêter une attention particulière à tous ces phénomènes pendant les phases de conception et de construction de la chaussée. La compréhension de ces modes de dégradation et d'usure est aussi importante pendant la durée de vie de la chaussée afin d'assurer un bon entretien de la chaussée et de prolonger sa durée de vie. Le choix des techniques d'entretien doit passer impérativement par une bonne analyse des causes de la dégradation constatée. Ce sujet pourrait faire l'objet d'un autre article à l'avenir.

### I.2 Critères et mode d'évaluation de dégradations des chaussées

#### I.2.1 Critères d'évaluation

L'évaluation des chaussées repose sur une série de mesures et d'observations visuelles qui permettent d'établir la condition de la structure, de diagnostiquer les causes des dégradations apparentes et de cibler les solutions de réhabilitation les plus appropriées. Lorsqu'il s'agit de mesures telles que les caractéristiques géométriques ou physiques de la chaussée, il est plus facile de fixer des critères qui servent de base à l'évaluation et à la réhabilitation. Lorsqu'il s'agit d'observations visant à caractériser des dégradations de surface et l'état de la chaussée, l'établissement de tels critères devient plus difficile (MTQ, AIMQ 2002).

Afin de d'envisager cette difficulté, il est très nécessaire de formaliser la caractérisation des défauts de surface des chaussées et d'en faire une synthèse qui pourrait être accessible au personnel concerné par cette activité : cette synthèse, basée notamment sur une série de photos et de croquis, permet de catégoriser les dégradations de surface sur des chaussées souples et d'obtenir une façon d'en mesurer l'étendue et la sévérité de manière objective, cohérente et harmonisée aux procédures actuelles les plus courantes. Le tout vise à améliorer les communications et à faciliter les comparaisons en uniformisant les dénominations et les types de mesures des dégradations. Chacune des dégradations est décrite de façon générale et fait l'objet d'une fiche présentant la liste des causes les plus probables de la dégradation, la description des trois états de sévérité (faible, moyen et majeur). De façon générale, pour chaque dégradation, les trois états de sévérité incluent les notions suivantes :

**Faible** : Ce niveau correspond au stade initial de la dégradation : les premiers indices apparaissent parfois de façon intermittente sur un segment de route et l'évaluateur doit être attentif pour y déceler les symptômes de détérioration. Cet état est souvent difficile à percevoir pour un observateur se déplaçant en véhicule à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement n'est pas altéré ou il est très peu.

**Moyen** : Cet état désigne une dégradation continue et facilement perceptible pour un observateur se déplaçant à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement est sensiblement diminué par la plupart des dégradations.

**Majeur** : Cet état indique que la dégradation est accentuée et évidente, même pour un observateur se déplaçant à la vitesse maximale permise. Le confort au roulement est généralement diminué et, dans certains cas, la sécurité à la vitesse maximale permise peut être compromise. Une intervention de réfection ou de correction devrait être envisagée dans les meilleurs délais possibles lorsque cet état est atteint.

## I.2.2 Mode d'évaluation

La norme PP44-01 de l'AASHTO « *Quantifying Cracks in Asphalt Pavement Surface* » vise à simplifier la classification des fissures et ainsi à assurer des résultats plus cohérents de mesures dans le temps et plus fiables pour les besoins de gestion des chaussées. La base de cette norme a été retenue pour une partie du bloc portant sur la fissuration. Le concept consiste à diviser chaque voie auscultée en « 5 » bandes, soit « 2 » bandes pour les pistes de roues et « 3 » bandes hors pistes de roues. En tenant compte de la direction du trafic, la bande numéro « 1 » est du côté gauche et la bande numéro « 5 » est du côté droit de la voie auscultée (Figure I.1).



Figure I.1 – Détails des bandes d'auscultation pour la fissuration (dégradation) (MTQ-AIMO 2002).

Sur cette base, un taux de fissuration pour chaque bande peut être établi à partir des fissures détectées en longueur et en largeur. Les fissures en piste de roues sont principalement associées aux sollicitations du trafic et aux dégradations par fatigue alors que les fissures dans les autres bandes sont



attribuables à des causes plus variées, comme le gel et le vieillissement, ou à des défauts de construction. On doit cependant noter que souvent en milieu urbain ou dans le cas de géométries particulières présentant des voies larges, le principe des bandes d'auscultation par voie pour la fissuration peut s'avérer difficile d'application et même inapproprié.

### I.3 Dégradation des chaussées souple et semi-rigides

D'une manière générale, les dégradations observées dans les chaussées souples et semi-rigides peuvent être répertoriées en cinq principales familles qui sont présentées avec des exemples en photos comme suit (CTTP 1995, 1996; LCPC-IFSTTAR 1998; MTQ-AIMQ 2002) :

- Famille des déformations ;
- Famille des fissurations ;
- Famille des arrachements ;
- Famille des mouvements de matériaux ;
- Famille des dégradations en milieu urbain.

#### I.3.1 Famille des déformations

Ce sont des dégradations qui entraînent une modification de la chaussée donnant à la surface de cette dernière un aspect différent de celui désiré. Ces déformations qui prennent naissance dans le corps de la chaussée affectent en générale les couches inférieures pour atteindre ensuite la couche de roulement et peuvent se distinguer selon leur forme ou leur localisation comme suit :

##### I.3.1.1 Ornière à faible rayon

L'ornière à faible rayon correspond à une dépression longitudinale simple, double et parfois triple, de l'ordre de 250 mm de largeur, située dans les pistes de roues. Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à des traces de pneus simples ou jumelés.

##### I.3.1.1.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité d'une ornière à faible rayon sont présentés dans la figure I.2. L'étendue représente le % de la longueur totale des zones atteintes par rapport à la longueur totale de la section du relevé.



Figure I.2 – Gravité d'une ornière à faible rayon (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : la profondeur de l'ornière est inférieure à 10 mm.

**Moyen** : à ce niveau la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm.

**Majeur** : la profondeur de l'ornière est supérieure à 20 mm.

### I.3.1.1.2 Les causes probables

Les matériaux granulaires constituant l'assise des chaussées souples ont parfois une faible rigidité. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée. Les causes probables d'orniérage à faible rayon sont :

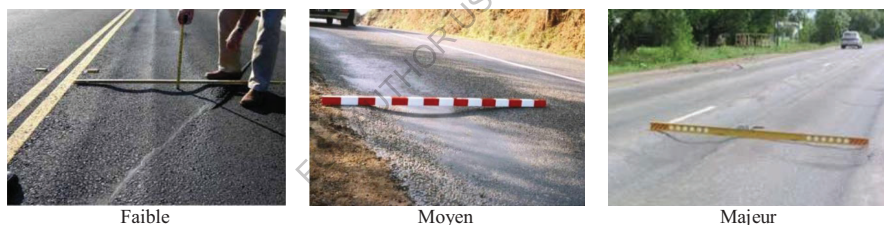
- Enrobé à stabilité réduite par temps chaud (ex. : bitume trop mou ou surdosage) ;
- Enrobé trop faible pour bien résister au trafic lourd ;
- Compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place ;
- Usure de l'enrobé en surface (abrasion).

### I.3.1.2 Ornière à grand rayon

Elle est caractérisée par une dépression longitudinale simple située dans les pistes de roues. La forme transversale de la dépression correspond à celle d'une courbe parabolique très évasée.

#### I.3.1.2.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité d'une ornière à grand rayon sont présentés dans la [figure I.3](#). L'étendue représente le % de la longueur totale des zones atteintes par rapport à la longueur totale de la section du relevé.



*Figure I.3 – Gravité d'une ornière à grand rayon (MTQ-AIMQ 2002).*

**Faible** : la profondeur de l'ornière inférieure à 10 mm ;

**Moyen** : la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm ;

**Majeur** : la profondeur de l'ornière est supérieure à 20 mm.

#### I.3.1.2.2 Causes probables

Les causes les plus plausibles et les plus fréquentes qui provoquent des ornières à grand rayon sont les suivantes :

- Vieillissement (accumulation des déformations permanentes) ;
- Compactage insuffisant dans les couches de granulaire à la construction ;
- Capacité structurale insuffisante de la chaussée ;
- Mauvais drainage des matériaux granulaires de la chaussée (ex. : période de dégel) et l'Usure.

### I.3.1.3 Affaissement

C'est une distorsion du profil en bordure de la chaussée ou au voisinage de conduites souterraines ou dépression très prononcée et souvent assez étendue se localisant soit en rive, soit en pleine largeur.

#### I.3.1.3.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité d'un affaissement sont présentés dans la [figure I.4](#). L'étendue est le % de la surface totale atteinte par rapport à la surface de la section de relevé.



*Figure I.4 – Gravité d'un affaissement (Par S. Sihem 2017, Algérie).*

**Faible** : il est défini par une dénivellation dont la profondeur est inférieure à 20 mm sous la règle de 3 m ;

**Moyen** : ici la dénivellation a une profondeur se situant entre 20 et 40 mm sous la règle de 3m ;

**Majeur** : il correspond à une dénivellation dont la profondeur est supérieure à 40 mm sous la règle de 3 m.

#### I.3.1.3.2 Causes probables

Les affaissements des chaussées souples sont souvent causés par instabilité du remblai, la présence de matériaux inadéquats ou mal compactés, zone de déblai argileux, assèchement du sol support, le mauvais état des réseaux souterrains (milieu urbain). Il existe d'autres raisons comme un sous-dimensionnement localisé, la pollution du corps de chaussée, la construction localement défectueuse.

#### I.3.1.4 Soulèvement différentiel

Le soulèvement différentiel est défini par le gonflement localisé de la chaussée en période de gel, aussi bien parallèle que perpendiculaire à l'axe de la chaussée.

##### I.3.1.4.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité d'un soulèvement différentiel sont présentés dans la [figure I.5](#). L'étendue est le % total de la zone touchée par ce type de dégradation par rapport à la surface totale de la section du relevé.

**Faible** : Dénivellation progressive dont la hauteur est inférieure à 50 mm ;

**Moyen** : Dénivellation progressive dont la hauteur se situe entre 50 et 100 mm ;

**Majeur** : Dénivellation progressive dont la hauteur est supérieure à 100 mm ou dénivellation brusque quelle que soit sa hauteur.



**Figure 1.5** – Gravité d'un soulèvement différentiel (MTQ-AIMQ 2002).

#### I.3.1.4.2 Causes probables

Les causes les plus plausibles sont :

- Infrastructure gélive, phénomène hivernal récurrent ;
- Matériaux sensibles à l'humidité, phénomène permanent ;
- Nappe phréatique élevée et présence d'eau aux abords de la chaussée ;
- Hétérogénéité des matériaux ou transition inadéquate dans la chaussée ;
- Conduites souterraines à faible profondeur (milieu urbain).

#### I.3.1.5 Désordre de profil

Le désordre de profil est observé en cas des pentes et géométrie inappropriées favorisant l'accumulation des eaux de ruissellement en flaques sur la surface de la chaussée.

##### I.3.1.5.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité d'un désordre de profil sont présentés dans la [figure 1.6](#). L'étendue est le % de la surface totale touchée par ce type de dégradation par rapport à la surface totale de la section du relevé.



**Figure 1.6** – Gravité d'un désordre de profil (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Accumulation d'eau sur une profondeur de moins de 20 mm ;

**Moyen** : Accumulation d'eau sur une profondeur de 20 à 40 mm ;

**Majeur** : Accumulation d'eau sur une profondeur de plus de 40 mm.

### I.3.1.5.2 Causes probables

Les phénomènes qui provoquent les désordres de profil sont généralement les points bas non drainés, l'affaissement le long des bordures.

### I.3.2 Famille des fissurations

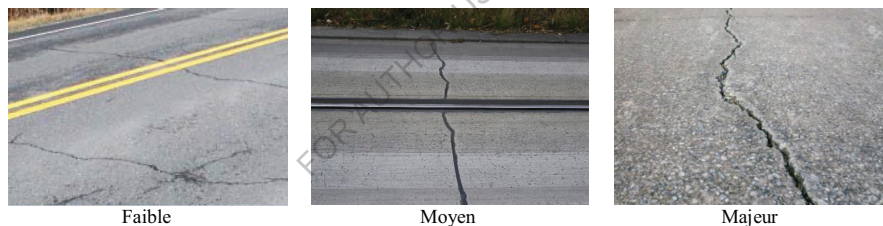
Les sollicitations répétées de flexion alternée dans la couverture bitumineuse d'une chaussée souple entraînent une dégradation par fatigue, sous la forme de fissures d'abord isolées puis évoluant peu à peu vers un faïençage à maille de faible dimension. Les fissurations sont définies comme étant une cassure de revêtement suivant une ligne avec ou sans rupture du corps de chaussée. Elles peuvent intéresser aussi bien la couche de roulement seule, qu'une partie ou la totalité du corps de chaussée.

#### I.3.2.1 Fissures transversales

On parle de fissures transversales en cas de rupture du revêtement relativement perpendiculaire à la direction de la route, généralement sur toute la largeur de la chaussée.

##### I.3.2.1.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures transversales sont présentés dans la [figure I.7](#). L'étendue est le % de surface totale de la zone atteinte par rapport à la surface de la section du relevé.



**Figure I.7** – Gravité des fissures transversales (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur ;

**Majeur** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

##### I.3.2.1.2 Causes probables

Les fissures transversales sont causées par les phénomènes ci-contre :

Retrait thermique ;

- Vieillessement et fragilisation du bitume ;
- Joint de construction mal exécuté (arrêt et reprise des travaux de pose d'enrobé) ;
- Diminution de la section du revêtement.

Parfois il ya apparition des glissements de revêtement qui sont des mouvements très importants de la couche de la surface imputable à la fois à un collage insuffisant avec la couche de base et à une stabilité insuffisante de revêtement. Ils s'amorcent par une fissuration diagonale au droit de passage des roues et par des fissures paraboliques franches.

L'eau s'infiltrant alors plus facilement provoque une accélération des phénomènes : épaufrures aux lèvres des fissures avec départ des matériaux, puis formation de nids de poule. Si la chaussée est laissée sans entretien, elle évoluerait très rapidement vers une destruction complète.

### 1.3.2.2 Fissures longitudinales en piste de roues

Elles sont caractérisées par la rupture du revêtement parallèle à la direction de la route et située dans les pistes de roues.

#### 1.3.2.2.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures longitudinales en piste de roues sont présentés dans la [figure I.8](#). L'étendue est le c'est le pourcentage de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé.



**Figure I.8** – Gravité des fissures longitudinales en piste de roues (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible :** Ce niveau faible est défini par fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen :** Le niveau moyen se caractérise par fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaîssés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur ;

**Majeur :** On parle de niveau majeur quand on est en présence des fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. On note la présence de fissures en carrelage.

#### 1.3.2.2.2 Causes probables

Ces types de fissures sont souvent causées par :

- Fatigue du revêtement (trafic lourd) ;

Capacité structurale insuffisante de la chaussée.

Mauvais drainage des couches granulaires de la chaussée (ex. : pendant le dégel).

En plus, les variations de la température à la surface d'une chaussée provoquent des phénomènes de traction et de contraction qui entraînent les fissures. La chaleur qui ramollit les couches de surface, accélère le vieillissement des produits hydrocarbonés.

Le cycle chaleur-froid altère la stabilité des matériaux, et les surfaces bitumineuses cassantes, et donc sujettes à la fissuration et l'effritement.

### I.3.2.3 Fissures longitudinales hors piste de roues

Elles sont définies par la rupture du revêtement relativement parallèle à la direction de la route, en dehors des pistes de roue.

#### I.3.2.3.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures longitudinales hors piste de roues sont présentés dans la figure I.9. L'étendue est le % de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé.



Figure I.9 – Gravité des fissures longitudinales hors piste de roues (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible :** Il se définit par des fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen :** Ce niveau moyen fait état des fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés ;

**Majeur :** Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure.

#### I.3.2.3.2 Causes probables

Les fissures longitudinales hors piste de roues sont dues aux phénomènes ci-contre :

- Joint de construction mal exécuté le long de la travée adjacente ;
- Ségrégation de l'enrobé à la pose (ex. : centre de l'épandeur) ;
- Vieillessement du revêtement ;
- Fatigue avancée de la chaussée ou sous-dimensionnement d'une ou plusieurs couches ;
- Diminution de portance du sol support (drainage déficient, défaut d'étanchéité) ;



Mauvais mode de fonctionnement de la structure (couches décollées) ;  
Qualité médiocre de certains matériaux.

### I.3.2.4 Fissures de gel

Elles correspondent à la rupture du revêtement générant une fissure active sous l'effet du gel, soit rectiligne et localisée au centre de la voie ou de la chaussée, soit d'apparence lézardée sans localisation précise sur la chaussée.

#### I.3.2.4.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures de gel sont présentés dans la [figure I.10](#). L'étendue est le % de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé.



**Figure I.10** – Gravité des fissures de gel (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Ce niveau reflète des fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 10 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen** : Il est caractérisé par des fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 10 à 25 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'usager ;

**Majeur** : Ce sont fissures généralement simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 25 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

#### I.3.2.4.2 Causes probables

Les fissures de gel sont provoquées par les phénomènes suivants :

- Infrastructure gélive et soulèvements différentiels ;
- Comportement gélif différentiel ;
- Remblai instable ;
- Drainage inadéquat.

### I.3.2.5 Faïençage « fissures en carrelage »

Les fissures en carrelage « *Faïençage* » sont représentées par la rupture du revêtement sur des superficies plus ou moins étendues, formant un patron de fissuration à petites mailles polygonales dont la dimension moyenne est de l'ordre de 300 mm ou moins.

### I.3.2.5.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures en carrelage « *Faïençage* » sont présentés dans la [figure I.11](#). L'étendue est définie par le pourcentage de la somme des surfaces des zones endommagées par rapport à la surface totale de la section du relevé.

**Faible** : c'est un maillage composé de fissures simples aux bords francs ;

**Moyen** : Maillage composé de fissures simples aux bords faiblement détériorés ;

**Majeur** : Maillage qui est composé de fissures simples aux bords détériorés.



**Figure I.11** – Gravité des fissures en carrelage « *Faïençage* » (MTQ-AIMQ 2002).

### I.3.2.5.2 Causes probables

Les causes les plus fréquentes des fissures en carrelage sont :

Fatigue (ex. : épaisseur de revêtement insuffisante) ;

Vieillessement de la chaussée (oxydation et fragilisation du bitume dans l'enrobé) ;

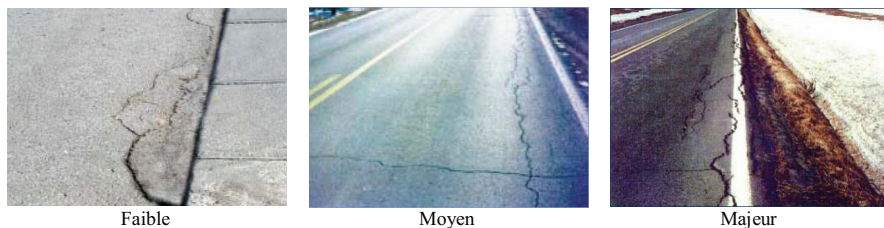
Capacité portante insuffisante.

### I.3.2.6 Fissures en rive

Les fissures en rive correspondent à des ruptures en lignes droites ou en arcs de cercle, le long de l'accotement ou de la bordure, ou décollement du revêtement le long de la bordure.

#### I.3.2.6.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité des fissures en rive sont présentés dans la [figure I.12](#). L'étendue est le % de la longueur totale touchée par la dégradation par rapport à la longueur totale de la section du relevé.



**Figure I.12** – Gravité des fissures en rive (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Il se définit par fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaîssés ;

**Majeur** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaîssement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure.

### I.3.2.6.2 Causes probables

Les fissures en rive sont dues aux phénomènes ci-contre :

Manque de support latéral (ex. : accotement étroit et pente de talus abrupte) ;

Discontinuité dans la structure (ex. : élargissement) ;

Apport latéral d'eau de ruissellement dans la structure de la chaussée (milieu urbain) ;

Assèchement du sol support.

### I.3.3 Famille des arrachements

La famille des arrachements ne concernent que les désordres affectant en général la couche de roulement.

#### I.3.3.1 Désenrobage

Le désenrobage est l'érosion et perte des gros granulats en surface produisant une détérioration progressive du revêtement.

##### I.3.3.1.1 Gravité et étendue

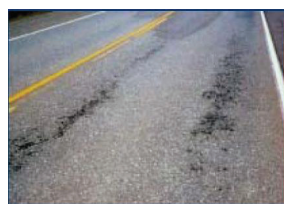
Les trois niveaux de gravité de désenrobage sont présentés dans la [figure I.13](#). L'étendue est le % de la surface affectée par rapport à la surface de la section du relevé.



Faible



Moyen



Majeur

Figure I.13 – Gravité de désenrobage (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : c'est une perte tout juste observable du mastic ou des gros granulats, principalement dans les pistes de roues ;

**Moyen** : Perte facilement observable du mastic laissant les gros granulats très apparents ou perte des gros granulats laissant un patron régulier de petites cavités généralisées à toute la surface ;

**Majeur** : il est défini par une surface entièrement érodée et dégradation accentuée dans les pistes de roues (début d'ornièrage par usure).

### I.3.3.1.2 Causes probables

Le désenrobage est causé par les phénomènes suivants : usure par trafic intense, Sous dosage du bitume, utilisation d'agrégats hydrophiles, compactage insuffisant, surchauffe ou vieillissement de l'enrobé (oxydation et fragilisation), sollicitations accrues en zone de virage et de freinage (milieu urbain), adhésivité liant - granulat insuffisante, mise en oeuvre par conditions météorologiques défavorables, et la stagnation d'eau sur la chaussée.

### I.3.3.2 Pelade

C'est l'arrachement par plaques de l'enrobé de la couche de surface.

#### I.3.3.2.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de pelade « *arrachement par plaques* » sont présentés dans la [figure I.14](#). L'étendue est le % de la surface affectée par rapport à la surface de la section du relevé.



**Figure I.14** – Gravité de pelade « *arrachement par plaques* » (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Pelade ayant la surface d'arrachement inférieure à 0.5 m carré ;

**Moyen** : Pelade dont la surface d'arrachement est de 0.5 à 1 m carré ;

**Majeur** : Pelade ayant la surface d'arrachement supérieure à 1 m carré.

#### I.3.3.2.2 Causes probables

Les pelades sont causées par les phénomènes suivants :

- Mauvaise adhérence de la couche de surface liée au manque de liant d'accrochage, à l'incompatibilité chimique et/ou à la saleté entre les couches ;
- Épaisseur insuffisante de la couche de surface ;
- Chaussée fortement sollicitée par le trafic.

### I.3.3.3 Nid-de-poule

Le nid-de-poule est la manifestation finale d'une combinaison de différents problèmes. Il est caractérisé par une désagrégation localisée du revêtement sur toute son épaisseur formant des trous de forme généralement arrondie, au contour bien défini, de taille et de profondeur variables.

### I.3.3.3.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de nid-de-poule sont présentés dans la [figure I.15](#). L'étendue est évaluée par le nombre de nids de poule par section du relevé.



*Figure I.15 – Gravité du nid-de-poule (MTQ-AIMQ 2002).*

**Faible** : il est décrit par le nid-de-poule dont le diamètre est moins de 200 mm ;

**Moyen** : dans ce cas le nid-de-poule possède un diamètre de 200 à 300 mm ;

**Majeur** : à ce niveau le nid-de-poule a un diamètre de plus de 300 mm.

### I.3.3.3.2 Causes probables

Les nids-de-poules sont provoqués par la faiblesse ponctuelle de la fondation, l'insuffisance de l'épaisseur du revêtement, le défaut de portance (drainage, poche d'argile, etc.). Ils peuvent aussi avoir lieu lorsque la chaussée est fortement sollicitée par le trafic lourd, en cas d'un défaut localisé de la couche de surface ou de base qui est souvent dû à une mauvaise qualité à la fabrication ou à la mise en oeuvre des matériaux.

## I.3.4 Les mouvements de matériaux

### I.3.4.1 Ressuage

Le ressuage, par définition, est la remontée de bitume à la surface du revêtement, accentuée dans les pistes de roues.

#### I.3.4.1.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de ressuage sont présentés dans la [figure I.16](#). L'étendue est le % de longueur cumulée des zones affectées par le désordre par rapport à la longueur totale de la section du relevé.

**Faible** : dans un tel cas le ressuage est surtout détectable dans les pistes de roues par l'apparition d'une bande de revêtement plus foncée ;

**Moyen** : ici Les pistes de roues sont bien délimitées par la couleur noire du bitume ;

**Majeur** : il correspond à un aspect humide et luisant de la plus grande partie de la surface. La texture de l'enrobé est impossible à discerner. Le bruit des pneus est similaire à celui produit sur un revêtement mouillé. La plus grande partie de la surface est affectée.



Figure I.16 – Gravité de ressuage (MTQ-AIMQ 2002).

### I.3.4.1.2 Causes probables

Le ressuage est causé par le surdosage du bitume, effet combiné de la température élevée du revêtement et des sollicitations du trafic, excès de liant d'accrochage, formulation d'enrobé inadaptée aux sollicitations.

### I.3.4.2 Glaçage ou « Indentation »

Le glaçage, par définition, est l'usure ou l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude sous l'action du trafic conférant à la surface de roulement un aspect lisse et brillant.

#### I.3.4.2.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de glaçage ou « Indentation » sont présentés dans la figure I.17. L'étendue est le % de longueur cumulée des zones affectées par le désordre par rapport à la longueur totale de la section du relevé.

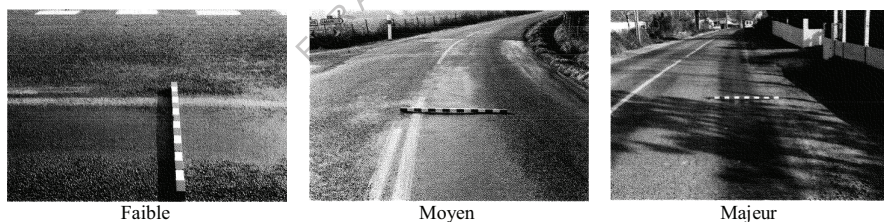


Figure I.17 – Gravité de glaçage ou « Indentation » (LCPC, IFSTTAR 1998).

**Faible** : perceptible, franc mais isolé (de l'ordre du mètre) ;

**Moyen** : significatif et concerne les bandes de roulement par zones de 10m environ ;

**Majeur** : phénomène généralisé sur tout le profil en travers ou dans les deux bandes de roulement par zone supérieure à 10m.

### I.3.4.2.2 Causes probables

Le glaçage a pour causes :

La dureté insuffisance des granulats du revêtement ;



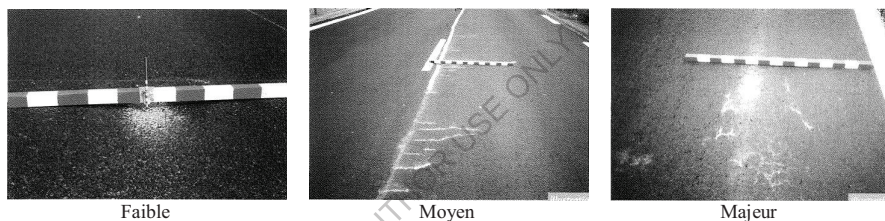
- Le surdosage en liant de l'enrobé ;
- La qualité du liant inadaptée au trafic ou au climat ;
- Les réparations localisées ;
- Des incidents de chantier ;
- Fuites d'huile des engins de chantier.

### I.3.4.3 Remontée des fines

Apparition d'éléments fins à la surface de chaussée provenant de l'assise qui sont généralement localisées au droit de défauts de la couche de roulement (fissures, flaches, faïençages...etc.).

#### I.3.4.3.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de remontée des fines sont présentés dans la [figure I.18](#). L'étendue est le % de surface cumulée des zones affectées par le désordre par rapport à la surface totale de la section du relevé.



**Figure I.18** – Gravité de remontée des fines (LCPC, IFSTTAR 1998).

- Faible** : dégradation perceptible et localisée ;
- Moyen** : dégradation franche, significative et étendue et plus sévère (moins de fines) ;
- Majeur** : dégradation franche, significative, étendue et plus sévère (trop de fines).

#### I.3.4.3.2 Causes probables

La remontée des fines en surface est généralement causée par l'eau circulant dans l'assise sous l'effet du pompage engendré par le trafic. Ces particules proviennent du sol support (cas des sols fins sensibles à l'eau). Ce phénomène peut se produire sur des fissures présentant des battements ou sur des zones dont l'assise présente un feuilletage, une décohésion superficielle ou une décohésion dans la masse.

### I.3.5 Les dégradations en milieu urbain

#### I.3.5.1 Fissuration autour des regards et des puits

Elle est décrite par la rupture du revêtement suivant un tracé circulaire et/ou radial.



### I.3.5.1.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de fissuration autour des regards et des puisards sont présentés dans la figure I.19. L'étendue est le nombre total de regards par section du relevé et par niveau de sévérité.



Figure I.19 – Gravité de fissuration autour des regards et des puisards (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible** : Fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur ;

**Majeur** : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

### I.3.5.1.2 Causes probables

Ces fissurations sont produites par la consolidation ou tassement de la chaussée, les cycles de gel-dégel, la désagrégation de la cheminée par la saumure, les impacts dynamiques, la perte de matériaux autour de la structure.

### I.3.5.2 Dénivellation des regards et des puisards

C'est une inégalité entre la surface du revêtement et le dessus d'un puisard ou d'un regard.

#### I.3.5.2.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de dénivellation des regards et des puisards sont présentés dans la figure I.20. L'étendue est le nombre total de regards par section du relevé et par niveau de sévérité.

**Faible** : il est défini par une dénivellation de moins de 20 mm ;

**Moyen** : on observe dans ce cas une dénivellation de 20 à 40 mm ;

**Majeur** : ici la dénivellation est de plus de 40 mm.



Figure I.20 – Gravité de dénivellation des regards et des puisards (MTQ-AIMQ 2002).

### I.3.5.2.2 Causes probables

Les causes les plus probables sont les suivantes :

- Consolidation ou tassement de la chaussée ;
- Cycles de gel et de dégel engendrant des déformations permanentes ;
- Désagrégation de la cheminée en présence de saumure ;
- Impacts dynamiques cumulant des déformations permanentes ;
- Perte de matériaux autour de la structure.

### I.3.5.3 Coupe et tranchée

C'est une fissuration ou un affaissement dans la tranchée ou dans son voisinage.

#### I.3.5.3.1 Gravité et étendue

Les trois niveaux de gravité de dénivellation des regards et des puisards sont présentés dans la figure I.21. L'étendue est la superficie touchée sur la section du relevé.



Figure I.21 – Gravité de coupe et tranchée (MTQ-AIMQ 2002).

**Faible :** il correspond à une dénivellation inférieure à 20 mm et/ou fissure simple dont l'ouverture est inférieure à 5 mm et dont les bords sont en général francs et bien définis ;

**Moyen :** c'est une dénivellation de 20 à 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés ;

**Majeur :** à ce niveau la dénivellation est de plus de 40 mm et/ou fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés.

### I.3.5.3.2 Causes probables

Les causes les plus probables sont les suivantes :

- Le Compactage insuffisant des matériaux de remblayage de la tranchée ;
- L'hétérogénéité des matériaux de tranchées et celles des chaussées existantes ;
- Le relâchement des contraintes produit par une perte de support latéral dans la tranchée ;
- Le remblayage incomplet sous les bords du revêtement ;
- Le manque d'étanchéité du joint de coupe.

## I.4 Dégradation des chaussées rigides

Quand elles sont bien conçues et réalisées dans les règles de l'art, les chaussées en dalles de béton se dégradent peu comparées aux chaussées à revêtement bitumineux. La nature de ces dégradations peut relever de diverses formes faites que l'on ne peut pas les classer en familles. Nous les traiterons donc individuellement tout en suivant le schéma précédemment établi. Ainsi, les dégradations les plus fréquemment rencontrées sur les chaussées rigides sont: les fissures, les épaufrures, les décalages de joint, et les rejets de pompage ou phénomène de pompage.

### I.4.1 Les fissurations

#### I.4.1.1 Description et évolution

On distingue deux groupes de fissures: d'un côté les « *fissures longitudinales, transversales et obliques* » et de l'autre les « *fissures en coin de dalle* ». Ce sont tous des ruptures de dalle en deux morceaux, cependant les fissures en coin correspondent à une intersection de la fissure avec les bords de la dalle formant ainsi un triangle dont les deux cotés de l'angle droit sont les bords de la dalle (Figure I.22).

On assiste à une ouverture de la fissure et à l'épaufrure des lèvres favorisant un départ de matériaux et une infiltration d'eau dans le corps de chaussée. Par suite, les battements de dalles provoqués par le trafic lourd entraînent en plus des rejets de pompage. Cette ouverture est limitée pour le béton armé continu jusqu'à rupture des armatures. Il peut aussi se produire une ramification de la fissure et les coins de dalles contigus à la fissure peuvent se casser.



Fissures en formes diverses



Fissures en coin de dalle

**Figure I.22** – Réseau de fissures.

### I.4.1.2 Causes probables

Les causes probables de ces fissurations sont :

- Portance insuffisante (épaisseur trop faible de la dalle, résistance insuffisante du béton à la traction ... ) ;
- Dégradation des conditions d'appui de la dalle (tassement ou érosion du sol de fondation) ;
- Retrait thermique du béton en cas de sciage tardif ;
- Retrait hydrique ;
- Rupture par fatigue de la chaussée sous l'effet de l'accumulation de contraintes de traction-flexion excessives ;
- Espacement entre joints trop long ;
- Gonflement ou retrait du sous sol.

## I.4.2 Les épaufrures

### I.4.2.1 Description et évolution

Ce sont des fragments qui se sont détachés de la masse du béton aux abords des joints ou des fissures. Généralement cette dégradation affecte simplement une partie de l'épaisseur de la dalle (Figure I.23). Les épaufrures deviennent de plus en plus nombreuses et larges et évoluent vers la fragmentation en dalles de plus en plus petites. Elles sont aussi accompagnées d'un affaissement de ces dalles et de départs de matériaux. On note enfin une accentuation du phénomène par pénétration d'eau dans le corps de chaussée.



*Figure I.23 – Une épaufrure sur une chaussée rigide.*

### I.4.2.2 Causes probables

Les causes probables de ce type de dégradation sont :

- Joints bloqués (présence de matériaux incompressibles) empêchant la dilatation thermique et créant une compression en bordure, entraînant leur effritement ;
- Existence de zones de faiblesse au niveau des joints ;
- Résistance à la compression du béton insuffisante ;
- Détérioration locale du béton par un sciage prématuré ;
- Friction des lèvres des joints générée par les battements de dalles.

### I.4.3 Les décalages de joint

#### I.4.3.1 Description et évolution

Il s'agit d'une dénivellation verticale entre les deux lèvres d'un joint de dalle ou de bord de fissure (Figure I.24). Les décalages de joint induisent une modification des conditions de fonctionnement de la dalle (transfert de charge) et à une altération de l'uni. Ils évoluent vers une épaufure des lèvres des joints ou des bords des fissures, des rejets de fines suite aux infiltrations d'eau dans le corps de la chaussée, ainsi que vers une fissuration transversale ou oblique.



Figure I.24 – Décalage de dalle d'une chaussée rigide.

#### I.4.3.2 Causes probables

Les causes probables de ce type de dégradation sont :

- Erodabilité de la fondation ;
- Mauvais transfert de charges au niveau des joints transversaux ;
- Portance et/ou la cohésion insuffisante du sol support entraînant un tassement différentiel ;
- Mouvements de matériaux sous les deux bords du joint dus à un phénomène de pompage, de retrait hydrique, à un mauvais drainage.

### I.4.4 Le pompage

#### I.4.4.1 Description et évolution

Il s'agit de l'éjection de matériaux (eau, boue...) à la surface de la chaussée lors des passages de véhicules lourds, au niveau des fissures ou des joints par suite de l'existence de cavités sous les dalles (Figure I.25).

Il évolue vers la formation de cavités dans les abouts de dalles. Ces cavités font que le trafic lourd génère des battements de dalles qui accentuent les rejets de pompage. A terme peuvent survenir la mise en escalier et la fissuration des dalles.

#### I.4.4.2 Causes probables

Les causes probables de ce type de dégradation sont :

- Mauvais drainage de la chaussée ;
- Manque de cohésion et la sensibilité à l'eau du support ;



**Figure 1.25** – Ejection de matériaux (pompage) en chaussée rigide.

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

## **I.5 Méthodes 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* ».

### **I.5.1 La méthode « *VIZIR* »**

#### **I.5.1.1 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 « *Is* » 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.

### I.5.1.2 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 ».

#### I.5.1.2.1 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 I.1). On y trouve essentiellement : (1) les déformations et (2) les fissurations de fatigue.

Tableau I.1 – 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 orniérage	Sensible à l'usager mais peu importante $f < 2$ cm	Graves déformations, affaissements localisés ou orniérage $2 \leq f \leq 4$ cm	Déformation affectant gravement la sécurité ou le temps de parcours $f \geq 4$ cm
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
Faïencage	Faïencage fin sans départ de matériaux maillage large ( $> 50$ cm)	Faïencage plus serré ( $< 50$ cm) avec parfois départ de matériaux, arrachements et nids de poule en formation	Faïencage 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

#### I.5.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B »

Encore appelées dégradations non structurelles, 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 structurelle 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 I.2).

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 I.2** – 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 épaufures 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
Types de dégradations	(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

### I.5.1.3 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 :  $I_f$  » 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 :  $I_d$  » 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 «  $I_f$  » et «  $I_d$  » 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 :  $I_s$  » qui qualifie la chaussée sur la longueur choisie pour le calcul. La note globale de l'indice de surface «  $I_s$  » 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 «  $I_s$  » est récapitulée dans le diagramme ci-dessous (Figure I.26). 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.

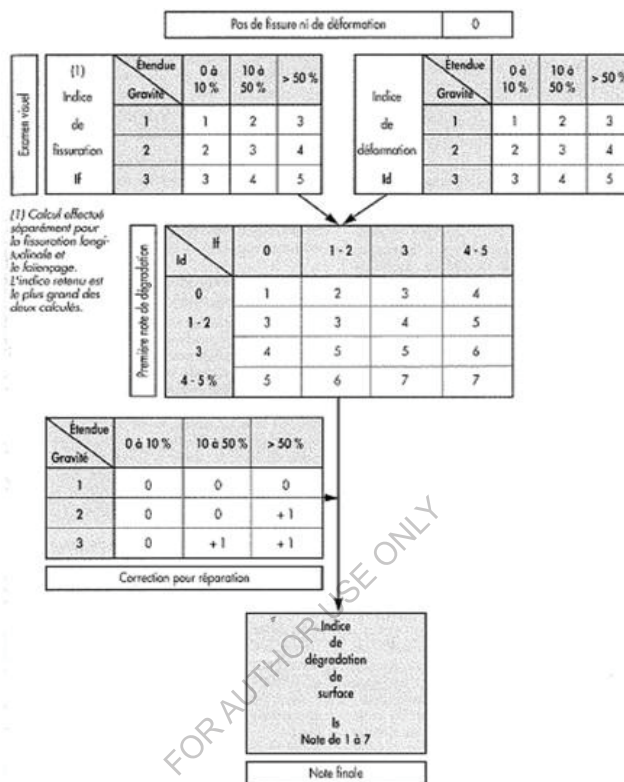


Figure I.26 – Méthode VIZIR pour l'évaluation de l'état des chaussées routières.

#### I.5.1.4 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 «  $Is$  » 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.

#### I.5.1.4.1 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 «  $Is$  » 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 «  $Is$  » est classé en trois catégories comme présenté précédemment. Cependant, la déflexion est classée en trois catégories déterminées par deux seuils «  $d1$  » et «  $d2$  » à savoir :

La déflexion «  $d1$  » est la valeur au-dessous de laquelle on considère que la structure se comporte d'une manière satisfaisante ;

La déflexion «  $d2$  » est la valeur au-dessus de laquelle on considère que la structure présente de sérieux défauts de portance ;

Entre «  $d1$  » et «  $d2$  », 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 «  $Is$  » est présentée dans le [Tableau I.3](#). Les notes de qualité signifient ce qui suit :

**$Q_1$ ,  $Q_2$  et  $Q_3$**  : 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 ;

**$Q_7$ ,  $Q_8$  et  $Q_9$**  : ces notes signifient que la chaussée relève de travaux de renforcement dont l'épaisseur dépend du trafic. La solution est donnée ultérieurement ;

**$Q_4$ ,  $Q_5$  et  $Q_6$**  : 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 :

- **$Q_4$**  : 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,  $Q_4$  sera reclassé en  $Q_2$  (priorité à la déflexion) ou  $Q_7$  (priorité à l'état de dégradation) ;
- **$Q_5$**  : 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  $Q_3$ ,  $Q_7$  ou  $Q_8$  ;

- **Q<sub>6</sub>** : 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 reclasera en Q<sub>3</sub> ou Q<sub>8</sub>.

**Tableau I.3 – Note de qualité « Qi » (LCPC-VIZIR 1991).**

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

#### I.5.1.4.2 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 « Is » et de la note de qualité « Qi » 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 I.4).

**Tableau I.4 – Exemple du tableau de solution en fonction du trafic (LCPC-VIZIR 1991).**

Trafic		0 à 500	500 à 1000	1000 à 2000	>2000
Note de qualité		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

#### I.5.2 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.

### I.5.3 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.

#### I.5.3.1 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 I. 5):

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 I.5** – 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 I.27).

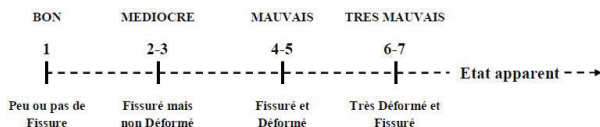


Figure I.27 – Qualité apparente d'une section de chaussée (CEBTP-LCPC 1985).

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.

### I.5.3.2 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 I. 6):

Tableau I.6 – Note de qualité «  $Q_i$  » (CEBTP-LCPC 1985).

Etat apparent \ Déflexion		Déflexion	
		Faible $d_1$	$d_2$ Elevée
Bon	1	$Q_1$	$Q_3$
Fissuré non déformé sans	2-3	$Q_2$	$Q_4$
Déformé et fissuré	4-7	$Q_5$	$Q_5$

## I.6 Conclusion

Ce chapitre a permis d'exposer dans leur plus grande majorité les dégradations sur les chaussées revêtues. Ainsi, pour les chaussées à revêtement bitumineux, on a pu étudier l'ensemble des dégradations sous formes de familles. De plus, nous avons abordé les principales méthodes d'évaluation des dégradations des chaussées proprement dites. Dans le prochain chapitre, nous allons présenter les différents essais routiers réalisés sur les sols (matériaux de construction de différentes couches de chaussées routières).

## CHAPITRE II : ESSAIS D'IDENTIFICATION ROUTIERS

### II.1 Introduction

Après avoir présenté, en chapitre I, 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.

### II.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 ».

#### II.2.1 Essais d'identification

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

### II.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.

### II.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 chaussées.

### II.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 cm<sup>3</sup> et de diamètre intérieur ( $155 \pm 10$ ) mm ;

Burette de 50 ml, ou une burette automatique, graduée en 1/10<sup>e</sup> ml ;

Papier filtre blanc de masse surfacique ( $95 \pm 5$ ) g/m<sup>2</sup>, d'épaisseur ( $0.2 \pm 0.02$ ) mm, de vitesse de filtration ( $75 \pm 10$ ) s pour 100 ml (selon la méthode ASTM) et de diamètre de rétention ( $8 \pm 5$ ) 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.

### II.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 cm<sup>3</sup> 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 II.1** résume phase par phase la procédure détaillée de réalisation de l'essai au bleu de méthylène.

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

Cinématique du dosage	Commentaires
a. Ajout de 5 cm <sup>3</sup> de bleu puis aller en 2.	1 <sup>ère</sup> phase : addition de bleu de méthylène par pas grossier (5 cm <sup>3</sup> ) 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 <sup>3</sup> de bleu de méthylène, recommencer l'essai avec une prise d'essai plus importante.
c. Ajout de 2 cm <sup>3</sup> de bleu puis aller en 4.	2 <sup>ème</sup> phase : au premier test immédiat positif, on ajoute le bleu par pas fin (2 cm <sup>3</sup> ) 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 <sup>ème</sup> phase : confirmation du test positif pendant 5 minutes.

#### II.2.1.1.5 Expression des résultats

Teneur en eau de l'échantillon :

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

Masse sèche de la prise d'essai :

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

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

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

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

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

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

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

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<sub>max</sub> : est la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol (voir NF P 11-301) ;

m<sub>h1</sub> : est la masse humide de l'échantillon constituant la première prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m<sub>h2</sub> : est la masse humide de l'échantillon prévu pour être séché, constituant la deuxième prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m<sub>h3</sub> : est la masse humide de l'échantillon constituant la troisième prise d'essai (exprimée en grammes) ;

m<sub>s2</sub> : 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.

### II.2.1.1.6 Interprétation des résultats

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

**Tableau II.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

### II.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...etc.

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.

#### II.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.

#### II.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 tamissage 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 $\mu$ 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.

### II.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.

### II.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<sup>3</sup> de solution d'hexamétaphosphate de sodium à 5% et 200cm<sup>3</sup> 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<sup>3</sup> avec l'eau déminéralisée.

De la même manière, on prépare une autre solution dans l'éprouvette «  $B$  » : 30cm<sup>3</sup> de solution d'hexamétaphosphate de sodium à 5%, complétée à 1000cm<sup>3</sup> 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.

#### II.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:

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

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

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

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.

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

### II.2.1.2.6 Interprétation des résultats

Le résultat du **coefficient d'uniformité** «  $C_u$  » peut être interprété comme suit à savoir (Tableau II.3) :

**Tableau II.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.

### II.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.

#### II.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.

#### II.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)

#### II.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.

#### II.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 coté 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.

#### II.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.

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

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):

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

$I_c = 0$  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.

#### II.2.1.3.6 Interprétation des résultats

Le GTR retient les seuils suivants ([Tableau II.4](#)):



**Tableau II.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 II.5):

**Tableau II.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

#### II.2.1.4 Essai de propreté ou « équivalent de sable »

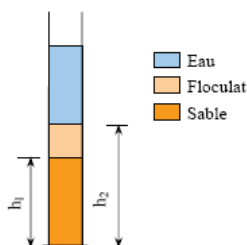
Les sables utilisés dans différents domaines ne sont pas tous propres, ils contiennent une proportion plus ou moins importantes des argiles fines nuisibles qui peuvent réduire considérablement la qualité des matériaux. Cette proportion relative d'impureté dans le sable peut être déterminée grâce à l'essai 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).

##### II.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.

##### II.2.1.4.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à mettre en suspension les fines « particules  $< 0.063 \text{ mm}$  soit  $63 \mu\text{m}$  » après agitation, puis de les laisser se déposer au fond d'un tube transparent comme montré dans la Figure II.1.

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

### II.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.

Éprouvettes 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.

### II.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 lavante 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  $105 \pm 5^\circ\text{C}$  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.

#### II.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. II.11 ci-dessous :

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

Où :

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

$H_2$ : hauteur totale du sable propre seulement.

#### II.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 II.6](#).

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 ;

Tableau II.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 Convenant 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.

### II.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.)

#### II.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.

#### II.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  $25.4 \text{ mm}$  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 II.7](#) ci-dessous résume les conditions de chaque essai selon le moule retenu (norme [NF P 94-093](#)) :

**Tableau II.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 <sup>3</sup>
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

#### II.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 ;  
 Epruvette graduée 150 ml environ ;  
 Petits récipients (mesures des teneurs en eau) ;  
 Balance portée 20 kg, précision  $\pm 5$  g ;  
 Balance de précision 200 g, précision  $\pm 0,1$  g ;  
 Etuve  $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  ;  
 Burette à huile.

#### II.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 ( $\omega$  ;  $\gamma_d$ ) 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  $60^{\circ}\text{C}$ ), 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 ( $\omega$ ) qui se situe environ à 4 ou 5% au-dessous de  $\omega_{\text{opt}}$ . (La  $\omega_{\text{opt}}$  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  $\leq 25\%$ , 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 II.2](#). Concernant l'exécution correcte de l'essai, on doit suivre les étapes ci-dessous :

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<sup>ère</sup> 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) ;

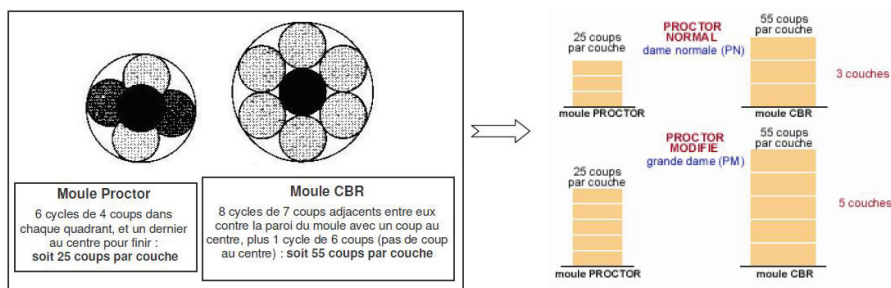


Figure II.2 – Distribution des coups engendrés à la surface de chaque couche selon le type de moule utilisé.

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 arasée ;

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.

#### II.2.1.5.5 Expression et interprétation des résultats

Le poids volumique sec «  $\gamma_d$  » de l'échantillon étudié est alors calculé par l'Eq. II.12 ci-dessous :

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

Où :

$\gamma_h$ : Poids volumique humide ;

$\omega$ : Teneur en eau.

Le poids volumique humide «  $\gamma_h$  » de l'échantillon étudié est alors calculé par l'Eq. II.13 ci-dessous :

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

Où :

P<sub>1</sub>: 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<sub>2</sub>: 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<sub>moule</sub> : 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 ( $\omega$  en %), En ordonnée : le poids volumique sec ( $\gamma_d$  en kN/m<sup>3</sup>) ». A partir de cette courbe tracée, on peut en déduire la teneur en eau optimale «  $\omega_{opt}$  » pour laquelle la densité sèche sera maximale «  $\gamma_{dmax}$  ».

## II.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 ».

### II.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.

#### II.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.

#### II.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.

#### II.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.

#### II.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 II.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 II.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	$3080 \pm 20$	$5000 \pm 2$
6,3 - 10	/	9	$3960 \pm 25$	$5000 \pm 2$
10 - 14	/	11	$4840 \pm 25$	$5000 \pm 2$
10 - 25	10 - 16	11	$4840 \pm 25$	3000
	16 - 25	11	$4840 \pm 25$	2000
16 - 31,5	16 - 25	12	$5280 \pm 25$	2000
	25 - 31,5	12	$5280 \pm 25$	3000
25 - 50	25 - 40	12	$5280 \pm 25$	3000
	40 - 50	12	$5280 \pm 25$	2000

### II.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* » :  $m(g) = 5000 - m_1$ .

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

### II.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 II.9](#).

**Tableau II.9** – Type des graviers selon le coefficient LA.

Valeurs du coefficient Los Angles	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 »

### II.2.2.2 Essai Micro-Deval

#### II.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.

#### II.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.

#### II.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 tr/min  $\pm$  5 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).

#### II.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 g  $\pm$  2 g pour les gravillons de 4-14 mm et de 10 kg  $\pm$  20 g pour les granulats de 25-50 mm ;

Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge abrasive (Tableau II.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) ;

**Tableau II.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

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.

### II.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. II.15).

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

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

$m$  (g) = 500-  $m_1$  pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm ;

$m$  (g) = 10000-  $m_1$  pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.

### II.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 II.11).

**Tableau II.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

## II.2.3 Essais sur la portance

### II.2.3.1 Essai C.B.R « California Bearing Ratio »

#### II.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 :

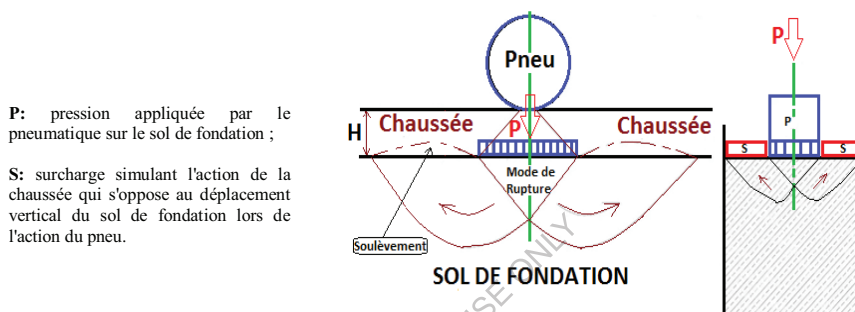
*L'indice Portant immédiat (IPI) :* Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux (H=0  $\Rightarrow$  pas de surcharges « S ») ;

*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.

### II.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 II.3).



**Figure II.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 II.4). Sachant que : «  $P = F/S$  » et «  $S$  » est la surface du poinçon.

#### 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).

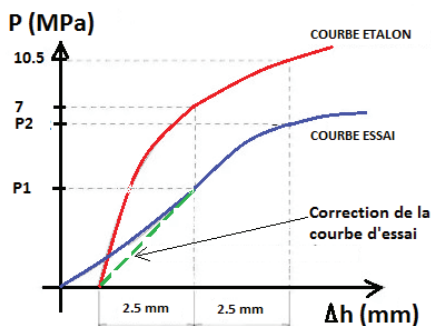


Figure II.4 – Courbe contrainte-déformation.

#### II.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.

#### II.2.3.1.4 Mode opératoire

Avant d'introduire le matériau dans le moule :

Solidariser la plaque de base et le moule CBR (Figure II. 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.

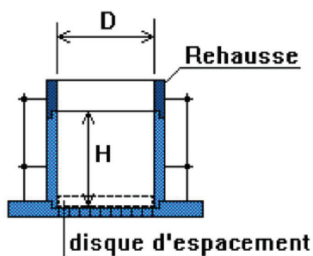


Figure II.5 – Préparation du moule.

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 en 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 II.12) :

Tableau II.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 agrafer 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).

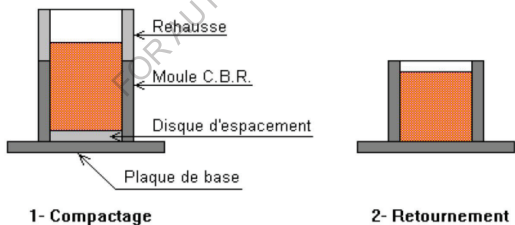


Figure II.6 – Eprouvette après confection.

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 II.13) ;

**Tableau II.13** – Résultats du poinçonnement correspondant aux différents enfoncements.

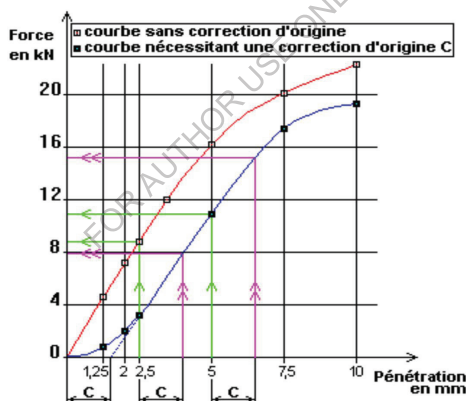
t (mn)	0.5	1	1.5	2	4	6	8
$\Delta h$ (mm)	0.625	1.25	2	2.5	5	7.5	10
F (kN)							
$\bar{\sigma}$ (MPa)							

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 II.7) ;



**Figure II.7** – Courbe effort-déformation.

Déterminer l'indice IPI conformément à la norme ;

Déterminer la teneur en eau de compactage et la masse volumique sèche  $\rho_d$  (en  $t/m^3$ ).

#### II.2.3.1.5 Expression et interprétation des résultats

On trace la courbe Proctor  $p_d = f(w\%)$  ? 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 II.8).



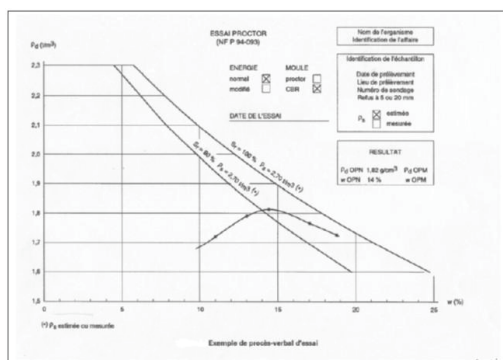


Figure II.8 – Exemple de procès verbal d'essai.

On détermine  $\omega_{opt}$  et  $pd_{max}$  (à partir de l'essai Proctor) et également  $\omega_{opt}$  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. II.16) :

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

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).

### II.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.

#### II.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.

### II.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. Lorsque le dispositif est à vide, c'est à dire que la zone de sol à tester n'est soumise à aucune charge (Figure II.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.

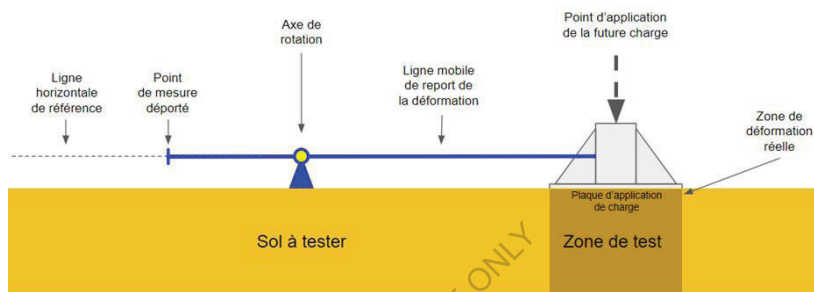


Figure II.9 – Dispositif de mesure à vide (sans charge).

Lorsque le dispositif est mis en charge (Figure II.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.

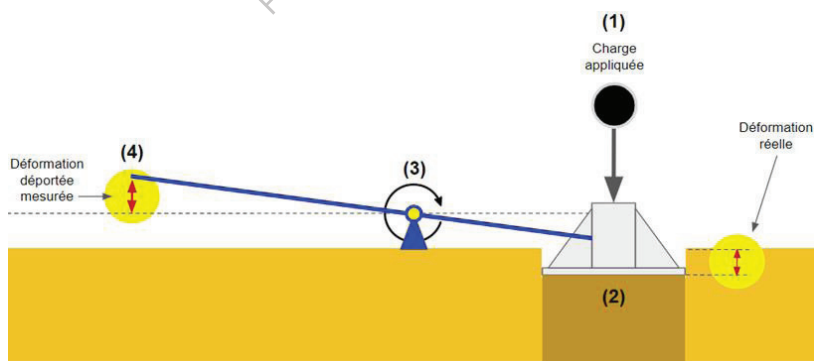


Figure II.10 – Dispositif de mesure en charge.

### II.2.3.2.3 Matériels utilisés

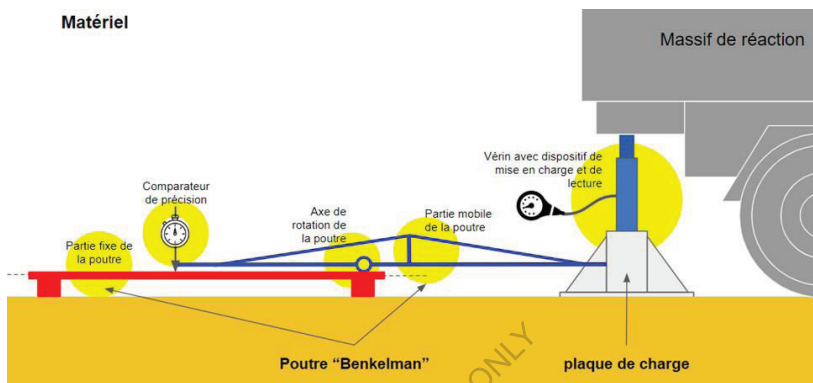
La poutre de Benkelman qui est composé de (Figure II.11) :

Un « *vérin* », qui prend appuis sous le massif de réaction (camion chargé). Ce vérin est équipé d'une pompe hydraulique qui 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 ;

#### Matériel



**Figure II.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 appui 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.

#### II.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<sup>er</sup> 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<sup>ème</sup> cycle de chargement ( $F=5645 \text{ daN}$ ) : On charge de 0 à 0.20 MPa puis on attend la stabilisation de la déformation ( $< 0.02 \text{ mm/15 sec.}$ ) 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 «  $Z_2$  ».

### II.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 II.12).

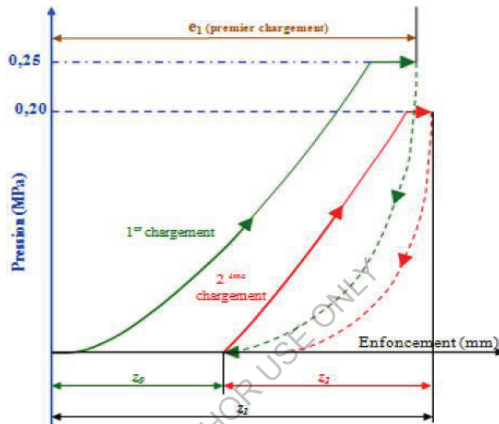


Figure II.12 – Enfoncement de la plaque en fonction des deux pressions appliquées.

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. II.17) :

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

Où :

$d$  : Diamètre de la plaque en (mm) ;

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

$EV_2$  : Module de déformation statique en (MPa) ;

$\nu$  : Coefficient de poisson (sans unité) ;

$Z_2$  : Enfoncement de la plaque provoqué par le 2<sup>ème</sup> chargement en (mm).

Si on assimile l'expression  $(1 - \nu^2)$  à la valeur de 1, on obtient approximativement la formule suivante (Eq. II.18) :

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

Selon le **LCTP (1973)**, pour le premier chargement à « 0.25 MPa », la valeur du module «  $EV_1$  » 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 «  $\nu = 0.25$  », son expression est donnée par la formule suivante (Eq. II. 19) :

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

### II.2.3.2.6 Interprétation des résultats

Le module «  $EV_2$  » 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 II.14**.

**Tableau II.14** – Portance minimale du sol support à supporter les charges en fonction du «  $EV_2$  » (**GTR 1992**).

Type de couche à mettre en œuvre sur le sol support	$EV_2$ (MPa)
Couche de forme en matériau traités	$\geq 35$
Couche de forme en matériau non traités	$\geq 15$ à 20
Couches de chaussée	$\geq 50$

Cependant, une valeur faible de «  $EV_1$  » 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 «  $k = EV_2/EV_1$  » permet d'apprécier la qualité du compactage. Le compactage est d'autant meilleur que le rapport «  $k = EV_2/EV_1$  » est faible (**Tableau II.15**).

**Tableau II.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. II.20) :

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

Formule proposée par SHELL (Eq. II.21) :

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

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

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

### II.3 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. Dans ce dernier chapitre, nous allons présenter les différents essais de formulation et les matériaux utilisés dans la formulation des bétons bitumineux.

FOR AUTHOR USE ONLY

## CHAPITRE III : FORMULATION DES BETONS BITUMINEUX

### III.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 certains 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.

## III.2 Bitumes

### III.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 III.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 III.1** – Composition d'un enrobé utilisé principalement pour les couches de roulement.

### III.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 III.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.

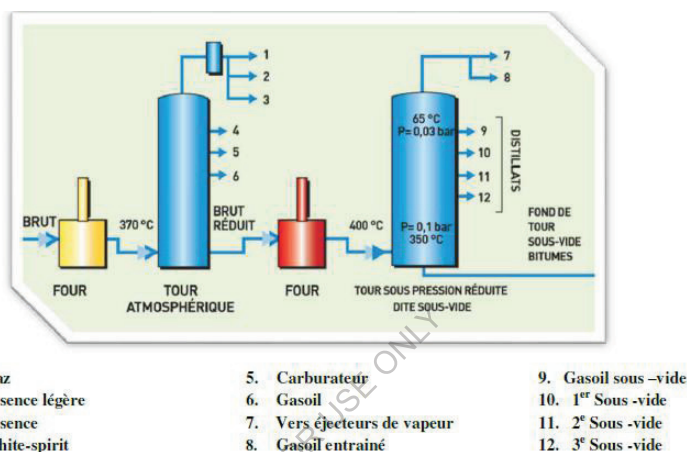


Figure III.2 – Fabrication des bitumes par raffinage du pétrole.

### III.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).

### III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

#### **III.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.

### **III.2.5 Compactage des bétons bitumineux**

#### **III.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 le 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.

### III.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.

### III.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 III.3.



*Compacteur pneumatique*



*Alimenteur du finisseur d'enrobé*



*Finisseur d'enrobé*



*Compacteur à cylindre lisse*

**Figure III.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.

### III.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.

#### III.3.1 Objectif principal de la formulation

L'objectif principal de la formulation est de déterminer une composition optimale de « *granulats* », 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.

#### III.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 subie diverses améliorations pour devenir la méthode officielle de la CDT (Asphalt Institute 1997). La procédure de formulation peut se définir en plusieurs étapes :

##### III.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.

##### III.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.

##### III.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 ».

#### III.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 «  $+0.5\%$  ».

#### III.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.

#### III.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.

### III.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 :

#### III.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.

#### III.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.

#### III.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.

### III.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.

### III.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.

### III.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.

## III.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* » (WTFTRC 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) :

### III.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.

### III.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.

### III.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.

### III.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).

### III.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.

#### III.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  $3.3 \leq k \leq 3.9$  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 :  $\Sigma$*  » (Eq. III.1) :

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

Où :

$\alpha$  : 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. III.2) :

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

$\Sigma$  : La surface spécifique conventionnelle calculée à l'aide de l'expression (Eq. III.3):

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

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.

### III.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 «  $2\alpha$  », pendant que les surfaces d'extrémité de l'éprouvette restent sensiblement horizontales. L'angle «  $\alpha$  » est d'environ «  $1^\circ$  ». 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.

### III.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 III.4](#) et peut se résumer en trois phases à savoir (CRR 1987, 1997) :

### III.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 III.4).



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

### III.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 ».

### III.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.

### III.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 III.1) :

Tableau III.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 «  $\gamma_{app}$  », la densité du bitume «  $\gamma_b$  », la densité de chacun des agrégats «  $\gamma_{G1}, \gamma_{G3}, \gamma_{G2}, \dots etc.$  », les pourcentages en poids de chacun des constituants rapportés à 100 (liant et filler compris). Donc la densité réelle «  $\gamma_{rel}$  » du matériau enrobé est calculée comme suit (Eq. III.4) :

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

Où :

$\gamma_{app}$  : la densité apparente de l'éprouvette ;

$\gamma_b$  : 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. III.5) :

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

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

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

### III.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.

## III.4 Etapes et procédure de formulation des « BB »

### III.4.1 Etapes de formulation des « BB »

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

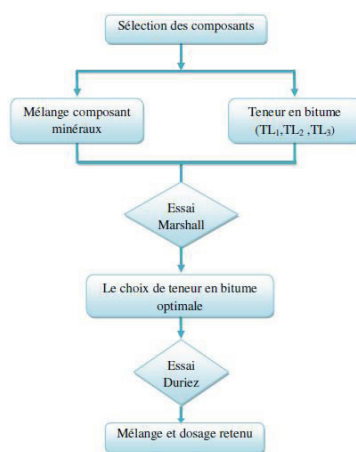


Figure III.5 – Etapes de formulation.

### III.4.2 Equipements et procédures d'essais

#### III.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).

##### III.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 III.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  $\pm$  0.1mm/s.

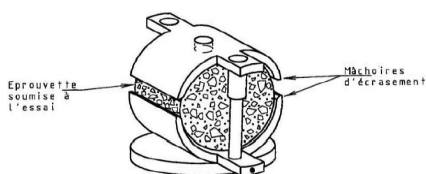


Figure III.6 – Machine de l'essai Marshall.

### III.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  $60^{\circ}\text{C} \pm 0.5^{\circ}\text{C}$  avec les mâchoires d'écrasement pour une durée de 30 mn ( $\pm 1$  mn). Pendant ce temps, on installe également le dispositif contrôleur de cadence réglé pour une vitesse  $0.85 \text{ mm/s} \pm 0.1 \text{ mm/s}$ . 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.

### III.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. III.7) :

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

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  $45^{\circ}\text{C}$  (Eq. III.8) :

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

Où :

$\Delta D$  = déformation verticale

D = diamètre de l'éprouvette

### III.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 désempolement par l'eau des matériaux enrobés. Effectivement cet essai permet de déterminer à  $18^{\circ}\text{C}$  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* ».

#### III.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  $18^{\circ}\text{C}$  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 III.7 – Machine de l'essai Duriez avec l'exemple d'une éprouvette confectionnée.

#### III.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  $18^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$  et dans une ambiance à  $50\% \pm 10\%$  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  $1\text{ mm} \pm 0.1\text{ mm}$ . 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 «  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  » qu'on s'appelle « *stabilité Duriez* » (NF P98-251-1). Les mêmes étapes sont faites pour toutes les éprouvettes réalisées.

#### III.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* ».

##### III.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* ».

##### III.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  $160^{\circ}\text{C}$  de température.

##### III.4.3.1.2 Préparation du liant

Une quantité de liant correspondant aux besoins de l'essai est prélevée sans dépasser  $100^{\circ}\text{C}$ . 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.

### III.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. III.9) :

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

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 (%).

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

#### III.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 mit en place la hausse puis on introduire le mélange en une seule fois dans le moule légèrement enduit d'oléate de soude glyciné (Figure III.8).



**Figure III.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  $25^\circ \text{C}$ ) après leur compactage.

#### III.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 III.9) explique cette démarche. La confection des autres éprouvettes se fait en suivant les mêmes étapes précédentes.

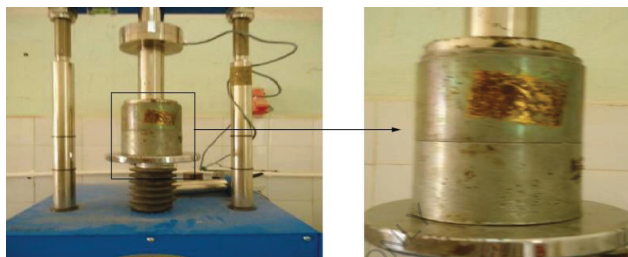


Figure III.9 – Opération de démoulage.

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 ».

#### III.4.3.2.1 Epreuve après confection

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



Figure III.10 – Epreuve après confection pour soumettre l'essai Marshall.



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

#### III.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 glycéринé (les moules sont portés à la température de référence de préparation des éprouvettes 2 h au minimum) avant l'opération (Figure III.11).



Figure III.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.

#### III.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  $18^\circ\text{C}$  en  $\text{Kg/cm}^2$  ;
- La résistance à la compression «  $R$  » avant immersion à  $18^\circ\text{C}$  en  $\text{Kg/cm}^2$  ;

Le rapport «  $r/R$  » ;

Le pourcentage d'imbibition «  $W$  ».

#### III.4.3.3.1 Eprouvette après confection

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



Figure III.12 – Epreuve après confection pour soumettre l'essai Duriez.

### III.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 :

#### III.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 (Figure III.13).

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 III.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%.

### III.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 «  $N=f(\epsilon)$  », «  $N$  » étant le nombre de chargements provoquant la rupture et «  $\epsilon$  » étant la déformation sur une fibre externe de l'éprouvette ( $h = 250$ ,  $B = 56$ ,  $b = 25$ ,  $e = 25 \text{ mm}$ ). 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.

### III.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 ».

### III.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.

FOR AUTHOR USE ONLY

## CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce livre intitulé **"Dégradation des chaussées routières, essais routiers et formulation"** offre une exploration approfondie des principaux aspects liés à la construction et à l'évaluation des chaussées routières. Les trois chapitres couvrent des domaines essentiels du génie routier, offrant aux lecteurs une compréhension complète des processus et des défis associés.

Dans le premier chapitre, nous avons examiné les critères, les modes et les méthodes d'évaluation des dégradations des chaussées routières. Le deuxième chapitre s'est concentré sur les essais d'identification routiers, nous permettant d'identifier les caractéristiques et les propriétés des chaussées routières. Nous avons examiné les méthodes d'essai en laboratoire et sur le terrain, tout en tenant compte des charges de circulation et des conditions environnementales. Ces éléments sont essentiels pour le dimensionnement approprié des chaussées. Le troisième chapitre nous a plongés dans la formulation des bétons bitumineux utilisés dans la construction des chaussées. Nous avons exploré les composants, les processus de mélange et de fabrication, ainsi que les considérations de durabilité et de performance des chaussées. Comprendre la formulation des matériaux est crucial pour assurer des chaussées de haute qualité et résistantes aux dégradations.

Ce livre a été conçu pour être en conformité avec le programme officiel du Ministère Algérien de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique (MESRS). Il vise à aider les étudiants en génie routier à développer les compétences nécessaires pour relever les défis du domaine de la construction des chaussées routières.

En offrant une combinaison de connaissances théoriques et pratiques, chaque chapitre offre une compréhension approfondie des différentes étapes de la construction, de l'évaluation et de la formulation des bétons bitumineux pour les chaussées routières.

Ce livre est un guide précieux pour les étudiants en génie routier qui les aide à développer une expertise solide dans la construction et l'évaluation des chaussées routières. Il leur permettra de relever avec succès les défis auxquels ils seront confrontés dans leur pratique professionnelle future, en contribuant à la création d'infrastructures routières durables et de haute qualité.

## REFERENCES 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. **Joeffroy, 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., Turtzschy J.-C., Ould-Henia M., (2001)**. Evaluation des performances de nouveaux revêtements : 1<sup>ère</sup> 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.

FOR AUTHOR USE ONLY



FOR AUTHOR USE ONLY

**More  
Books!**

yes  
**I want morebooks!**

Buy your books fast and straightforward online - at one of world's fastest growing online book stores! Environmentally sound due to Print-on-Demand technologies.

Buy your books online at  
**[www.morebooks.shop](http://www.morebooks.shop)**

Achetez vos livres en ligne, vite et bien, sur l'une des librairies en ligne les plus performantes au monde!

En protégeant nos ressources et notre environnement grâce à l'impression à la demande.

La librairie en ligne pour acheter plus vite  
**[www.morebooks.shop](http://www.morebooks.shop)**



[info@omniscryptum.com](mailto:info@omniscryptum.com)  
[www.omniscryptum.com](http://www.omniscryptum.com)

OMNIScriptum



FOR AUTHOR USE ONLY

FOR AUTHOR USE ONLY

FOR AUTHOR USE ONLY