

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil  
Laboratoire de Recherche en Géo Matériaux, Environnement et Aménagement  
(LGEA)



MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE  
Spécialité : Génie civil  
Option : Géotechnique et environnement

Thème

*Valorisation de la vase du barrage Taksebt  
dans les corps de chaussées*

Présenté par : M<sup>elle</sup> OUERD RIMA

Devant le jury composé de :

Mr GABI Smail	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr DJEMAI Mohammed	Maitre de Conférences A à l'UMMTO	Examineur.
Mr BOUDLAL Omar	Maitre de Conférences B à l'UMMTO	Promoteur.

Année : 2014/2015

# SOMMAIRE

**Liste des principales notations et indices**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

<b>Introduction générale .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation du barrage Taksebt.....</b>	<b>3</b>
1. Introduction .....	3
2. Objectifs du barrage .....	4
3. Fiche technique du barrage Taksebt .....	4
3.1 Opérations .....	5
3.2 Données Contractuelles .....	5
3.2.1 Marche Principale .....	5
3.2.2 Etude d'Exécution et Surveillance des Travaux .....	5
3.3 Principales caractéristiques de l'aménagement .....	5
3.3.1 Digue .....	5
3.3.2 Tour de prise .....	5
3.3.3 Évacuateur de crues .....	6
3.3.4 Vidange de fond .....	6
3.3.5 Galerie de dérivation .....	6
3.3.6 Galerie d'injection .....	6
3.3.7 Galerie d'accès.....	6
3.3.8 Galerie de drainage .....	6
3.3.9 Parois moulées .....	6
4. Principales quantités.....	6
5. Étanchéité, Fondations du barrage .....	7
6. Ouvrages et Équipements hydromécaniques .....	7
6.1 Ouvrages.....	7
6.1.1 Prise d'eau .....	7

6.1.2 Vidange de fond .....	7
6.1.3 Évacuateur de crues .....	8
6.2 Équipements hydromécaniques .....	8
6.2.1 Équipement de la tour prise.....	8
6.2.2 Équipement de la vidange de fond .....	8
7. Emprises et infrastructures touchées par le projet.....	9
7.1 Barrage et cuvette de la retenue .....	9
7.2 Déviation de la route RN 30A .....	9
8. Conclusion .....	10
<b>Chapitre II :L'état de l'art de l'envasement des barrages .....</b>	<b>11</b>
1. Introduction .....	11
2. Définition de l'envasement et de la vase .....	12
3. Composition des vases .....	13
3.1 Structure physico-chimique des .....	13
3.2 Rhéologie des vases .....	14
4. Facteurs induisant l'envasement des barrages .....	15
4.1 Processus naturels .....	15
4.1.1 Erosion des sols .....	15
4.1.1.1 Érosion hydrique .....	16
4.1.2 Transports des sédiments .....	16
4.1.2.1 Modes de transports.....	17
4.1.2.1.1 Transport en matériaux du lit « charriage » .....	17
a) Définition.....	17
4.1.2.1.2 Transport par suspension .....	18
b) Définition.....	18
4.1.2.2 Composition structurale des sédiments.....	18
4.1.3 Sédimentation et envasement .....	19
5. Les problèmes causés par l'envasement des barrages .....	20
6. Les modèles d'estimation de l'envasement .....	20
6.1 Comment évaluer le volume de l'envasement ?.....	20
6.1.1 Bathymétrie par nivellement .....	21
6.1.2 Bathymétries par sondeurs : «Échosondeur bathymétrique» .....	22

---

7. Les Moyens de lutte contre l'envasement des barrages.....	23
7.1 Le reboisement .....	23
7.2 Réalisation de barrage de décantation .....	24
7.3 La réalisation des barrages de chasses dites à l'Espagnole.....	24
7.4 Le soutirage des courants de densité .....	24
7.5 Surélévation des barrages.....	25
7.6 Extraction par siphonnement.....	25
7.7 Le dragage des barrages .....	26
8. Conclusion.....	27

### **Chapitre III : généralités sur les chaussées ..... 29**

1. Introduction .....	29
a) . Définition de la chaussée .....	30
2. Les différentes couches qui constituent une chaussée .....	30
3.1 La couche de forme .....	30
3.2 La couche d'assise.....	31
3.3 La couche de surface .....	31
3.3.1 La couche de liaison.....	31
3.3.2 La couche de roulement .....	32
4. Le dimensionnement des chaussées .....	32
5. Les grandes familles des chaussées .....	33
5.1 Chaussée souple .....	33
5.2 Chaussée bitumineuse épaisse .....	33
5.3 Chaussée semi-rigide (assises traitées aux liants hydrauliques).....	34
5.4 Chaussée à structure mixte .....	35
5.5 Chaussée à structure inverse .....	36
5.6 Chaussées en béton de ciment ou chaussées rigides .....	36
5.6.1 Dalle non goujonnée avec fondation.....	37
5.6.2 Dalle goujonnée avec fondation.....	37
5.6.3 Dalle sans fondation .....	37
5.6.4 Dalle de béton armé continu (1).....	37
5.6.5 Dalle de béton armé continu (2).....	37
5.7 Les chaussées composites .....	38

6. Matériaux utilisés dans les couches de chaussées .....	39
7. Fonctionnement d'une chaussée .....	40
7.1 Les sollicitations liées aux trafics.....	40
7.1.1 Efforts verticaux.....	40
7.1.2 Efforts tangentiels .....	40
7.2 Les sollicitations d'origine thermiques .....	41
8. Dégradation des différents types de chaussées .....	42
8.1 Les déformations .....	42
8.1.1 Les affaissements .....	42
8.1.2 L'orniérage.....	43
8.2 Les fissurations.....	45
8.2.1 Les fissures transversales .....	45
8.2. 2 Les fissures longitudinales .....	46
8.2.3 les faiencages.....	46
8.3 Les arrachements.....	47
8.3.1 Le désenrobage, le plumage et le peignage.....	47
8.3.2 Les nids de poule.....	48
8.4 Les mouvements de matériaux .....	49
8.4.1 Le ressuage.....	49
8.4.2 Les remontées de fines .....	50
9. Conclusion .....	50
<b>Chapitre IV: Présentation et identification des matériaux.....</b>	<b>52</b>
1. Introduction .....	52
2. Essais d'identification .....	53
a). Identification du matériau routier .....	53
2.1 Analyse granulométrique (NF P 94-056).....	53
2.2 Teneur en eau (w).....	56
2.3 Les masses volumiques .....	56
2.3.1 La masse volumique sèche ( $\rho_a$ ).....	56
2.3.2 La masse volumique humide $\rho_h$ .....	57
2.3.3 La masse volumique des particules solides $\rho_s$ (NFP94-054). .....	57
2.4 Indice des vides, porosité et degré de saturation .....	58

---

2.4.1 Indice des vides (e).....	58
2.4.2 La Porosité .....	58
2.4.3 Le degré de saturation .....	59
2.5 Équivalent de sable (ES%) (NF P 18-598) .....	59
b). Identification de la vase .....	62
2.8 Les limites d'Atterberg (NF P94-051) .....	63
2.8.1 La limite de liquidité .....	64
2.8.2 Limite de plasticité .....	65
2.8.3 Indice de plasticité .....	66
2.9 Analyse chimique.....	67
2.9.1 Teneur en carbonate de calcium $\text{CaCO}_3$ .....	67
2.9.2 Teneur en Sulfates .....	67
2.9.3 Teneur en matière organique.....	68
2.9.4 Chlorures solubles dans l'eau .....	68
3. Conclusion.....	69
<b>Chapitre V: Essai de compactage Proctor .....</b>	<b>70</b>
1. Introduction .....	70
2.Le compactage .....	70
2.1 Définition .....	70
2.2 Conséquences du compactage .....	71
2.3 Paramètres influençant le compactage .....	71
2.3.1 Teneur en eau .....	72
2.3.2 L'énergie de compactage .....	74
2.3.3 Nature du sol (granulométrie) .....	75
2.4 Effet du compactage sur certaines propriétés des sols .....	76
2.4.1 Effet sur la structure .....	76
2.4.2 Effet sur la perméabilité .....	76
2.4.3 Effet sur le gonflement et le retrait .....	77
2.4.4 Effet sur la compressibilité .....	77
2.4.4.a La réduction ou l'élimination des risques de tassements .....	77
2.4.5 Effet sur les caractéristiques mécaniques .....	78
2.4.5.1 Augmentation de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) .....	78

2.4.5.2 Augmentation du module de déformation (d) .....	78
2.4.5.3 La diminution de l'attrition .....	79
2.5 Sensibilité des sols au compactage .....	79
3. Les essais de compactage au laboratoire (NF P 94-093) .....	79
3.1 L'essai Proctor.....	80
3.1.1 L'essai Proctor Normal (PN) .....	80
3.1.2 L'essai Proctor Modifié (PM) .....	80
3.2 But de l'essai.....	80
3.3 Principe de l'essai .....	81
3.4 Matériels utilisés .....	82
4 .Partie expérimentale .....	82
4.1 Présentation des résultats .....	83
5. Conclusion .....	91
<b>Chapitre VI: Portance des matériaux étudiés.....</b>	<b>93</b>
1. Introduction .....	93
2. But de l'essai .....	93
3. Principe de l'essai.....	94
4. Mode opératoire .....	95
5. Appareillage .....	95
5.1 Matériel de confection des éprouvettes .....	95
5.2 Matériel de poinçonnement .....	96
6. Déroulement de l'essai .....	97
6.1 Confection des éprouvettes .....	97
6.2 Exécution du poinçonnement .....	98
7. Partie expérimentale .....	100
7.1 Résultats des IPI et des CBRimm .....	100
8. Autres essais routiers.....	105
8.1.A Essai Micro Deval (NF EN 1097-1), (NF P 18-572) .....	105
8.1.B Essai Los Angeles (NF EN 1097-2), (NF P18-573) .....	106
8.2 Interprétation .....	107
9. Conclusion .....	107
<b>Chapitre VII: Résistance au cisaillement des matériaux étudiés .....</b>	<b>109</b>

1. Introduction .....	109
2. Notion de résistance au cisaillement .....	109
3. But de l'essai .....	110
4. Influence de la nature du sol sur la résistance au cisaillement .....	111
4.1 Sols pulvérulents .....	111
4.2 Sols cohérents .....	112
5. Principe de la méthode .....	112
6. Appareillage .....	113
7. Mode opératoire .....	114
8. Déroulement de l'essai .....	114
9. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement .....	114
9.1 Avantages .....	114
9.2 Inconvénients .....	115
10. Expression des résultats .....	115
11. Présentation des résultats .....	115
12. Interprétation des résultats .....	128
13. Conclusion.....	129
<b>Conclusions et perspectives .....</b>	<b>130</b>





5.3

5.4

5.5

5.6

## **L'état de l'art sur l'envasement des barrages**

## REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu pour tout.

J'exprime toute ma grande gratitude et remerciements à mon directeur de mémoire monsieur BOUDLAL OMAR, maître de conférences B à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour son encadrement, pour sa disponibilité pour ses corrections approfondies, et sa patience durant ce travail. Je lui exprime ici toutes mes reconnaissances .

J'adresse mes plus vifs remerciements à monsieur GABI SMAIL, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui m'a honorée d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.

Je remercie également monsieur HAMZA ALI, Maître de Conférences A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, de m'avoir fait l'honneur d'examiner ce travail .

Mes sincères remerciements sont adressés sans doute à monsieur BOUKHERROUB M<sup>ed</sup> Ameziane, ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil, pour sa disponibilité et son aide par des conseils et des astuces dans la partie expérimentale.

Je remercie vivement les membres du laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A), pour les moyens qu'ils ont mis à notre disposition pour réaliser ce travail.

Je souhaiterais remercier toutes les personnes rencontrées au laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil.

Je tien également à remercier les membres du laboratoire L.H.C.C de Tizi-Ouzou.

En fin, je présente une profonde gratitude à mes parents et toute ma famille.

Merci à tous.

## LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

Symboles	Définitions
$C_c$	Coefficient de courbure
$C_u$	Coefficient d'uniformité
W	Teneur en eau
$M_h$	Masse humide
$M_s$	Masse sèche
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\rho_h$	Masse volumique humide
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau
$\rho_s$	Masse volumique des grains solides
e	Indice des vides
$V_v$	Volume des vides
$V_s$	Volume des particules solides
n	Porosité
$S_r$	Degré de saturation
ES	Equivalent de sable
Wl	Limite de liquidité
$W_p$	Limite de plasticité
$I_p$	Indice de plasticité
$W_{op}$	Teneur en eau optimale
$\gamma_d$	Poids volumique sec
IPI	Indice portant immédiat
CBR <sub>imm</sub>	Indice CBR après immersion
G	Gonflement linéaire relatif
MDE	Coefficient Micro Deval
LA	Coefficient los Angeles
$\sigma$	Contrainte normale
$\tau$	Contrainte tangentielle
$\Delta L$	Déplacement horizontal
$S_c$	Section corrigée
$\Delta V$	Variation de volume
$e_h$	Déformation horizontale
C	Cohésion
$\varphi$	Angle de frottement interne
D	Diamètre de la particule
T	Force de cisaillement
GR	Granulats routiers

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I: Présentation du barrage Taksebt

Figure I.1 : Photos satellite du lac du barrage TAKSEBT. ....	3
Figure I.2 : Barrage TAKSEBT. ....	4

### Chapitre II :L'état de l'art de l'envasement des barrages

Figure II.1: Sensibilité à l'envasement des barrages (Remini,2005). ....	12
Figure II.2 :Dépôt de vase (Remini, 2003).....	12
Figure II.3 : Origines et mécanismes de l'érosion hydrique.....	16
Figure II.4 : Le Transport Des Sédiments [Agostini 2006].....	17
Figure II.5: Schéma des modes des transports solides. ....	18
Figure II.6 :Modes d'envasement. ....	19
Figure II.7: Estimation de l'envasement par la méthode de nivellement (Tachéomètre). ....	21
Figure II.8:Schématisation de la bathymétrie par échosondeur. ....	22
Figure II.9 :Représentation schématique la disposition de « l'hydro aspirateur ». ....	26
Figure II.10 :Drague activant dans la retenue du barrage Foum-El-Gherza(Biskra). ....	27

### Chapitre III : généralités sur les chaussées

Figure III.1: Première route de macadam américaine , tableau de Carl Rakema(1926).....	29
Figure III.2:Schéma de nomenclature routière [FAURE]. ....	30
Figure III.3:Les couches de chaussées souples (LCPC, 1994). ....	33
Figure III.4:Les couches de chaussées bitumineuses épaisses. ....	34
Figure III.5:Les couches de chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques. ....	35
Figure III.6:Les couches de chaussées à structure mixte. ....	35
Figure III.7 : Les couches de chaussée à structure inverse. ....	36
Figure III.8: Dalle non goujonnée avec fondation. ....	37
Figure III.9: Dalle non goujonnée avec fondation. ....	37
Figure III.10: Dalle sans fondation. ....	37
Figure III.11: Dalle de béton armé continu(1). ....	37
Figure III.12: Dalle de béton armé continu(2). ....	37

Figure III.13: Dalles en béton de ciment mince collé (BCMC).....	38
Figure III.14: béton armé continu sur grave bitume (BAC/GV).....	38
Figure III.15: Schématisation des sollicitations induites par le trafic par Di Benedetto H.....	41
Figure III.16: Schématisation d'un affaissement. ....	43
Figure III.17: Une chaussée affaissée. ....	43
Figure III.18: Schématisation d'un orniérage. ....	44
Figure III.19: Taille d'orniérage à grand rayon. ....	44
Figure III.20: Fissure transversale.....	45
Figure III.21: Les fissures longitudinales.....	46
Figure III.22: Faïençage. ....	46
Figure III.23: Le plumage. ....	47
Figure III.24: Le désenrobage.....	47
Figure III.25: Les nids de poule. ....	48
Figure III.26: Les pelades.....	49
Figure III.27: Le ressuage . ....	49
Figure III.28: La remontée d'argile. ....	50

## Chapitre IV: Présentation et identification des matériaux

Figure IV.1: Granulats naturels routiers.....	53
Figure IV.2: Matériels d'analyse Granulométrique. ....	54
Figure IV.3 : Courbe granulométrique du gravier routier utilisé par tamisage .....	55
Figure IV.4: Matériel d'essai du pycnomètre en acier. ....	58
Figure IV.5: Appareillage d'équivalent de sable. ....	60
Figure IV.6: Mesures des différentes hauteurs.....	60
Figure IV.7: Résultats d'équivalent de sable. ....	61
Figure IV.8: Les lieux d'extractions de la vase (barrage Taksebt). ....	62
Figure IV.9: Différents états de vase (concassée, broyée, tamisée ). ....	62
Figure IV.10: États d'un sol en fonction de sa teneur en eau.....	63
Figure IV.11: Manipulations de la limite de liquidité.....	64
Figure IV.12: Détermination de la limite de liquidité.....	65
Figure IV.13: Détermination de la limite de plasticité.....	65
Figure IV.14: Les seuils d'argilosité d'un sol selon le GTR (1992).....	66

## Chapitre V: Essai de compactage Proctor

Figure V.1 : Compactage des sols.....	70
Figure V.2: Objectifs du compactage.....	71
Figure V.3: Influence de la teneur en eau sur l'aptitude au compactage .....	72
Figure V.4: Courbe Proctor.....	72
Figure V.5: Courbes Proctor et courbe de saturation.....	74
Figure V.6 : influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.....	75
Figure V.7 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.....	76
Figure V.8:Principe de l'essai.....	81
Figure V.9: Matériels de compactage Proctor.....	82
Figure V.10: Etape de démoulage du moule Proctor.....	82
Figure V.11: Courbe Proctor des granulats routiers.....	83
Figure V.12: Courbe Proctor du (GR+10% vase).....	84
Figure V.13: Courbe Proctor du (GR+20% vase).....	85
Figure V.14: Courbe Proctor du (GR+30% vase).....	86
Figure V.15: Courbe Proctor du (GR+50% vase).....	87
Figure V.16: Courbe Proctor du (GR+60% vase).....	88
Figure V.17: Courbes Proctor correspondant aux différents échantillons.....	89
Figure V.18: Densités sèches maximales en fonction de la teneur en vase.....	90
Figure V.19: Teneurs en eau optimales en fonction de la teneur en vase.....	90

## Chapitre VI: Portance des matériaux étudiés

Figure VI.1: Moule CBR.....	95
Figure VI.2:Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.....	96
Figure VI.3 : Presse de l'essai CBR.....	97
Figure VI.4: Confection de l'éprouvette pour l'essai CBR.....	97
Figure VI.5:Enfoncement du piston.....	98
Figure VI.6 :Moule CBR immergé dans l'eau.....	99
Figure VI.7: Courbe (enfoncement- force) des granulats routiers seuls, cas de l'IPI.....	101
Figure VI.8: Courbe comparative (Enfoncements – Forces), cas de l'IPI.....	102
Figure VI.9: Courbe comparative (Enfoncements – Forces), cas de CBRimm.....	102
Figure VI.10: Évolution des IPI en fonction de la teneur en vase.....	103

Figure VI.11: Évolution des CBRimm en fonction de la teneur en vase. ....	104
Figure VI.12. Évolution du gonflement relatif G en fonction de la teneur en vase. ....	105
Figure VI.13 Appareillage de l'essai MDE.....	105
Figure VI.14 Appareil de Los Angeles. ....	106

## **Chapitre VII: Résistance au cisaillement des matériaux étudiés**

Figure VII.1 : Courbe contraintes-déformations. ....	109
Figure VII.2 : Droite intrinsèque.....	110
Figure VII.3: Frottement et enchevêtrement des grains. ....	111
Figure VII.4: Droite intrinsèque d'un sol pulvérulent. ....	111
Figure VII.5 : Droite intrinsèque d'un sol purement cohérent. ....	112
Figure VII.6 : Principe de l'essai de cisaillement. ....	112
Figure VII.7: Appareillage de cisaillement. ....	113
Figure VII.8 : Courbes contraintes-déformations des granulats routiers seuls. ....	116
Figure VII.9 : Courbes contraintes-déformations de(GR+10% vase). ....	116
Figure VII.10 : Courbes contraintes-déformations de(GR+20% vase). ....	117
Figure VII.11 : Courbes contraintes-déformations de(GR+30% vase). ....	117
Figure VII.12 : Courbes contraintes-déformations de(GR+50% vase). ....	118
Figure VII.13 : Courbes contraintes-déformations de(GR+60% vase). ....	118
Figure VII.14 : Courbes de variation de volume des granulats routiers seuls. ....	119
Figure VII.15 : Courbes de variation de volume de(GR+10% vase). ....	119
Figure VII.16 : Courbes de variation de volume de(GR+20% vase). ....	120
Figure VII.17 : Courbes de variation de volume de(GR+30% vase). ....	120
Figure VII.18 : Courbes de variation de volume de(GR+50% vase). ....	121
Figure VII.19 : Courbes de variation de volume de(GR+60% vase). ....	121
Figure VII.20: Droite intrinsèque des granulats routiers seuls.....	122
Figure VII.21: Droite intrinsèque du (GR+10% vase).....	122
Figure VII.22: Droite intrinsèque du (GR+20% vase).....	123
Figure VII.23: Droite intrinsèque du (GR+30% vase).....	123
Figure VII.24: Droite intrinsèque du (GR+50% vase).....	124
Figure VII.25: Droite intrinsèque du (GR+60% vase).....	124
Figure VII.26: Évolution de la cohésion en fonction de le % vase ajoutée . ....	<b>125</b>

Figure VII.27: Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en vase.....	<b>125</b>
Figure VII.28 : Courbes contraintes-déformations pour $\sigma=100\text{KPa}$ .....	126
Figure VII.29 : Courbes contraintes-déformations pour $\sigma=200\text{KPa}$ .....	126
Figure VII.30 : Courbes contraintes-déformations pour $\sigma=300\text{KPa}$ .....	126
Figure VII.31: Courbes de variation de volume, pour $\sigma=100\text{KPa}$ .....	127
Figure VII.32: Courbes de variation de volume, pour $\sigma=00\text{KPa}$ .....	127
Figure VII.33: Courbes de variation de volume, pour $\sigma=300\text{KPa}$ .....	127







## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I: Présentation du barrage Taksebt

Tableau I.1 : Caractéristiques du barrage de Taksebt. ....	10
--	----

### Chapitre II :L'état de l'art de l'envasement des barrages

Tableau II.1 : L'état de l'envasement de quelques barrages algériens.....	11
Tableau II.2 :Les plus simples définitions des fasciés . ....	13
Tableau II.3:Formes d'érosion hydrique. ....	16
Tableau II.4 :Classification granulométrique .....	19
Tableau II.5:Vitesses de sédimentation moyennes des barrages surélevés .....	25

### Chapitre IV: Présentation et identification des matériaux

Tableau IV.1:Analyse granulométrique du matériau routier. ....	54
Tableau IV.2: Classification, selon la masse volumique sèche.....	57
Tableau IV.3: Classification selon le degré de saturation. ....	59
Tableau IV.4:Récapitulatif des résultats d'essais d'identification, sur le granulats routier. ....	61
Tableau IV.5 : Détermination de la limite de liquidité. ....	64
Tableau IV.6 : Détermination de la limite de plasticité. ....	66
Tableau IV.7 : Classification des sols selon l'indice de plasticité. ....	66
Tableau IV.8: Description des sols en fonction de leur teneur en $\text{CaCO}_3$ . ....	67
Tableau IV.9: Classification des sols en fonction de leur teneur en sulfates $\text{SO}_4^-$ . ....	67
Tableau IV.10 : Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques. ....	68
Tableau IV.11: Résultats des analyses chimiques exprimés en pourcentage.....	68
Tableau IV.12:Récapitulatif des résultats d'essais d'identification, sur la vase. ....	69

### Chapitre V: Essai de compactage Proctor

Tableau V.1 : Résultats de l'essai Proctor pour le granulats routier.....	83
Tableau V.2 : Résultats de l'essai Proctor pour le(GR+10% vase). ....	84
Tableau V.3 : Résultats de l'essai Proctor pour le(GR+10% vase). ....	85
Tableau V.4 : Résultats de l'essai Proctor pour le(GR+30% vase). ....	86

Tableau V.5 : Résultats de l'essai Proctor pour le(GR+50% vase). .....	87
Tableau V.6 : Résultats de l'essai Proctor pour le(GR+60% vase) .....	88
Tableau V.7 : Caractéristiques à l'optimum des différents échantillons.....	.90

## **Chapitre VI :Portance des matériaux étudiés**

Tableau VI.1:Résultats obtenus au cours du poinçonnement de l'échantillon (GR), cas de l'IPI. ....	100
Tableau VI.2: Résultats des IPI et des CBRimm. ....	103
Tableau VI.3 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).....	104
Tableau VI.4: Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure. ....	107

## **Chapitre VII: Résistance au cisaillement des matériaux étudiés**

Tableau VII.1: Les caractéristiques intrinsèques, des mélanges étudiés.....	125
---	-----



# CHAPITRE I

## PRESENTATION DU BARRAGE TAKSEBT

### 1. Introduction

Sur la base d'une étude réalisée en 1973 par hydrotechnique (aout 1973) pour le compte de la Sonatrach, le principe de réalisation d'une retenue située dans la zone aval de l'oued Aissi avait été retenu.

Le site proposé à l'époque était le même que celui qui a été retenu pour la construction du barrage, il est situé au débouché de l' Oued Aissi dans la plaine alluviale du Sebaou.

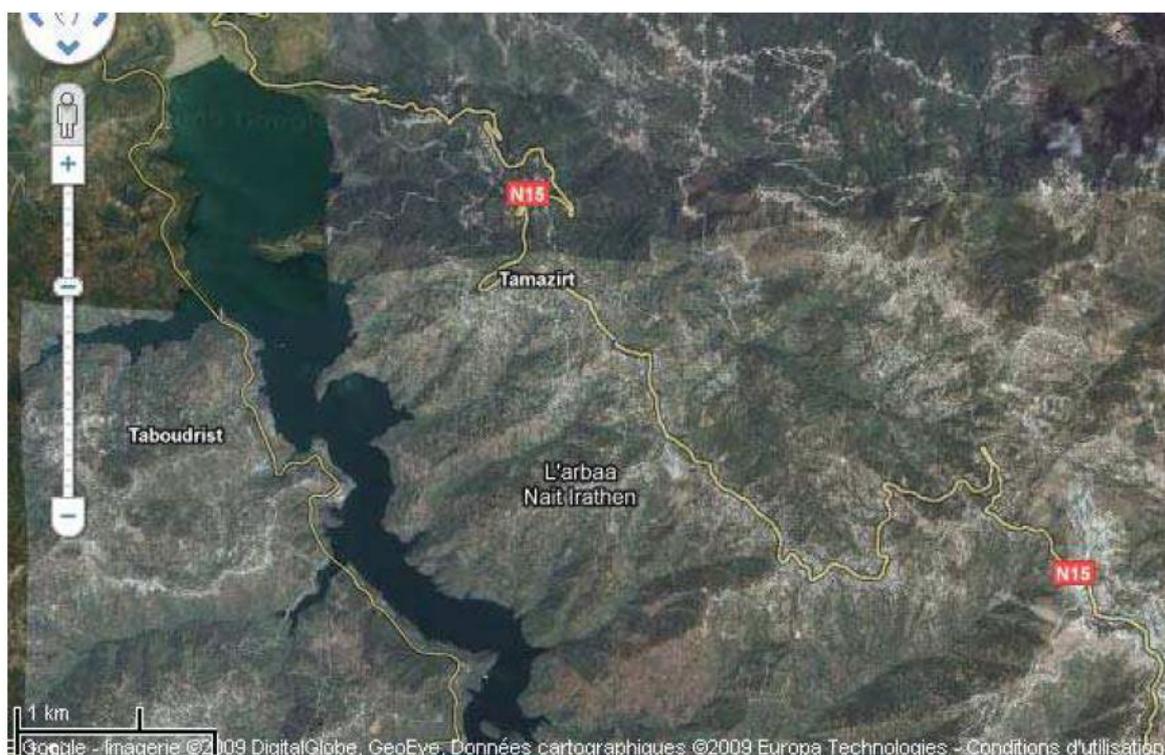


Figure I.1 : Photos satellite du lac du barrage TAKSEBT.

En 1981, le ministère de l'hydraulique, dans le cadre de l'étude du schéma d'aménagement des ressources en eau de la région d'Alger-Sebaou, confie la réalisation d'une étude de affectibilité au bureau Binnie et Partners, W.S Atkins international pour l'implantation d'un ouvrage de retenue dans la partie aval de la vallée.

Deux sites sont retenus , à savoir ; le site actuel et un site localisé à 1,8Km en amont. Ce dernier , topographiquement très limité, est rapidement abandonné.

En 1987, l'agence nationale confie à Tractebel (Belgique) la réalisation des études d'avant-projet détaillé d'un barrage de retenue à implanter sur le site aval , envisagé dans les études précédentes .

L'implantation précise de l'axe de la digue fera cependant par la suite l'objet d'une étude de variante.

Fin 1993, le contrat d'études pour l'exécution et l'assistance à la supervision des travaux est également confié à Tractebel (Belgique). (Tractebel engineering, Mars 2002).

## 2. Objectifs du barrage

Ce barrage a un double objectifs :

- Assurer la couverture en eau potable et en eau industrielle de la région de Tizi-Ouzou.
- Assurer un transfert vers Alger.

La capacité utile de la retenue est de 164 millions de m<sup>3</sup>. Le volume annuel régularisable est voisin de 155 millions de m<sup>3</sup>.

L'affectation prévue est la suivante :

- 1/3 pour l'alimentation de Tizi-Ouzou.
- 2/3 pour la région d'Alger. ). (Tractebel engineering, Mars 2002).

## 3. Fiche technique du barrage Taksebt

Le barrage Taksebt est implanté sur l'oued Aissi affluent du Sébaou à environ 10 kilomètres au sud est de la ville de Tizi-Ouzou , à 100 Km à l'est de la ville d'Alger .

Année de construction : 1994-2001.

Année de mise en eau : 2001 (1er Novembre 2001). (Tractebel engineering, Mars 2002).



Figure I.2 : Barrage TAKSEBT.

### 3.1 Opérations

Intitulé : Construction du barrage de Taksebt .

N° Opération : ND 5.321.2.263.844.26.

Financement : Banque Européenne d' Investissement (B.E.I).

Maitre de l'ouvrage : Agence Nationale Des Barrage (A.N.B).

### 3.2 Données Contractuelles

#### 3.2.1 Marche Principale

Marche Numéros : 153/ANB/SM/93

Entreprise de Réalisation : CONSORZIO: ASTALDI- FEDERICI- TODINI

Délai de Réalisation : Après avenant N° 04: 99 mois

Date de Notification de l'Ordre de service : 04/07/1993

Réception Provisoire des Travaux :31/10/2001.

La mise en eau du barrage a été effectuée le premier novembre 2001 , date de la fermeture de la vanne secteur de la vidange de fond.

#### 3.2.2 Etude d'Exécution et Surveillance des Travaux

Marché Numéros : 172/ANB/SM/93..

Bureau d'Étude : TRACTEBEL (BELGIQUE).

Délai Après Avenant N°1: 48+36=84 Mois.

Délai Après Avenant N°2: 48+36+6=90Mois.

Date de Notification de l'Ordre de service : 28/12/1993.

### 3.3 Principales caractéristiques de l'aménagement

#### 3.3.1 Digue : Zonée avec noyau argileux et recharges amont et aval en alluvions

- Hauteur hors sol :76m.
- Longueur en crête :515m.
- Largeur en crête: 8,60m.
- Largeur à la base: 464m.

**3.3.2 Tour de prise :** Etagée , à trois (03) niveaux de prises ,inclinée sur le versant droit , encastrée à la base sur un puits vertical et raccordée à la vidange de fond . Nombre de prises : 03 sur la partie inclinée et une auxiliaire à la cote 111.00 sur le fût vertical.

**3.3.3 Évacuateur de crues :** à seuil libre latéral de 110m en rive droite qui se termine par une cuillère de dispersion en saut de ski. Crue de projet 2.500 m<sup>3</sup>/s

**3.3.4 Vidange de fond :** pertuis en béton raccordé à la galerie de dérivation en aval de la tour de prise.

**3.3.5 Galerie de dérivation :**

- Diamètre intérieur :7m
- Longueur :470m
- Débit à évacuer :1.250 m<sup>3</sup>/s.

**3.3.6 Galerie d'injection :** sous digue fondée sur les doubles parois moulées

- Section : 3m×3.75m
- Longueur : 780m
- Pente: 1% vers l'extérieur

**3.3.7 Galerie d'accès :** l'une en rive droite et l'autre en rive gauche.

- Nombre:02
- Section: 2m×3m
- Longueur : 487.19m

**3.3.8 Galerie de drainage :** en rive droite

- Section : 2×3m
- Longueur: 1.082m
- Pente : 1% vers l'extérieur .

**3.3.9 Parois moulées :**

- Double parois moulées dans les alluvions sous la GISD
- Épaisseur de : 2×1,00m
- Superficie totale de : 8.295m<sup>2</sup>.( Tractebel engineering, Mars 2002).

**4. Principales quantités**

- Excavation à l' air libre : 2 210 000 m<sup>3</sup>
- Excavation en souterrain : 69 000 m<sup>3</sup>
- Remblais : 6 755 000m<sup>3</sup>
- Bétons 86 000m<sup>3</sup> dont 32 000 en souterrain

- Forages et injections y compris consolidation : 173 000 ml
- Galerie d'accès et de drainage : longueur 1 500m, section 2m×3m
- Galerie d'injection sous digues : longueur 780m, section 3m×3.75m
- Double parois moulées: 8 295m<sup>3</sup> de béton plastique (épaisseur1m). (Tractebel engineering, Mars 2002).

## 5. Étanchéité, Fondations du barrage

- En fond de vallée , l'étanchéité est assurée par une double paroi moulée en béton plastique traversant les alluvions et prolongée dans le rocher par un voile d'injection .
- Le voile est réalisé à partir d'une galerie sous digue appuyée sur les parois moulées.
- Épaisseur de la paroi : 2m×1m profondeur maximale 30m et superficie totale 8 295m<sup>3</sup>.
- Sur les rives l'étanchéité est assurée par un voile au large sous l'éperon rive droite. (Tractebel engineering, Mars 2002).

## 6. Ouvrages et Équipements hydromécaniques

### 6.1 Ouvrages

#### 6.1.1 Prise d'eau

Constituée de trois prises intégrées dans une tour inclinée et scellée sur le versant droit.

Les niveaux des prises :

- 1<sup>ère</sup> prise :152.89m
- 2<sup>ème</sup> prise :140.89m
- 3<sup>ème</sup> prise:128.89m.

Prise auxiliaire :111.00m intégrée dans le puits vertical d'encastrement de la tour.

La distribution d'eau est assurée par deux tuyaux de 1 200mm noyés dans le radier de la vidange de fond, capacité 7m<sup>3</sup>/s.

La tour de prise est équipée sur toute sa hauteur d'un chariot élévateur .

Type et dimensions des vannes: Vannes papillons de 1 500mm.

#### 6.1.2 Vidange de fond

- Pertuis en béton débouchant dans la partie inférieure de la tour de prise et raccordée en aval à la galerie de dérivation longueur 470m, diamètre intérieur 7m.

- La vidange de fond est équipée d'une vanne de garde (type wagon) et d'une vanne de réglage (type segment) installées au fond du puits vertical de la tour de prise capacité  $200\text{m}^3/\text{s}$ .
- La restitution est assurée par un bassin de réception commun à l'évacuateur de crue et à la vidange de fond.
- Côtes : entrée à 96.00 et sortie à 93.00.

Type et dimension des vannes:

- Vanne batardeau (vanne wagon): 3.17m en hauteur et 2.11m en largeur.
- Vanne segment : 3.15m en hauteur et 2.11m en largeur.

### 6.1.3 Évacuateur de crues

- Emplacement : en rive droite.
- Déversoir latéral à seuil libre longueur 110m équipé de piles guideaux.
- Bassin de réception latéral, longueur 91m et largeur variable de 25m à 30m.
- Coursier rectiligne d'une longueur totale de 225m et largeur de 35m à 30m.
- A l'extrémité aval cuillère de dispersion profilée en saut de ski dissymétrique.
- Restitution dans un bassin de réception commun avec la vidange de fond.
- Débit d'entrée : jusqu' à la crue exceptionnelle (dix-millénaire) de :  $2500\text{m}^3/\text{s}$ .

## 6.2 Équipements hydromécaniques :

### 6.2.1 Équipement de la tour prise

Chaque prise d'eau est équipée d'une vanne papillon de diamètre de 1 500mm d'un batardeau et d'une grille amovible.

La mise en place et l'enlèvement des batardeaux et des grilles est effectuée au moyen de brimbales manœuvrées à partir de la salle de contrôle de la tour de prise callée à la cote 171.5m.

### 6.2.2 Équipement de la vidange de fond

La vanne de garde et la vanne de réglage sont manœuvrés localement à partir du tableau de commande située dans le fût vertical (cote 104.5 et à distance à partir de la salle de contrôle (cote 171.5), la vanne de garde est munie d'un clapet batardeau.

Une conduite de dévasement est installée latéralement du côté droit du pertuis de vidange de fond.

## **7. Emprises et infrastructures touchées par le projet**

### **7.1 Barrage et cuvette de la retenue**

- Surface inondée : 550 hectares
- Surface expropriée: 620 hectares
- Montant des indemnisations : 666.997.000.00 DA
- Nombre de familles recasées : 40
- Lignes électriques MT : 7 Kilomètres déplacés.
- Réservoir A.E.P 500M<sup>3</sup> reconstruit
- Réalisation de deux forages D'A.E.P avec tous les équipements et le raccordement aux réservoirs existants.
- Construction d'une cabine hygrométrique pour la mesure des débits de l'oued à l'amont de la cuvette.

### **7.2 Déviation de la route RN 30A**

La réalisation du barrage de Taksebt a impliqué la déviation d'une partie de la route nationale RN30A, compte tenu de son immersion par les eaux de la retenue.

Le projet de cette déviation consiste à la réalisation d'une route courante , les eaux de la retenue sur un linéaire d'environ 11.00Km à une cote plus élevée sur le versant gauche de celle-ci , en traversant deux grands talwegs par deux ouvrages d'art de viaducs de 413.00m et 155.00m de portées. (Tractebel engineering, Mars 2002).

Tableau I.1 : Caractéristiques du barrage de Taksebt.

Wilaya:	Tizi-Ouzou
Commune:	Irdjen
Oued:	Aissi
Type:	Digue zonée
Déversoir:	Latéral à seuil libre
Début et fin des travaux:	1994-2000
Année mise en eau:	2001
Capacité initiale:	175Hm <sup>3</sup>
Année de la surélévation:	Néant
Capacité après surélévation:	Néant
Capacité au dernier levé bathymétrique 2005:	181Hm <sup>3</sup>
Apport moyen annuel:	196Hm <sup>3</sup>
Précipitation moyenne annuelle:	958mm
Envasement annuel:	0.265Hm <sup>3</sup>
Volume régularisé:	152Hm <sup>3</sup>
Cote retenue normale:	165.00
Surface du plan d'eau à la retenue normale:	528.371Ha
Surface bassin versant:	448Km <sup>2</sup>
Destination :	AEP des villes situées sur le couloir Tizi-Ouzou
Bureau d'études :	TRACTEBEL(Belgique)
Entreprise de réalisation:	Consortium Astaldi-Fédérici-todini(Italie)

## 8. Conclusion

Le barrage de Taksebt est un ouvrage très important pour la région, dans cette présentation nous avons donné un aperçu sur ses différentes caractéristiques. Bien que son taux d'envasement est faible, comparativement à d'autres barrages, le barrage de Taksebt présente un taux d'envasement relativement faible. Toutefois, ces quantités de vase s'avère très importantes et doivent être prisent en charge pour préserver la capacité d'emmagasinement d'eau et accroitre la durée de vie du barrage.

Pour mieux comprendre le phénomène d'envasement, nous avons consacré le chapitre suivant à l'étude de l'envasement des barrages en général.

# CHAPITRE II

## ÉTAT DE L'ART

### SUR L'ENVASEMENT DES BARRAGES

#### 1. Introduction

Ces dernières années, l'envasement des barrages en Algérie devient de plus en plus inquiétant et fréquent. (Benkadja R.2005). Plus de  $32.10^6 \text{ m}^3$  de vase se déposent chaque année au fond des retenues. Ce phénomène d'envasement, qui a déjà envahie 1,1 Milliards de  $\text{m}^3$  d'après le dernier rapport de l'UNESCO), avec un taux moyen annuel de 0,65% de la capacité totale, ce qui représente une durée de vie moyenne de 140ans. (Remini et al, 2009).

Ce chapitre donne un aperçu traitant le phénomène d'envasement des barrages, ces causes, ses conséquences ainsi que les techniques modernes de lutte contre ce phénomène. Bien que, pour le barrage de Taksebt on est pas encore arrivé au stade de parler d'un grand taux d'envasement ( Tractebel engineering, 2002). Mais il est judicieux de trouver des solutions afin de prolonger la «durée de vie» de cet ouvrage.

Le phénomène de l'envasement en Algérie change considérablement d'une région à une autre. Ceci est du à la variation des facteurs conditionnant l'érosion et le transport des solides.

Le tableau ci-dessous montre l'état d'envasement de certains barrages algériens en exploitation.

Tableau II.1 : État d'envasement de quelques barrages algériens.

Barrage	Wilaya	Oued	Année de mise en eau	Capacité initiale ( $\text{Hm}^3$ )	Perte de volume utile (%)	Volume du dépôt Annuel ( $\text{Hm}^3$ )
F,Gherza	Biskra	Al Biod	1950	47,0	63	1,0
Fergoug	Mascara	El Hamam	1970	18,0	61	2,0
B.Amrane	Boumerdes	Isser	1988	16,0	56	5,5
O.Fodda	Chlef	Fodda	1932	228,0	55	0,8
F. Gueiss	Khenchela	Gueiss	1939	3,0	47	1,0
Zardezas	Skikda	Saf Saf	1947	31,0	44	0,8
Bouhanifia	Mascara	El Hamam	1948	73,0	42	0,8
Boughzoul	Médéa	Nahroussal	1932	55,0	35	0,5

(Source : ANB)

Remini (2005) a développé un model prévisionnel de l'envasement en se basant sur les données de près de 90 barrages, ce qui a donné la carte de sensibilité à l'envasement suivante :

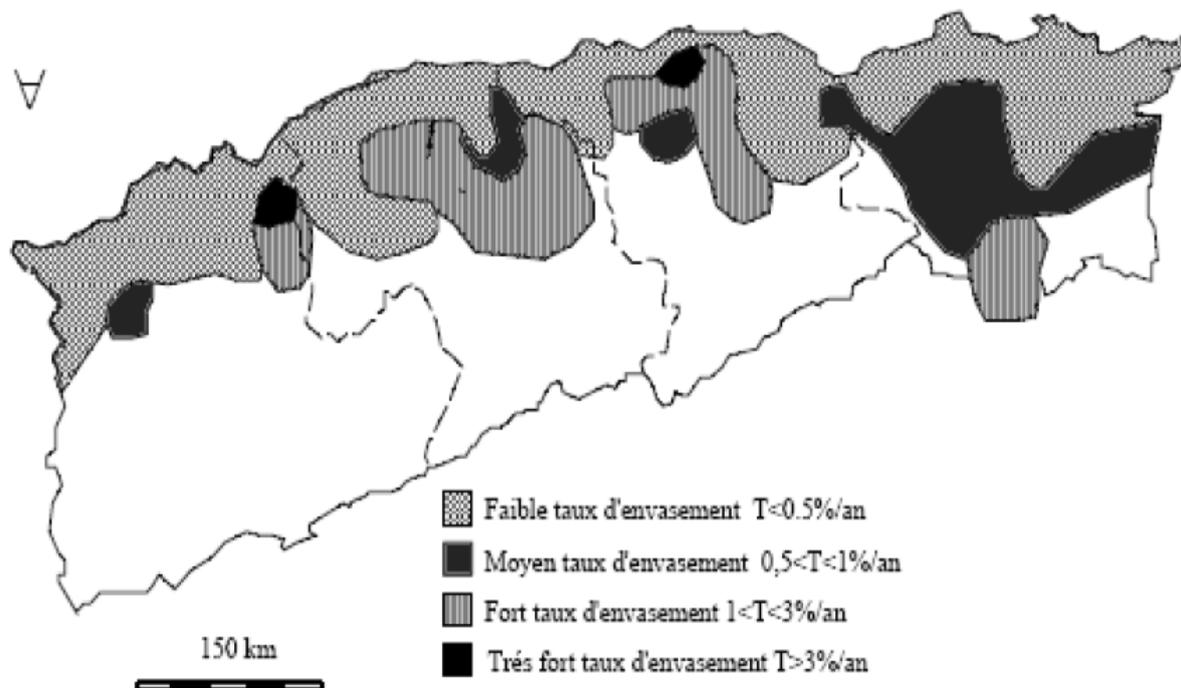


Figure II.1: Sensibilité à l'envasement des barrages (Remini,2005).

## 2. Définition de l'envasement et de la vase

- ❖ L'envasement est défini comme étant le dépôt de sédiments dans les retenues et barrages, réduisant ainsi leurs capacités de stockage.

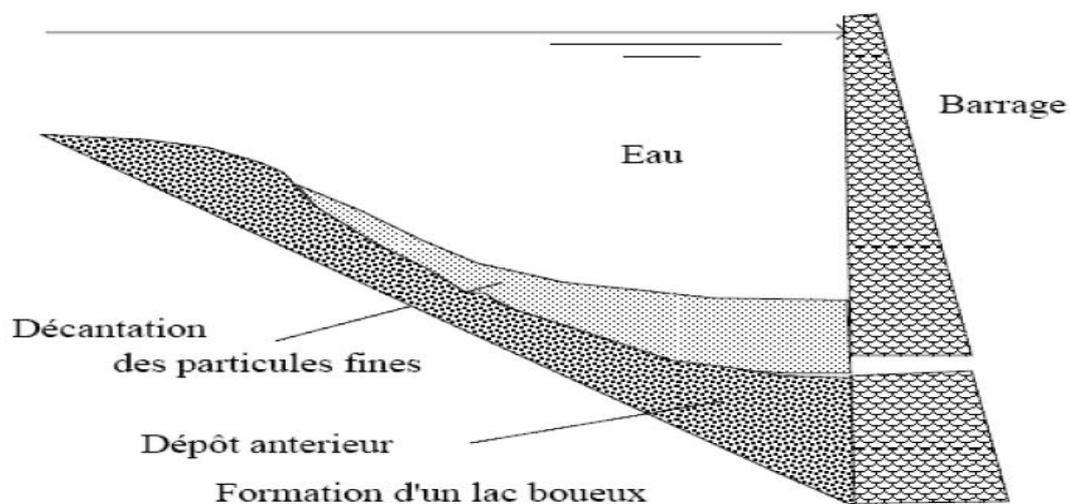


Figure II.2 : Dépôt de vase (Remini, 2003)

❖ Le nom de vase (mot emprunté au Néerlandais) est la désignation d'une large famille de sédiments fins, argileux, plus ou moins organiques, pouvant atteindre des teneurs en eau importantes. Elles contiennent une phase minérale dont la granulométrie s'étend des sables, aux argiles et aux colloïdes, une phase organique et une phase liquide. La vase peut se présenter aussi bien à l'état de suspension (crème de vase) que de sol cohérent (sédiment cohésif) présentant alors un caractère plastique, compressible et thixotropique. Elle contient souvent l'habitat d'une faune riche et diversifiée (vers, mollusques, bactéries).

❖ Les vases sont des sols contenant plus de 90% de particules inférieures à 0,2mm, dont la matière organique M.O est comprise entre 2 et 10%. Elles sont composées de sable, limon, argile et de colloïdes organiques. (Agence de l'eau de France, 2002).

❖ La définition proposée par Migniot « Les vases sont des sédiments complexes qui couvrent une gamme étendue de particules inférieures à 40 microns, mais peuvent contenir une quantité notable d'éléments sableux ». Les différentes classes de sédiments interviennent rarement seules. On définit alors différents faciès lithologiques qui varient encore avec les auteurs et les pays. (Semcha, 2006).

Tableau II.2 : Les plus simples définitions des faciès d'après Allen [cité par Boutin, 2000).

Dénominations	Caractéristiques
Sable	Plus de 80 % d'éléments supérieurs à 50 µm
Sable vaseux	20% à 80 % d'éléments supérieurs à 50 µm
Vase	Plus de 80 % d'éléments inférieurs à 50 µm

### 3. Composition des vases

#### 3.1 Structure physico-chimique des vases

Les sédiments se composent d'une fraction solide et d'une fraction liquide (eau) qui sont intimement liées les unes aux autres. Les proportions respectives de chacune de ces fractions sont variables d'un milieu à un autre mais demeurent dans une fourchette, qui par expérience,

peut être estimée si l'on considère des matériaux de type vases. (Agence de l'eau de France, 2002).

IL y a quatre éléments principaux constituant la vase :

1. La matrice minérale (quartz, feldspaths ou carbonates).
2. La fraction argileuse (kaolinite, illite ou smectite).
3. La fraction organique (débris végétaux, micro-organismes, acide fulvique et humiques).
4. Une certaine quantité d'eau, présente sous différentes formes.

La distribution granulométrique d'un sédiment constitue son empreinte physique, elle caractérise la taille des particules, constituant la phase solide du matériau. Pour l'obtenir, il est procédé à un tamisage mécanique. En dessous d'une taille de 20  $\mu\text{m}$ , il est nécessaire de recourir à des mesures au laser, qui utilisent le principe de la diffraction de la lumière cohérente sur un écoulement d'une suspension très diluée de fines. Il est communément considéré que les «Vases» correspondent à la fraction inférieure à 63  $\mu\text{m}$  (2006). (Proulhac et Ker, 2006).

### 3.2 Rhéologie des vases

L'étude rhéologique des vases permet de déterminer des paramètres importants pour préciser leur comportement sédimentaire sous une action hydrodynamique. L'un des paramètres définissant le mieux de caractère liquide, plastique ou solide, d'une vase, est la rigidité initiale. (Sidi-Adda M, 2005).

Les vases à l'état liquide se comportent en écoulement laminaire comme des fluides dont les paramètres sont indépendants du temps de cisaillement. On peut utiliser les modèles rhéologiques à un, à deux ou à trois paramètres.

La loi d'écoulement s'écrit :  $\tau = F(G)$ .

Avec :  $\tau$  : contrainte de cisaillement ;  $G$  : vitesse de déformation.

Les vases et d'autres mixtures homogènes sol/eau (argile-eau, silts-eau) sont composées d'eau et de grains de sol dont les dimensions moyennes sont comprises entre 1 et 80  $\mu\text{m}$  environ.

Elles se comportent comme un ensemble si la concentration est élevée, et ayant dans ce cas des propriétés des corps viscoplastiques.

Elles peuvent être transportées en régime laminaire, transitoire et turbulent. Par contre les mixtures hétérogènes contenant des particules grosses dont les dimensions moyennes sont supérieures à environ 80 $\mu$ m. sable/eau, galet/eau, se comportent comme des systèmes biphasiques et ne peuvent en général être transportés qu'en régime turbulent. Le cisaillement rhéologique ne dépendant pas du temps, leur comportement est influencé surtout par la concentration moyenne ( $C_v$ ), avec :  $C_v$ : la concentration moyenne.

## 4. Facteurs induisant l'envasement des barrages

### 4.1 Processus naturels

L'envasement des retenues, est le résultat d'un processus complexe qui se caractérise par trois étapes successives : érosion, transport et sédimentation.

#### 4.1.1 Erosion des sols

L'érosion du sol est un processus au cours duquel des particules du sol sont détachées et déplacées par un vecteur (eau, vent, travail du sol) (Poesen et Govers, 1994). Dans cette partie, nous donnons un aperçu sur l'érosion du sol.

L'érosion est le premier processus conduisant vers l'envasement des retenues. C'est un phénomène complexe, très répandu dans la zone méditerranéenne, touchant particulièrement les pays du Maghreb arabe dont il menace gravement les potentialités en eau et en sol.

L'érosion qui s'exerce souvent d'une manière spectaculaire sur les sols est due à l'action de plusieurs facteurs qui sont particulièrement le ruissellement de surface, le climat, la lithologie, la nature, la pente du sol, la couverture végétale et le mode d'exploitation du milieu naturel. Parmi ces facteurs, le climat est le plus important. Il prend souvent un caractère agressif et provoque une dégradation rapide des horizons superficiels, lorsque le sol n'est pas protégé par une végétation suffisamment dense cette agressivité se traduit par deux types d'averses :

- Les orages d'automne peu fréquents de courte durée, mais caractérisés par des intensités élevées (l'intensité maximum annuelle en 10 minutes peut atteindre 100 mm/heure). Ils peuvent provoquer du ruissellement sur des sols non saturés.
- Les longues averses peu énergétiques tombant sur un sol déjà saturé. Ce sont les averses saturantes d'hiver et du printemps. Elles sont peu intenses, plus fréquentes et à l'origine de beaucoup de ruissellement.

#### 4.1.1.1 Érosion hydrique

L'érosion hydrique est composée d'un ensemble de processus complexes et interdépendants qui provoquent le détachement et le transport des particules du sol. Elle se définit comme la perte de sol due à l'eau qui arrache et transporte la terre vers un lieu de dépôt. Celle-ci a plusieurs mécanismes :

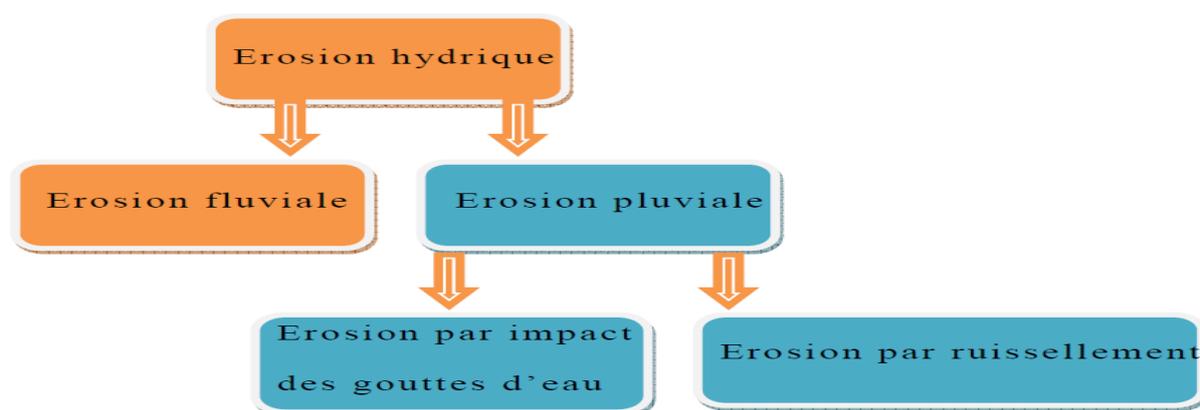


Figure II.3: Origines et mécanismes de l'érosion hydrique.

#### Remarque

L'érosion hydrique a plusieurs formes : érosion en nappe ou "sheet érosion" (Latrille, 1979 et Pouquet, 1967). L'érosion linéaire (micro-channel ou Rill érosion), érosion par ravinement (Gully érosion).

Le tableau ci-dessous nous donne les différentes formes d'érosion hydrique (Appellation des lignes d'écoulement (d'après Roose, 1994)).

Tableau II.3: Formes d'érosion hydrique.

Profondeur	Appellation
Quelques centimètres	Griffes
> 10cm	Rigoles
10 à 20cm quelques mètres de large	Nappe Ravinant
> 50cm	Ravines

#### 4.1.2 Transports des sédiments

Le processus d'érosion, entraînement, transport, dépôt de sédiments est très complexe ; le détachement des particules dans le processus d'érosion se produit suite à l'énergie cinétique de l'impact de la goutte de pluie, ou les forces générées par l'écoulement de l'eau, dès que la

particule se détache elle est entraînée et transportée, ce transport dépend des dimensions et du poids de la particule, aussi des forces exercées par l'écoulement sur la particule. (Vanoni V.A., 1977).

Les sédiments sont des matériaux solides particuliers issus du ruissellement des fleuves, des effluents ou de l'atmosphère . Puis, ils sont véhiculés par l'eau et finissent par décanter sur le fond. ( Agostini ,2006).



Figure II.4: Le transport des sédiments (Agostini, 2006)

#### 4.1.2.1 Modes de transports

Le transport solide total de sédiments est l'ensemble du transport des particules qui passent dans une section du cours d'eau, les sédiments sont transportés par plusieurs modes. (Graf 2000).

##### 4.1.2.1.1 Transport en matériaux du lit « charriage »

###### a) Définition

Le transport par charriage est l'un des principaux types de transport solide dans un cours d'eau. Il concerne les plus gros matériaux qui contribuent à la formation et l'équilibre du lit, principalement la pente.

Le charriage dit transport de fond, constitue un sérieux problème en régularisation des débits des cours d'eau et dans la construction des ouvrages hydrotechniques. (Graf ,2000).

#### 4.1.2.1.2 Transport par suspension

##### b) Définition

Le transport par suspension est le deuxième type de transport solide dans un cours d'eau. Il concerne les éléments fins qui progressent dans le sens du courant au sein du même du liquide.

Ces éléments fins du transport solide sont maintenus en suspension par la turbulence et la quantité de ces matériaux dépend essentiellement des éléments fins, qui proviennent de l'érosion du bassin, suite au ruissellement des eaux de pluie. (Graf , 2000).

##### Remarque

Si les particules ne sont jamais en contact avec le fond, elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement. Ceci concerne les particules très fines.(suspension intrinsèque). . (Graf ,2000).

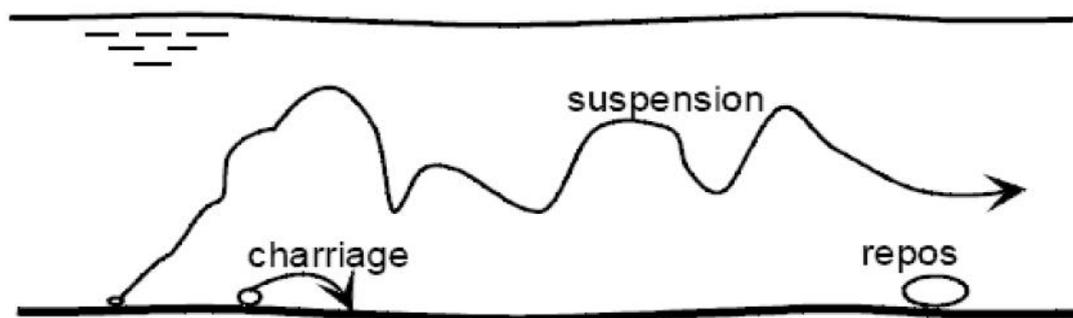


Figure II.5: Schéma des modes des transports solides.

#### 4.1.2.2 Composition structurale des sédiments

La composition des sédiments est variée. Elle dépend de la constitution des éléments de nature minérale, de l'eau et des matières organiques ainsi que leurs influences sur les propriétés géotechniques du sédiment.

La composition minérale des sédiments diffère selon leur provenance. Les blocs, les cailloux, les graviers et les sables sont des sédiments terrigènes c'est-à-dire, issus de l'érosion des sols, leur nature chimique dépend principalement des terrains érodés. Ils sont classés en fonction de leurs tailles, on distingue ainsi : les argiles et les limons. (Tran-Ngoc , 2009).

Tableau II.4: Classification granulométrique (Costet et Sanglera, 1981).

Dénomination	Diamètre (mm)
Argile	$d < 0,002$
Limon	$0,002 < d < 0,063$
Sable	$0,063 < d < 2$
Gravier	$2 < d < 20$
Cailloux	$d < 20$

La fraction fine, relative aux particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$  est la fraction caractéristique de toute vase. Cette fraction engendre généralement des comportements complexes provoqués par les interactions entre les particules minérales, les interactions de ces particules avec l'eau contenue dans le milieu, les ions présents dans le milieu, et aussi les éléments organiques.

La taille des cations va aussi jouer son rôle, car plus ils seront de grosse taille, plus ils auront des difficultés à s'insérer entre les feuillets, et donc à jouer un rôle dans le comportement des matériaux fins. (Dubois, 2006).

#### 4.1.3 Sédimentation et envasement

C'est l'étape finale de l'envasement des retenues. A l'état naturel, les oueds transportent progressivement des quantités importantes de sédiments, soit par charriage soit par suspension.

Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule sur le long de la retenue et transportent ainsi la vase jusqu'au pied du barrage. Dans ce trajet, les sédiments se déposent, des plus grandes particules aux plus petites, de l'amont vers l'aval de la retenue (figure II.6).

Les différents mécanismes de l'envasement dépendent du type de retenues (morphologie) et les conditions de sédimentation existants à l'amont de la retenue (érosion et transport solide).

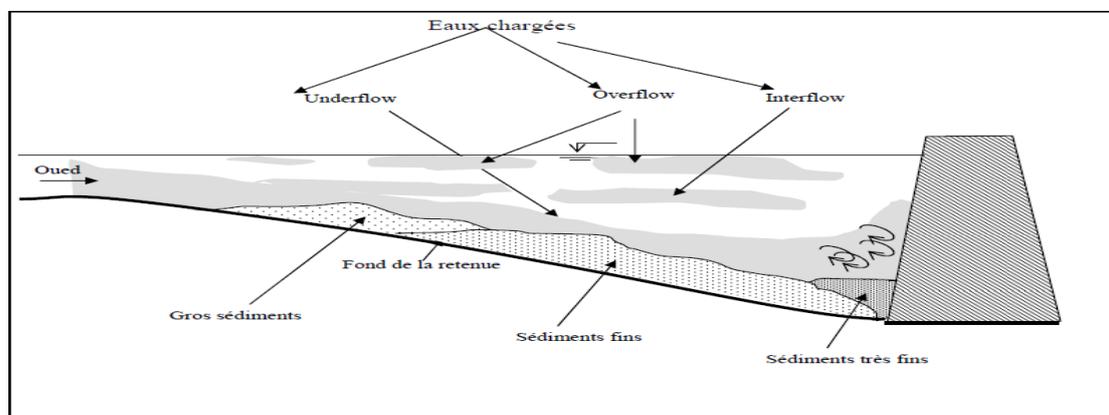


Figure II.6 : Modes d'envasement

## 5. Les problèmes causés par l'envasement des barrages

Le transport de sédiments dans les réseaux hydrographiques des bassins versants et leurs dépôts dans les retenues posent aux exploitants de barrages des problèmes à savoir :

- La réduction de la capacité : chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue.
- La sécurité de l'ouvrage : l'indépendamment du problème de la diminution de la capacité du réservoir. L'envasement pose un problème sur la stabilité de l'ouvrage, on sait que pour une variation linéaire de la hauteur de la vase, la poussée progresse au carré de la hauteur (Oumrani, 2009).
- Dommages aux équipements hydromécaniques (vidanges, prises): un autre danger présenté par l'envasement est celui du non fonctionnement des organes de vidange de fond( Obturation des organes de vidange ).
- Envasement des canaux d'irrigation : l'irrigation se fait généralement par de l'eau chargée en sédiments, c'est ainsi que ces particules fines vont se déposer dans les canaux réduisant leurs sections mouillées ceci pose le problème de comblement du réseau des canaux d'irrigations se trouvant à l'aval du barrage.
- Dégradation de la qualité de l'eau : les sédiments véhiculent des produits chimiques (nitrates, sulfates) provenant en particulier des apports en éléments fertilisants pour les cultures, et se déposant dans les réservoirs entraînant ainsi une dégradation de la qualité de l'eau. (Remini et al, 1997).

## 6. Les modèles d'estimation de l'envasement

### 6.1 Comment évaluer le volume de l'envasement ?

L'accumulation des sédiments véhiculés par les eaux pluviales et venantes se déposer dans la cuvette des barrages, constitue une préoccupation essentielle pour les méthodes d'évaluation du volume des vases. On distingue deux méthodes de mesure (Neto, 2007).

### 6.1.1 Bathymétrie par nivellement

Cette méthode présente l'avantage de tenir compte de toute la hauteur de sédiments et elle est intéressante à mettre en œuvre dans les projets où le toit du substrat n'est pas connu. (Proulhac et Ker Lann, 2006).



Figure II.7 : Estimation de l'envasement par la méthode de nivellement (Tachéomètre).

Il y a plusieurs méthodes utilisées pour le levé bathymétrie par nivellement, on prend l'exemple suivant :

La première méthode de bathymétrie par nivellement est réalisée à l'aide d'un instrument de mesure gradué, à partir du bord et préférentiellement à partir d'une embarcation si les conditions le permettent. Elle permet soit de mesurer simplement la hauteur totale de vases par renforcement, soit mesurer la hauteur d'eau avant et après les travaux, une résistance plus soutenue permet d'apprécier le haut substrat. Les mesures sont composées de profils en travers qui pour être représentatifs, doivent être judicieusement localisés et dénombrés. La définition du volume extrait au à retirer est établie par extrapolation entre deux profils du produit entre la section envasée et la distance.

Le nivellement n'est généralement pas précis et admet une erreur de 20 %. Le volume de sédiment se fait ensuite par extrapolation entre deux profils.

$$V = S \times L$$

Avec : V : volume de sédiments en mètres cubes.

S : section envasée en mètres carrés.

L : distance entre deux points de mesure en mètre.

### 6.1.2 Bathymétries par sondeurs : «Échosondeur bathymétrique»

Le dernier appareil à mesurer la profondeur par échosondeur, une véritable révolution dans la mesure de l'eau profonde. Cette sonde de l'écho, le type moderne a été inventé pour la première fois dans les années de la Première Guerre mondiale sur les sites physicien français Angevin. Les mesures bathymétriques permettent de suivre l'évolution du volume des sédiments accumulés.

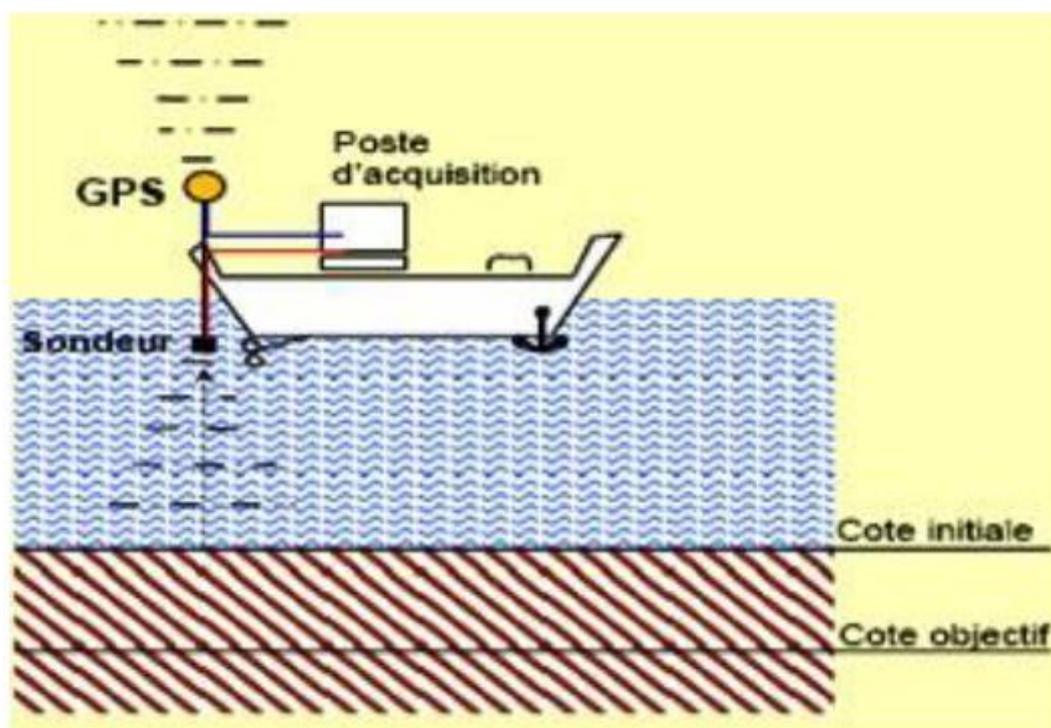


Figure II.8:Schématisation de la bathymétrie par échosondeur.

Dans la Bathymétrie par sondeurs (Figure II.8), le volume des sédiments est calculé par informatique avec, comme hypothèse de départ, la cote du projet à atteindre. (Un point de sonde = couple (distance, angle) Pratiquement mesure  $(t, \theta)$  et exploitation  $(y, z)$ . Deux approches pour estimer  $(t, \theta)$ : Mesure de l'instant d'arrivée à angle fixé, mesure de l'angle en fonction du temps d'arrivée.

A l'aide des nouvelles technologies de sondeurs, cette technique peut-être utilisable dans une hauteur d'eau restreinte. Cette technique s'applique à partir de sondeurs mono ou multi-faisceau. (Xavier et Augustin.,1994).

Les moyens utilisés pour les levés Bathymétriques par échosondeurs :

- ◆ Une embarcation pneumatique semi rigide.
- ◆ Une section de référence.
- ◆ Un sonar avec une fréquence de 200 kHz.
- ◆ Un GPS RTK 6502.
- ◆ Un PC portable avec le logiciel DTM 2000.
- ◆ Une barre d'étalonnage.

## 7. Les Moyens de lutte contre l'envasement des barrages

La majorité des barrages en Algérie ont une durée de vie de l'ordre d'une trentaine d'année. Il est rare cependant, que l'on puisse admettre à l'issue d'une période aussi courte, l'abandon d'un aménagement hydraulique particulièrement lorsqu'il s'agit des réservoirs destinés à l'adduction en eau potable ou l'irrigation dont les intérêts socio-économiques justifient une garantie de service illimitée. Il importe donc, non seulement de prévoir le rythme de comblement de la retenue de façon aussi précise que possible, de manière à prendre les dispositions économiques et sociales qui s'imposent mais aussi et surtout de sauvegarder au maximum l'existence de la retenue en luttant contre ce phénomène.

Beaucoup d'efforts ont été déployés par les services de l'hydraulique dans la lutte contre l'envasement, plusieurs solutions sont proposées, à savoir :

**7.1 Le reboisement, restauration des sols, confection de banquettes, plantation des cultures (Abdellatif B-A et al ,2006) suivant les courbes de niveau et fixation des berges des oueds « Le revêtement des berges pour réduire leur érosion» :** D'après les services de l'AEP au ministère des Ressources en eau, le reboisement, c'est une action préventive. Vingt-sept bassins versants sont concernés par les opérations de reboisement pour protéger les barrages face à l'érosion. Comme le bassin versant des Issers (barrage de Beni Amrane) qui fait 3700 km<sup>2</sup> ou celui de Béni Haroun, 7200 km<sup>2</sup>. Il y a également, ajoute-t-il, la nature du sol pour déterminer les espèces d'arbres à planter. Pour 2010, il est prévu de consacrer un budget de 18 milliards de DA à ces opérations.

**7.2 Réalisation de barrage de décantation :** On peut construire plusieurs types de structures dans le bassin. par exemple, des bassins de rétention conçus soit pour retenir les matériaux solides définitivement pendant la durée de vie de l'ouvrage, soit pour stocker les matériaux solides provenant du ruissellement créé par un certain nombre d'orages entre des vidanges périodiques. L'exemple en Algérie, c'est le cas du barrage de Boughzoul situé a la ville de Medea qui est exploité partiellement comme bassin de décantation du barrage de Ghrib, Il réduit l'envasement de Ghrib de près de 24 %.

**7.3 La réalisation des barrages de chasses dites à l'Espagnole :** Cette méthode est utilisée pendant les premières crues pour les barrages de moindre importance (tel que barrage du barrage Hamiz, Béni Amrane, K'sob, ...). Cette méthode est efficace quand elle est possible. Elle consiste à vider complètement le barrage pendant les périodes d'interruption de service possibles (automne) et à provoquer l'érosion des dépôts par le maintien de l'exploitation à barrage ouvert. Les crues d'automne, qui arrivent très chargées, évacuent ainsi une partie importante des apports solides. Cette méthode, qui a eu un certain succès dans des cas particuliers, présente l'inconvénient majeur de perdre beaucoup d'eau. De plus, les chasses à retenue vide sont peu efficaces sur des vases consolidées. (Remini, 1997).

**7.4 Le soutirage des courants de densité :** C'est une méthode pratique qui consiste à évacuer les sédiments drainés par les courants de densité sur le fond de la retenue en utilisant des pertuis de vidange (vannettes de dévasement ou vanne de fond) du barrage.

En Algérie, D'après (Remini et al ,1997).La technique du soutirage peut être un moyen efficace de lutte contre l'envasement des retenues de barrages en Algérie compte tenu de son faible coût et surtout de la présence des courants de densité dans l'ensemble des retenues. Son rendement peut atteindre 70 % des apports solides totaux entrants dans la retenue, c'est à dire que la durée de vie de l'ouvrage sera augmentée d'un tiers. Le barrage d'Ighil Emda est parmi les premiers au monde à avoir été équipé d'un dispositif installé spécialement pour le soutirage des sédiments. La durée de vie de ce barrage est ainsi multipliée par trois.

Mais les opérations de chasses et le soutirage des courants de densité doivent être maîtrisés afin d'arriver à évacuer le maximum de vase avec un minimum d'eau.

**7.5 Surélévation des barrages :** L'un des moyens de lutte utilisés en Algérie est la surélévation de la digue. Cette méthode consiste, lorsque le taux de comblement est avancé, à augmenter la hauteur de la digue d'une taille variable, permettant la constitution d'une réserve complémentaire pour compenser la perte du volume occupé par la vase.

Elle a été réalisée sur cinq barrages : Fergoug, Mefiouch, Bakhada, K'sob, Zardézas. Mais l'évolution de l'envasement dans le temps croit beaucoup plus rapidement qu'à l'état initial (sans surélévation), ce fait étant confirmé par l'examen du (Tableau II.5).

Tableau II.5: Vitesses de sédimentation moyennes des barrages surélevés (Remini, 1997).

Barrages	Vitesse de sédimentation ( $10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ )	
	Avant surélévation	Après surélévation
Zardezas	0,30	0,70
K'sob	0,25	0,29
Boughzoul	0,34	0,50
Bakhada	0,05	0,15

**7.6 Extraction par siphonnement :** Cette méthode a été envisagée pour la première fois par Jandin, au siècle dernier (Brown, 1944), L'ingénieur Jandin a développé et a utilisé cette méthode entre 1892 et 1894, pour évacuer des sédiments avec un siphon à travers le barrage de Djidiowia en Algérie.  $1,4 \times 10^6 \text{ m}^3$  de limons et d'argile ont été évacués en trois ans.

L'appareil de Jandin se composait d'un tuyau flexible d'un diamètre de 61 cm, avec une capacité d'évacuation de  $1,53 \text{ m}^3/\text{s}$  dans des conditions normales d'opération. A partir d'une ouverture dans le bas du barrage, il était relié à des pontons flottants en tôle, ce qui permettait de déplacer le tuyau dans la retenue dans un rayon d'environ 1.6 km. Une turbine installée près de l'embouchure du tuyau, et actionnée par l'écoulement dans le tuyau, était reliée à un appareil à roues coupantes près de la prise d'eau du tuyau, qui était conçu pour remuer les sédiments. (Panel, 1986).

Hannoyer (1974) a développé une nouvelle méthode basée sur le principe de "l'hydro aspirateur" proposé par Jandin 80 ans auparavant (Figure II.9). Un tuyau flexible est relié à la vidange de fond. Le tuyau est amovible afin de créer une charge pour évacuer les sédiments.

Il n'y a pas besoin de pompe. Le tuyau peut avoir une longueur de plus de 2 km, et il est attaché à des flotteurs afin de rester au-dessus de la surface de la vase (Cité Par Panel, 1986).

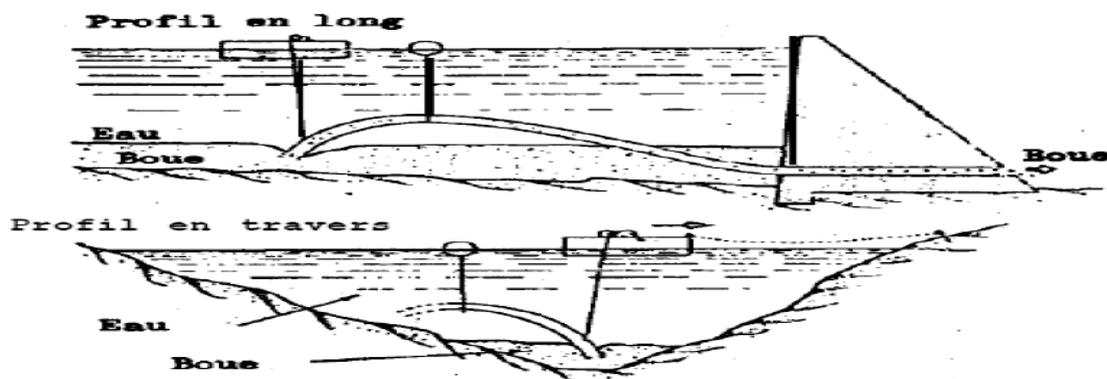


Figure II.9 Représentation schématique de la disposition de « l'hydro aspirateur ».

**7.7 Le dragage des barrages :** Est une opération ayant pour objet le prélèvement de matériaux, notamment boues, limons, sables et graviers, au fond d'un cours d'eau ou d'un plan d'eau à l'aide de moyens mécaniques, hydrauliques ou pneumatiques pour l'aménagement ou l'entretien, c'est-à-dire tous travaux nécessaires pour rétablir un cours d'eau dans sa largeur et sa profondeur naturelle. Cela exclut un approfondissement ou un élargissement du lit. (Remini et al, 1997).

L'opération de dragage peut se décomposer en plusieurs étapes : Etudes préalables et caractérisation des sédiments, choix de la filière de destination, extraction des boues, transport des matériaux de dragage, et traitement, mais selon certains auteurs, la récupération d'une capacité de stockage par dragage est une opération très coûteuse qui n'est pas économique pour les grandes retenues (Icold 1989). La première drague utilisée en Algérie en 1957 est la drague refouleuse «Lucien Dumay». Depuis les années 2000, plus de 20 millions de m<sup>3</sup> de vase ont été extraites de nos barrages.

A travers l'expérience algérienne, le dragage s'est avéré une solution sûre mise à part les difficultés de mise en dépôt et le coût.



Figure II.10 : Dragage activant dans la retenue du barrage Foug-EI-Gherza (Biskra).

**Remarque :** Différentes techniques de dragage ont été développées. Il est courant de classer les équipements de dragage selon leurs principes de fonctionnement, trois catégories peuvent être recensées :

- Les dragages mécaniques (Roland, 2000);
- Les dragages hydrauliques :
- Les dragages à l'américaine.

## 8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu sur l'ampleur de l'envasement des barrages qui est particulièrement spectaculaire en Afrique du Nord. Il est devenu actuellement une réelle menace pour l'infrastructure hydrotechnique, tant au niveau de la réduction rapide de la capacité utile du barrage qu'à celui de la sécurité de l'ouvrage lui-même.

L'absence de sites favorables à la réalisation d'autres grands barrages en Algérie, nécessite l'entretien des barrages existants. Cependant les différentes techniques et méthodes de dévasement peuvent apporter des solutions de très court terme aux problèmes du maintien de la capacité utile des barrages car le rejet des vases à proximité des sites ou à l'aval dans l'oued pose d'énormes problèmes écologiques et environnementaux. Ceci incite à réfléchir sur la réutilisation et la valorisation de la vase dans différents domaines.

Comme montré ci-avant, le taux d'envasement de ce dernier est faible puisque la région est montagneuse et boisée, toutefois, prévoir des solutions ou des préventions est toujours utile afin de prolonger sa durée de vie au maximum.

Dans cette étude, nous avons fixé pour objectifs, l'exploitation et la valorisation de la vase du barrage de Taksebt dans la construction routière (corps de chaussées). Dans le chapitre suivant, seront présentées quelques généralités sur les chaussées.

# CHAPITRE III

## GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

### 1. Introduction

L'histoire de la route est indubitablement attachée au développement de l'humanité et des civilisations. Depuis toujours, les hommes ont eu besoin de circuler et de transporter des marchandises. Initialement, les premières routes étaient des pistes qui différaient très peu des terres avoisinantes. Facilement utilisables par beau temps, ces pistes devenaient rapidement impraticables lors d'intempéries et se transformaient alors en chemins boueux et dangereux.

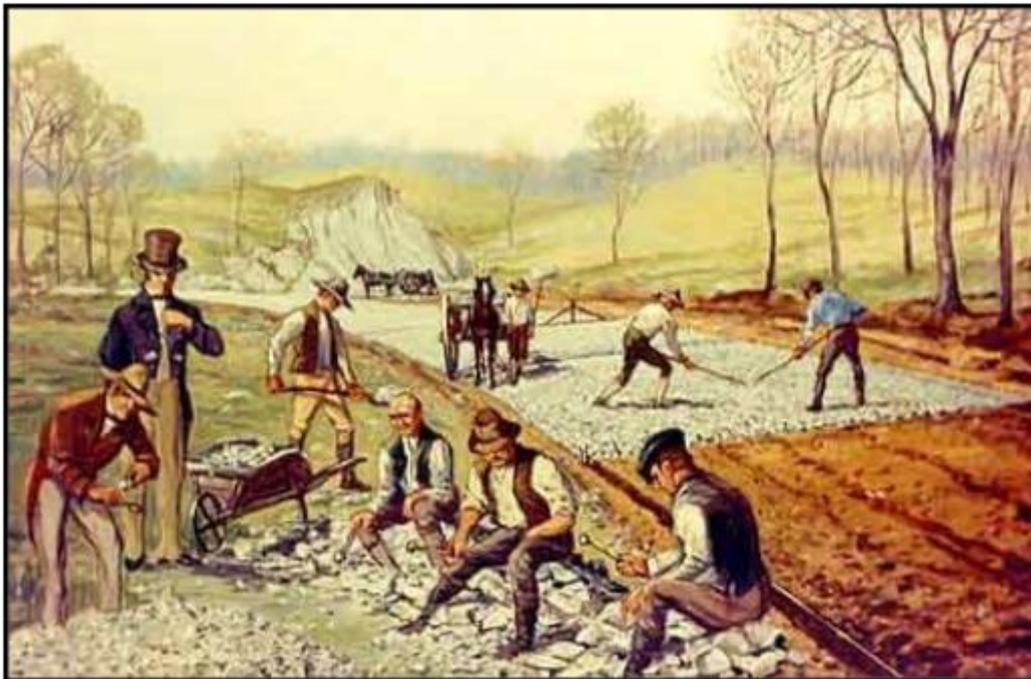


Figure III.1: Première route de macadam américaine , tableau de Carl Rakema(1926)

Les problèmes de poinçonnement et de nids de poule qui coïncidèrent avec le développement des premiers engins lourds au début du XX<sup>ème</sup> siècle et l'apparition d'autres lacunes ont poussé les chercheurs, les ingénieurs comme John Loudon MacAdam et les institutions (Français), à mettre des chaussées plus adéquates . Au fil des siècles, ils ont pu concrétiser la construction des chaussées modernes.

Après ce bref rappel historique introductif, des généralités sur les chaussées modernes sont présentées, les principaux types, les différentes couches constitutives, les paramètres pris

en compte pour leur dimensionnement, la déformation des chaussées souples, et les matériaux utilisés dans les corps de chaussées.

### a) Définition de la chaussée

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini.

Les chaussées sont essentiellement destinées à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans les terrains, ni dans la chaussées elles-mêmes.

On peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes (Jeuffroy, 1978).

## 2. Les différentes couches qui constituent une chaussée

Le corps d'une chaussée est constitué principalement, par la superposition de trois types de couches. La couche de surface, la couche d'assise, et la plate-forme support de chaussée constituée du sol, généralement surmonté d'une couche de forme. La couche de surface peut être divisée en une couche de liaison et une couche de roulement ; la couche d'assise en une couche de fondation et une couche de base. (Faure, 1998).

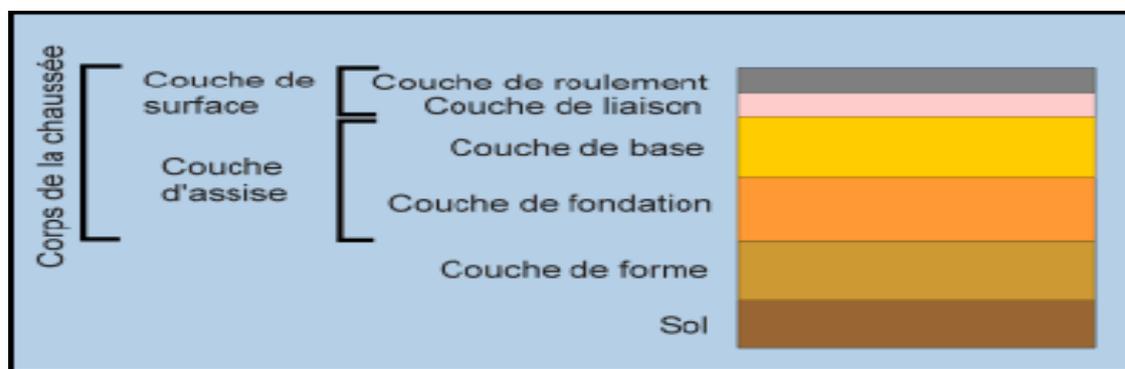


Figure III.2: Schéma de nomenclature routière.

### 3.1 La couche de forme

Bien que ne faisant pas partie de la chaussée proprement dite, elle participe à son intégrité de part ses fonctions :

- **A court terme:** Elle doit assurer la traficabilité des engins qui approvisionnent en matériaux les couches supérieures pendant la durée des chantiers. Elle doit également permettre le compactage efficace de la couche de fondation et assurer la protection de l'arase

de terrassement vis-à-vis des agents climatiques dans l'attente de la réalisation du corps de la chaussée.

- **A long terme:** Elle doit permettre d'homogénéiser la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante et de maintenir dans le temps, en dépit des fluctuations de l'état hydrique des sols supports sensibles à l'eau, une portance minimale pouvant être estimée avec une précision suffisante au stade du dimensionnement de la structure de chaussée .

### 3.2 La couche d'assise

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches ; Une couche de fondation, surmontée d'une couche de base. Son but est d'augmenter la stabilité et la rigidité de la fondation, elle mesure de 7,5 à 10 cm d'épaisseur, on utilise pour cette couche un mélange de pierres concassées contenant de 50 à 70 % de particules retenues au tamis de 4,75 mm et le pourcentage des vides doit être compris entre 3 à 8 %. Ces couches en matériaux élaborés, le plus souvent liés (bitume, liants hydrauliques) pour les forts trafics, apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles repartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

### 3.3 La couche de surface

Elle a aussi généralement une structure bicouche, elle comporte :

#### 3.3.1 La couche de liaison

Interposée entre la couche de surface et la couche de base, le mélange doit contenir de 50 à 70 % de pierres concassées et de 3 à 8 % de vides. Elle est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée et doit satisfaire à quatre objectifs principaux :

- ▶ La sécurité et le confort usagers, qui dépendent directement des caractéristiques de surface.
- ▶ Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches d'assises vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels déverglace et des divers polluants susceptibles d'être répandus en surface.
- ▶ L'impact sur l'environnement, qui consiste essentiellement en la réduction des bruits de roulement.
- ▶ Les possibilités de régénération des caractéristiques de surface .

### 3.3.2 La couche de roulement

Elle mesure de 3,75 à 6,25 cm d'épaisseur. Son mélange contient de 30 à 50% de pierres concassées d'une grosseur maximale de 1,25 cm, il est conseillé d'avoir un pourcentage de vides inférieur à 5 % pour éviter une infiltration d'eau, et supérieur à 2 % pour éviter la désagrégation du mélange, cette couche est la couche supérieure:

- ▶ Devant résister aux actions directes du trafic climat.
- ▶ Assure les fonctions d'adhérence, de lisibilité, d'étanchéité et contribue à l'uni.

En plus de ces couches, pour qu'une chaussée puisse assurer, la durabilité, l'entretien, et la sécurité des passagers, elle doit comporter les éléments suivants :

- **L'accotement:** C'est la plate-forme contiguë à la chaussée, renforcé ou non, pour permettre l'immobilisation des véhicules .
- **Le fossé:** C'est une partie de la route, formant une tranchée ouverte dans le terrain, servant à la récolte et l'évacuation des eaux de surface.
- **Le fond de forme (sol support):** C'est l'ensemble des matériaux en place existants avant les terrassements ou à défaut, le déblai, qui est l'ensemble des matériaux en place obtenu après excavation.

## 4. Le dimensionnement des chaussées

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est de rendre admissibles les contraintes au niveau du sol (certaines couches ont en plus de rôles d'adhérence, d'anti-remontée des fissures, anti-poinçonnement, etc.).

Le dimensionnement des chaussées consiste à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière. Pour ce là l'ingénieur est appelé à construire une chaussée sur un terrain donné, en tenant compte de certains paramètres, qu'on résume dans ces points suivants:

- ▶ Le trafic, connaître l'importance de la circulation que devra supporter la chaussée, et surtout la nature et l'intensité de la circulation lourde .
- ▶ La qualité de la plateforme support de chaussée, avoir une idée de la déformabilité du terrain, particulièrement dans le cas où la couche supérieure est peu flexible(enrobés) .

- ▶ Les caractéristiques des matériaux de chaussées et la qualité de réalisation .
- ▶ Les conditions climatiques, être renseigné sur le climat, le régime des nappes, les possibilités de drainage et d'évacuation des eaux, le bilan évaporation – précipitation et les risques de gel. (Faure, 1998).

## 5. Les grandes familles des chaussées

L'une des caractéristiques des réseaux routiers est l'existence d'une grande diversité des structures de chaussées , qu' on classe ci-dessous: (LCPC, 1994).

- ❖ Les chaussées souples;
- ❖ Les chaussées bitumineuses épaisses;
- ❖ Les chaussées semi-rigides;
- ❖ Les chaussées à structure mixte;
- ❖ Les chaussées à structure inverse;
- ❖ Les chaussées rigides.
- ❖ Les chaussées composites.

### 5.1 Chaussée souple

Elle comporte une couverture bitumineuse mince (moins de 15cm), parfois réduite à un simple enduite superficiel, reposant sur où plusieurs couches de matériaux granulaires non traitée .

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 à 60 cm.

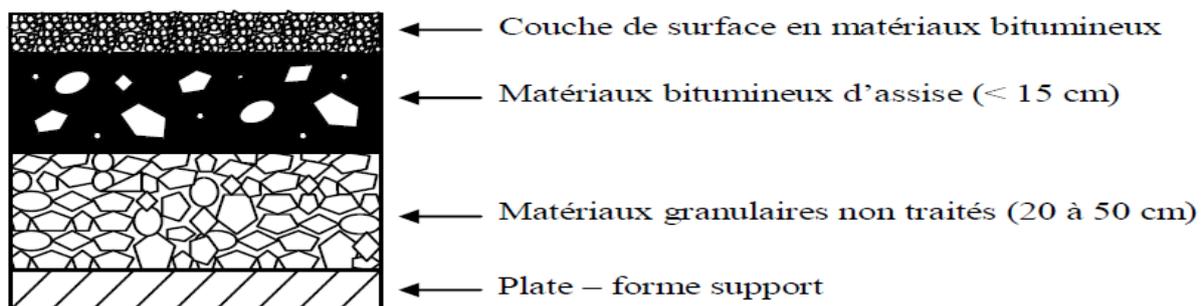


Figure III.3:Les couches de chaussées souples (LCPC, 1994).

### 5.2 Chaussée bitumineuse épaisse

Elle comporte une couche de roulement bitumineuse (4 à 8cm) d'épaisseur, sur un corps de chaussée en matériau traité aux liants hydrocarbonés (15 à 40cm), fait d'une ou deux couches (base et fondation).

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 20 et 50cm.

Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée.

La couverture bitumineuse subit à la base des efforts répétés de traction flexion. L'évolution la plus fréquente des chaussées souples se manifeste d'abord par l'apparition de déformations de type orniérage et affaissements qui détériorent les qualités des profils en travers et en long.

Les sollicitations répétées de flexion alternés dans la couverture bitumineuse entraînent une détérioration par fatigue, sous forme de fissures d'abord isolées, puis évoluant peu à peu à vers le faïençage.

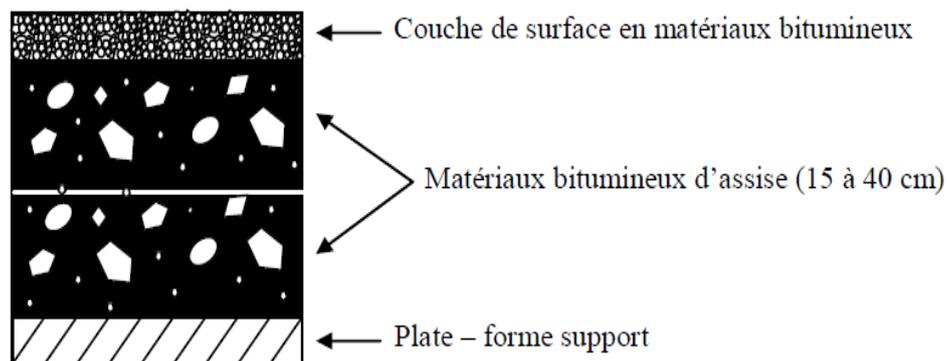


Figure III.4: Les couches de chaussées bitumineuses épaisses.

### 5.3 Chaussée semi-rigide (assises traitées aux liants hydrauliques)

Elle comporte une couche de roulement bitumineuse (6 à 12cm), sur une assise en matériau traité aux liants hydrauliques disposée en une ou deux couches (15 à 50cm) d'épaisseur. Dont l'épaisseur totale est l'ordre de 20 à 60cm.

Compte tenu de la très grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au sol support sont très faibles. En revanche l'assise traitée subit des contraintes de traction-flexion.  $\sigma_t$  qui s'avère déterminantes pour dimensionnement.

L'interface couche de surface-couche de base est aussi une zone sensible car elle est souvent soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal et les centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de faible résistance.

Ces assises sont sujettes à des retraits (phénomène thermique et de prise de béton). Le retrait bien qu'empêché par le frottement de la couche d'assise sur son support, provoque des fissures transversales qui remontent au travers de la couche de roulement.

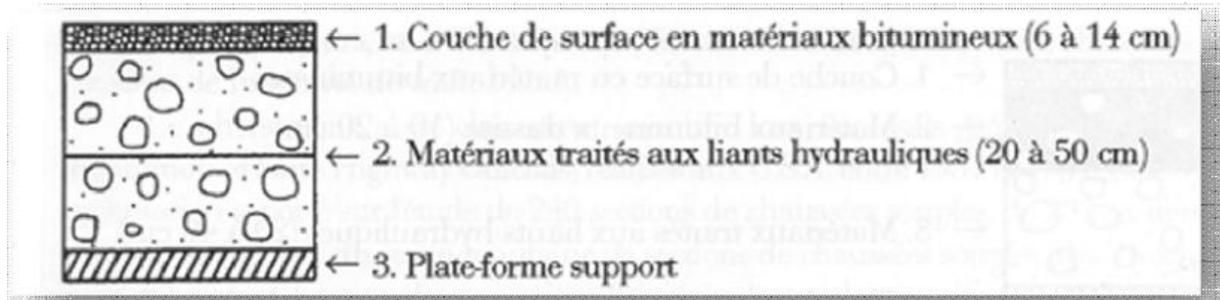


Figure III.5: Les couches de chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

#### 5.4 Chaussée à structure mixte

Elle comporte une couche de roulement et de base (10 à 20cm) en matériaux bitumineux, sur une fondation en matériaux traités aux liants hydraulique (15 à 30cm).

Le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale doit être de l'ordre de 1/2.

La couche de fondation est traitée aux liants hydrauliques diffuse et atténue les efforts transmis au sol support.

Les couches bitumineuses ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche sous-jacente et réduisent les contraintes de flexion à la base de la structure tout en assurant les qualités d'uni et de continuité.

L'adhérence entre les couches bitumineuses et les couches traitées aux liants hydrauliques est le point faible de la structure. Elle peut être rompue par suite de délitage différentielle entre les deux couches et de l'action du trafic, entraînant alors une forte augmentation des contraintes de traction à la base de la couche bitumineuse, qui peut ainsi périr par fatigue.

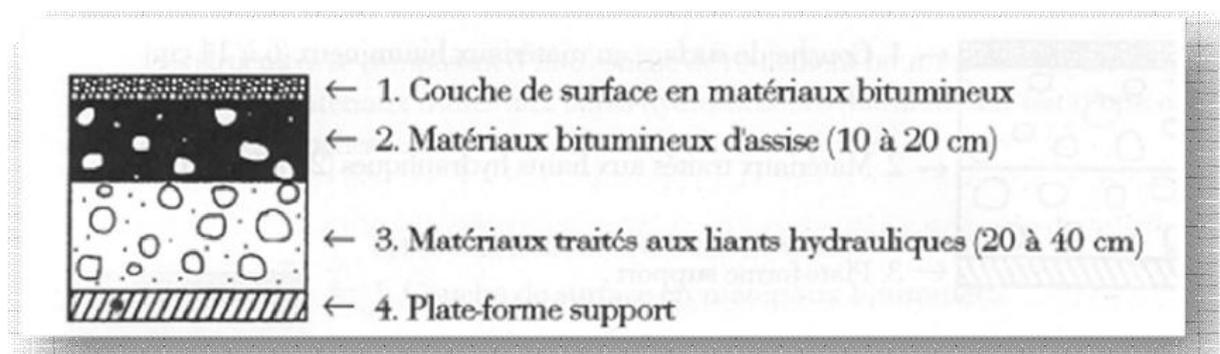


Figure III.6: Les couches de chaussées à structure mixte.

### 5.5 Chaussée à structure inverse

En les comparant aux structures mixtes, les chaussées inverses comportent une couche supplémentaire de matériaux granulaires non traités d'environ 12cm. Cette couche est introduite entre la couche bitumineuse de 15 cm d'épaisseur et la couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques.

L'épaisseur totale de la structure est comprise entre 60 et 80 cm.

La couche intermédiaire en matériaux granulaires non traités est relativement déformable dans le sens horizontal, elle a pour fonction de limiter les fissures.

La dégradation de ces structures est provoquée par les orniérages limités et des fissures transversales de fatigue.

Les chaussées à structure inverse sont sensibles à l'eau. En effet, la circulation de l'eau dans la couche intermédiaire conduit rapidement à la ruine des couches supérieures.

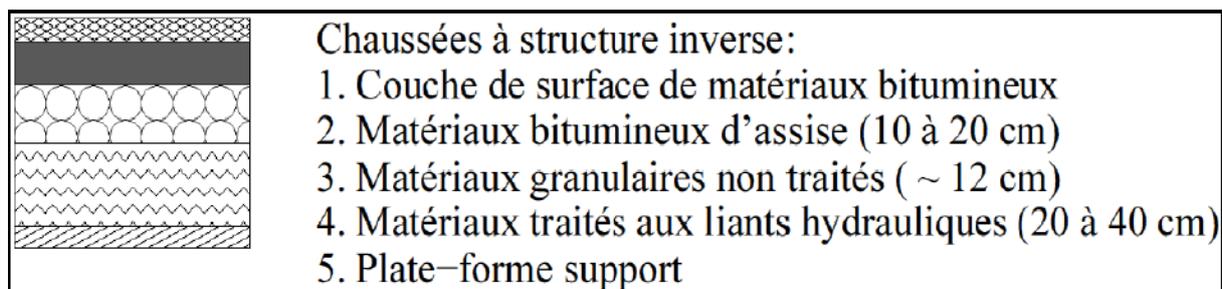


Figure III.7 : Les couches de chaussée à structure inverse.

### 5.6 Chaussées en béton de ciment ou chaussées rigides

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40cm d'épaisseur qui sert de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation( en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobée reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints. Ci-dessous nous présentons la structure de chaussée en béton de ciment. (LCPC, 1994).

### 5.6.1 Dalle non goudonnée avec fondation

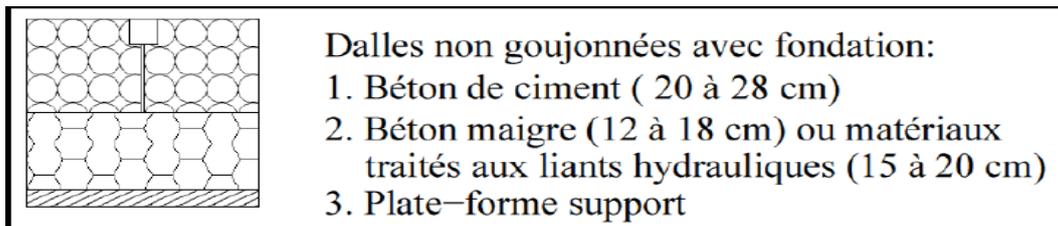


Figure III.8: Dalle non goudonnée avec fondation.

### 5.6.2 Dalle goudonnée avec fondation

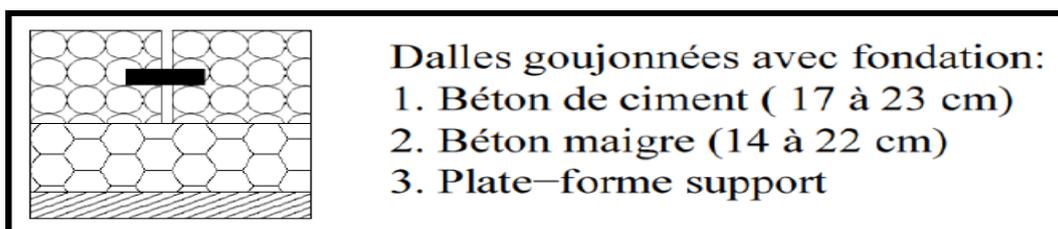


Figure III.9: Dalle non goudonnée avec fondation.

### 5.6.3 Dalle sans fondation

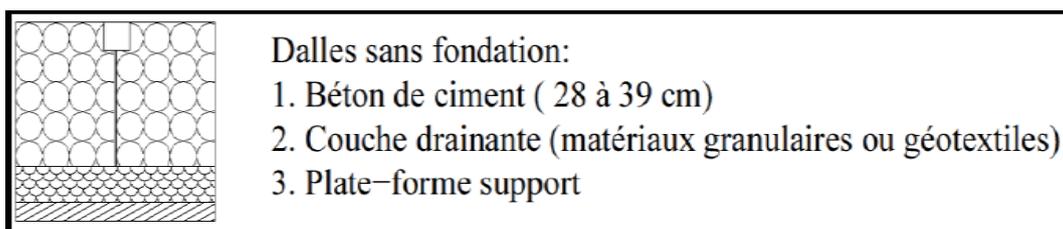


Figure III.10: Dalle sans fondation

### 5.6.4 Dalle de béton armé continu (1)

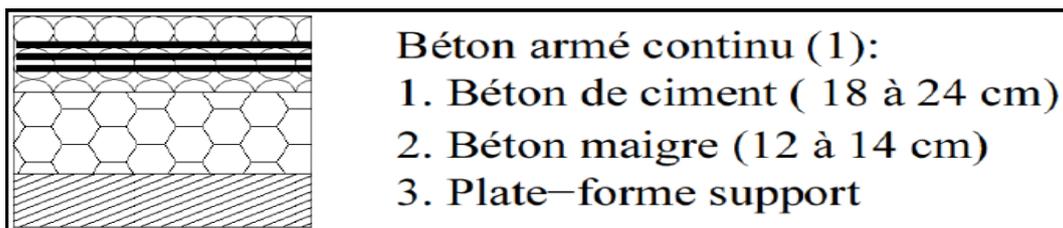


Figure III.11: Dalle de béton armé continu(1)

### 5.6.5 Dalle de béton armé continu (2)

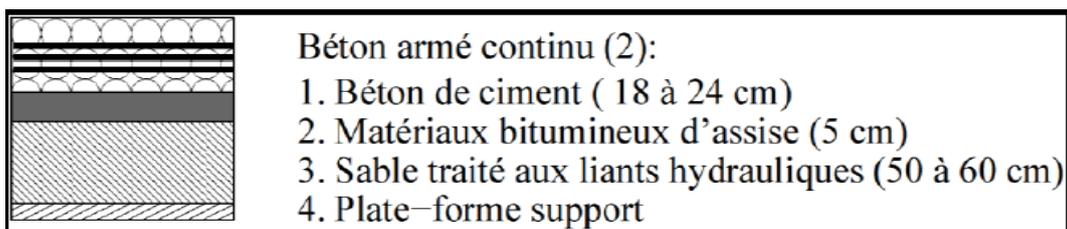
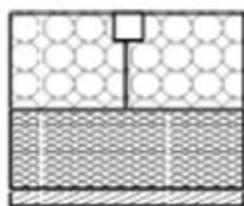


Figure III.12: Dalle de béton armé continu(2)

Au regard du module d'élasticité élevé du béton armé, les sollicitations déterminantes sont celles de traction par flexion dans la dalle. La mise en œuvre du béton de ciment sur une longueur importante provoque l'apparitions des fissures transversales suite au phénomène de retrait empêché .Pour tenir compte de ce phénomène, les derniers types de cette structure introduisent les notions de goujon ou de béton armé continu afin d'assurer une continuité mécanique au franchissement de la fissure.

### 5.7 Les chaussées composites

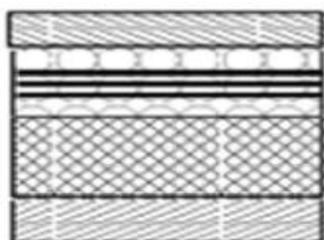
Afin d'offrir une solution concurrente aux chaussées classiques, deux nouvelles structures se développent depuis les années 1990 aux Etat Unis(Cole et al,1998) et sont employées depuis moins d'une dizaine d'années en France (CIM béton,2003).Ces structures combinent des couches de béton de ciment (pour leurs bonnes propriétés de durabilité et leur haut module)avec des couches en matériaux bitumineux (pour leurs bonnes propriétés d'adaptations). L'intérêt technique et économique de ces structures dépend essentiellement de la qualité et de la pérennité de l'adhérence mécanique du collage avec interface entre ces couches (Pouteau et al, 2004). Ci-dessous deux types de structures composites sont présentés :le béton de ciment mince collé(Silwerbrand,1998) et le béton armé continu (bac) sur grave bitume(GB).



#### Dalles en béton de ciment mince collé:

1. Béton de ciment ( 5–10 ou 10–15 cm)
2. Matériaux bitumineux
3. Plate–forme support

Figure III.13:Dalles en béton de ciment mince collé(BCMC).



#### Béton armé continu:

1. BBTM + ES
2. Béton armé continu
3. Grave bitume
4. Plate–forme support

Figure III.14: béton armé continu sur grave bitume(BAC/GV).

La structure du béton de ciment mince collé (BCMC) est connue en France depuis 1996 (CIM béton, 2004). Elle consiste à réaliser des dalles minces (10 à 15 cm d'épaisseur) ou très minces (5 à 10 cm d'épaisseur) en béton sur un matériau bitumineux (Figure 2.13).

La structure BAC sur GB est une structure composite qui se compose de couches suivantes: BBTM (Béton Bitumineux Très Mince)/ES (Enduit Superficiel)/BAC/GB. (Figure 2.14).

## 6. Matériaux utilisés dans les couches de chaussées

Les qualités requises des matériaux destinés à constituer une couche de fondation et une couche de base sont énumérées par (Jouffroy, 1974), dans les points suivants :

- ▶ Présenter une granulométrie convenable, de telle sorte que le matériau ne ségrége pas dans les diverses manipulations, mais constitue une couche facile à régler et présente par frottement interne une bonne résistance aux efforts.

- ▶ Le matériau doit être constitué par un agrégat d'autant plus dur et résistant, que les efforts dans la couche considérée sont élevés et que leur répétition est importante. Il ne faut pas dans une couche de bas par exemple, que l'agrégat se fragmente indéfiniment et produire des fines qui risquent de transformer petit à petit un gravier en sable beaucoup moins instable.

- ▶ Le matériau ne doit pas comporter des fines argileuses, ou en comporter si peu qu'elles ne soient pas dangereuses. Les fines argileuses sont dangereuses parce que, situées entre les gros grains et à coup sûr humidifiées un jour ou l'autre, elles feront chuter le frottement interne jusqu'à l'annuler presque totalement. Dès lors, la couche incriminée se déformera comme un liquide visqueux et sera le siège d'ornières.

- ▶ Le matériau doit présenter un compactage acceptable, c'est-à-dire se mettre en place facilement et ne pas avoir de courbe Proctor trop pointue. Le pourcentage de fines, ou fillers, c'est-à-dire éléments passant à 80  $\mu\text{m}$ , joue un rôle important. Si ce pourcentage est nul ou simplement insuffisant, le matériau est peu compact, difficile à serrer s'il n'est pas concassé. S'il est excessif il y a formation de boue au compactage ; les fines peuvent nécessiter un arrosage important et parfois manifester une tendance à se déformer à volume constant sous les cylindres, c'est-à-dire à former un coussin de caoutchouc. La granulométrie de ces fines et surtout leur nature minéralogique, sont très importantes à maîtriser. On admet

en général que le pourcentage des fines doit rester compris entre 5 et 15 %, cette fourchette constituant un maximum.

► Un facteur du deuxième ordre mais qui n'est pas toujours négligeable, est la forme des grains ainsi que la dureté de la roche. Des matériaux entièrement concassés, très anguleux et de roche très dure, ne se mettent pas toujours facilement en place. La compacité après compactage peut ne pas être très élevée, à moins que la granulométrie soit parfaitement étudiée (cas des tout venant de basalte à granulométrie reconstituée, par exemple). À cet égard, les graves concassées ou semi concassées qui comportent une fraction importante de sable rond, sont plus maniables et plus aisément compactables.

## 7. Fonctionnement d'une chaussée

Sous l'action des sollicitations externes les chaussées sont soumises à des phénomènes mécaniques, thermiques, physiques et chimiques apparaissant généralement de manière couplée.

### 7.1 Les sollicitations liées aux trafics

Les chaussées au cours de leur âge subissent plusieurs types de sollicitations. Les véhicules notamment les poids lourds, exercent des efforts importants et divers sur la chaussée. Soit des efforts verticaux soit des efforts tangentiels

#### 7.1.1 Efforts verticaux

Le poids des véhicules est transmis sous forme de pressions, soit exceptionnellement par des bandages ferrés ou en caoutchouc plein, soit généralement par des pneumatiques. Les bandages pleins, surtout les jantes métalliques, exercent sur la chaussée une action extrêmement brutale et nocive. Les charges sont généralement limitées à 150 Kg par cm de jante, mais la pression peut atteindre localement des valeurs considérables ; heureusement, la proportion de véhicules à bandages pleins diminue fortement. Leur nocivité est toutefois dépassée par certains véhicules militaires ou agricoles (à chenilles, crampons, etc.) et par des pneus à clous.

#### 7.1.2 Efforts tangentiels

Un véhicule en mouvement génère des contraintes tangentielles (latérales et longitudinales), imputables à:

- La transmission de l'effort moteur ou du freinage

- La mise en rotation des roues non motrices
- La résistance aux efforts transversaux
- Ces efforts tangentiels s'accompagnent de frottements

Ces contraintes génèrent des efforts de traction à la base des couches liées ,qui créent des micros dégradations qui s'accroissent et peuvent entraîner, la ruine du matériau. Il s'agit du phénomène de fatigue qui s'observe pour de nombreux matériaux. Une fissure peut également apparaître et se propager dans la chaussée.

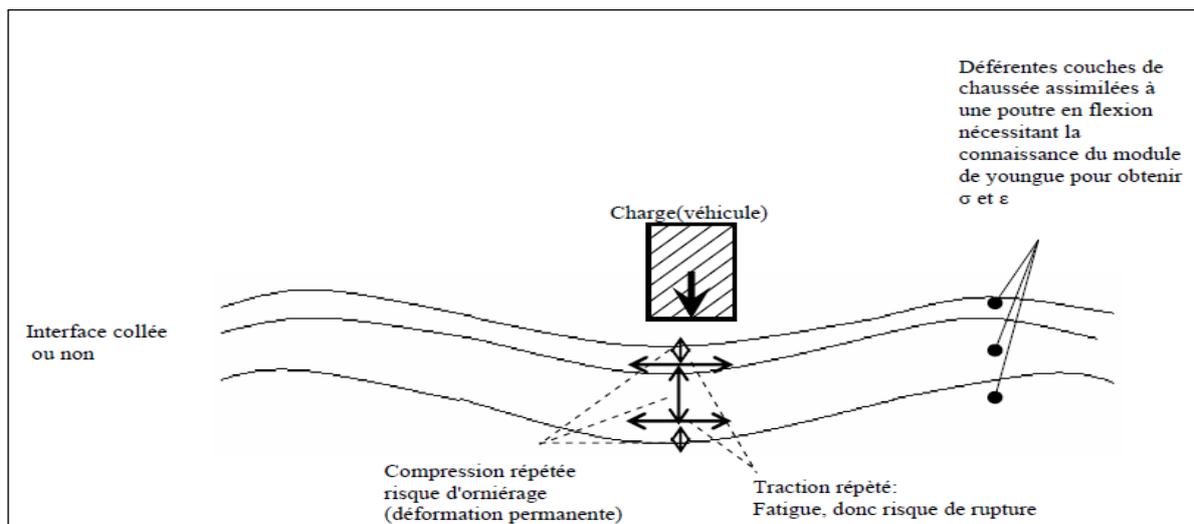


Figure III.15: Schématisation des sollicitations induites par le trafic .

## 7.2 Les sollicitations d'origine thermiques

Les effets de la température sont relativement complexes car la variation de la température s'effectue à vitesse très variable, du fait des différences entre cycles journaliers d'une part et cycles saisonniers d'autre part. Selon le vieillissement du matériaux, la température à deux effets mécaniques principaux:

- Changement du module des matériaux.
- Création de champs de contraintes et déformations au sein du matériau en raison des dilatations ou contractions thermiques lors des changements de température. Cet effet est particulièrement néfaste:

❖ Lors d'un refroidissement, par exemple, la chaussée a tendance à se contracter. Or, les mouvements de contraction sont empêchés dans le sens longitudinal de la chaussée. Cela revient donc à exercer une traction sur cette chaussée dans le sens longitudinal, d'où l'amorçage éventuel de fissures transversales. Ces dernières sont ensuite susceptibles de se propager à travers la structure lors de cycles thermiques (journaliers ou saisonniers).

- ❖ Lorsqu'une couche de base traitée aux liants hydrauliques existe dans la chaussée. en effet, cette couche traitée aux liants hydrauliques est sujette au retrait thermique et de prise. le retrait, empêché par le frottement à l'interface, peut provoquer une fissure dans la couche en matériaux bitumineux.
- ❖ Lorsqu'une chaussée en béton de ciment, les variations saisonnières de température entraînent des variations des longueurs des dalles contrariées par le frottement sur le support. Les contraintes de traction (phase de retrait) qui en résultent sont d'autant plus faibles que la désolidarisation entre la dalle et son support est efficace, et que les dalles sont courtes. Les variations journalières de la température ambiante créent dans les dalles des gradients thermiques. Les dalles ont alors tendance à se déformer . Il s'ensuit une modification des conditions d'appui sur le support conduisant à majorer l'effet du trafic.

## 8. Dégradation des différents types de chaussées

Le climat, le type et l'intensité du trafic, la qualité des sols et les matériaux utilisés ainsi que le système de drainage sont les facteurs essentiels déterminants l'évolution de l'état de la route .Dès sa mise en service, la route commence à se dégrader , les dégradations se caractérisent par des divers désordres.

On différencie les dégradations sur les routes à travers quatre grands groupes (ou familles) qui sont:

### 8.2 Les déformations

Ce sont des dépressions ou ondulations de la route qui prennent généralement naissance dans le corps de chaussée ou dans le sol support et qui se manifestent sur la couche de roulement. On les différencie suivant leur forme et leur localisation. Dans ce type de dégradations, on distingue : les affaissements, les ornières et les bourrelets.

#### 8.1.1 Les affaissements

Ce sont des dépressions très prononcées et souvent assez étendues, localisées soit en rive (Affaissements de rives) ou en pleine largeur de la chaussée (Affaissements hors rives). Ces derniers prennent le nom de flaches lorsqu'ils présentent une forme circulaire .

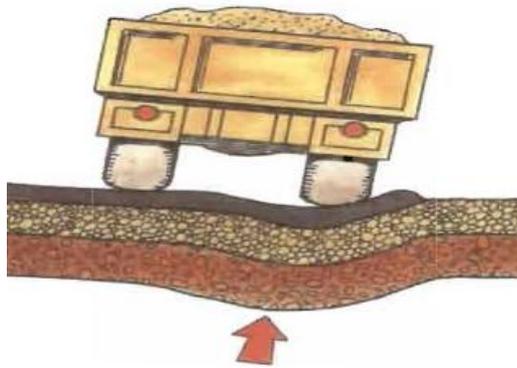


Figure III.16: Schématisation d'un affaissement.

Ils peuvent être causés par:

- ✚ Sous dimensionnement du corps de chaussée (épaisseurs insuffisantes).
- ✚ Tassements différentiels (défaut de portance du sol).
- ✚ Zone de déblai argileux ou secteurs marécageux.
- ✚ Constructions défectueuses.
- ✚ Drainage insuffisant.
- ✚ Chaussée non butée en rive .
- ✚ Présence d'eau consécutive à la perméabilité des couches supérieures.
- ✚ Chaussée étroite.



Figure III.17: Une chaussée affaissée.

### 8.1.2 L'orniérage

C'est une dépression localisée apparaissant sous le passage des véhicules et pouvant affecter, soit la couche de roulement, soit le corps de chaussée et pouvant s'étendre sur d'assez grandes

longueurs Dans certaines conditions, une ornière profonde est dangereuse, la circulation y devenant risquée. Le phénomène est aussi fonction de la vitesse des véhicules, des types de pneus, de l'usure des pneus, de la pente transversale de la chaussée.

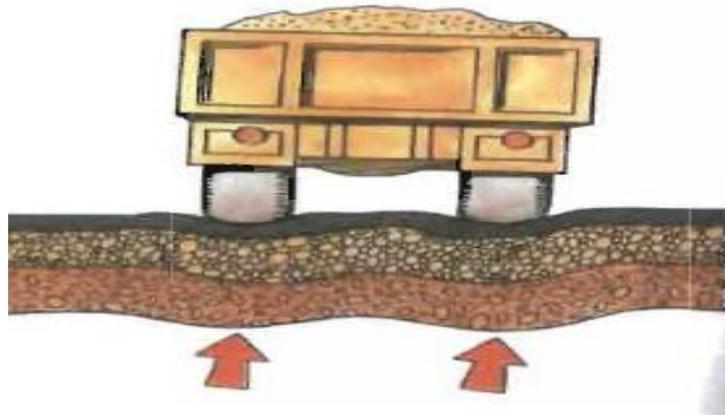


Figure III.18: Schématisation d'un orniéage.

Il peut être causé par:

- ✚ Un sous dimensionnement du corps de chaussée lui conférant une résistance insuffisante.
- ✚ Un compactage insuffisant lors de la réalisation.
- ✚ Une perte de portance des couches sous-jacentes du revêtement.
- ✚ Des insuffisances du revêtement: 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.



Figure III.19: Taille d'orniéage à grand rayon.

## 8.2 Les fissurations

Ce sont des fentes de degré plus ou moins important de la route qui affectent la couche de roulement et/ou même tout le corps de chaussée . On distinguera les fissures longitudinales, les fissures transversales et les faïençages.

### 8.2.1 Les fissures transversales

Ce sont des cassures sensiblement perpendiculaires à l'axe de la chaussée, isolées ou périodiques, d'espacement variable , intéressant tout ou partie de la largeur de la chaussée .

Suivant la cause et le mode d'apparition, on les distinguera en fissures de retrait, fissures de joints et en fissures de fatigue.



Figure III.20: Fissure transversale.

Elles peuvent être causées par :

- ✚ Le retrait dû à la prise de l'assise traitée aux liants hydrauliques sous l'effet des variations de température; la fissure remonte au travers de la couche de surface .
- ✚ Un défaut de mise en œuvre de la couche de roulement (par exemple un mauvais collage entre bandes lors d'une reprise de épandages pour les fissures de joints.
- ✚ Le vieillissement du liant ou une sensibilité du bitume aux variations thermiques .
- ✚ La fatigue avancée de la chaussée due à la répétition des efforts ou un sous-dimensionnement d'une ou plusieurs couches.
- ✚ La diminution de portance du sol support (drainage déficient, défaut d'étanchéité de la surface).

### 8.2.2 Les fissures longitudinales

C'est une famille de dégradations de surface caractérisée par une ligne de rupture apparaissant à la surface de la chaussée sensiblement parallèle à l'axe.



Figure III.21: Les fissures longitudinales.

Elles peuvent être causées par :

- ✚ Mauvaise construction du joint longitudinal entre deux bandes d'enrobés.
- ✚ Mouvement différentiel dans le cas d'élargissement de la chaussée.
- ✚ Fatigue de la chaussée due à une structure insuffisante vis-à-vis du trafic ou
- ✚ une portance du sol du sol support insuffisante.
- ✚ Les caractéristiques du sol: tassement, retrait du sol argileux à la suite d'une longue période de sécheresse (Assèchement).

### 8.2.3 les faïençages

Il s'agit d'un ensemble de fissures entrelacées ou maillées, plus ou moins larges au niveau de la surface de roulement. Les mailles peuvent apparaître sous forme circulaire ou polygonale communément appelée «peau de crocodile ».



Figure III.22: Faïençage.

Ils peuvent être causés par :

- ✚ Mauvaise mise en œuvre;
- ✚ Sous dimensionnement du corps de chaussée (épaisseurs insuffisantes).
- ✚ Fatigue de la couche de roulement ou de la totalité de la chaussée (Contraintes de cisaillement excessives engendrées par le trafic lourd) .
- ✚ Vieillesse du liant caractérisé par un durcissement et un retrait de l'enrobé
- ✚ Non accrochage de la couche de roulement sur la couche de base.

### 8.3 Les arrachements

Ce sont des phénomènes de rupture d'adhésion entre éléments ou parties de la route suivies généralement de leur disparition. Ce type de dégradations n'affecte que la couche de roulement au début de son apparition mais peut s'aggraver en affectant les couches sous-jacentes au revêtement. On distingue les désordres suivants: le dés-enrobage, le plumage, le peignage, la pelade, l'indentation et le glaçage, les nids de poule, les dentelles de rives et les réparations.

#### 8.3.1 Le désenrobage, le plumage et le peignage

Il s'agit de trois phénomènes extrêmement liés pour être traités séparément. Le désenrobage consiste en une disparition du liant enveloppant les granulats d'une couche de revêtement en enrobé. Sous l'effet du trafic, on assiste à un arrachement des gravillons rendant ainsi la surface de roulement rugueuse: c'est le plumage. Quant au peignage, il s'agit aussi d'un arrachement des gravillons du revêtement suivant des lignes parallèles à l'axe de la chaussée.



Figure III.23: Le plumage.



Figure III.24: Le désenrobage.

Ils peuvent être causés par :

- ✚ Mauvaise qualité des enrobés (Sous-dosage du bitume ou mauvais enrobage) .
- ✚ Mauvaise adhésivité liant-granulat.
- ✚ Utilisation de granulats hydrophiles.
- ✚ Vieillessement du liant à travers le temps.
- ✚ Mise en œuvre sous conditions météorologiques défavorables (températures élevées notamment) .
- ✚ Stagnation d'eau sur la chaussée
- ✚ Usure par trafic intense.
- ✚ Compactage insuffisant de la couche de roulement.

### 8.3.2 Les nids de poule

Ce sont des désagréments localisés du revêtement sur toute son épaisseur formant des trous de forme généralement arrondie, au contour bien défini, de tailles et de profondeurs variables. ils représentent le stade final d'un faïençage, d'une flache, d'un plumage ou d'une pelade. Plus qu'une gêne, ils constituent souvent en fait un danger sérieux pour la circulation et présentent un réel inconvénient pour l'assainissement .



Figure III.25: Les nids de poule.

Ils peuvent être causés par:

- ✚ Défaut localisé de la couche de roulement ou de base lors de la fabrication ou de la mise en œuvre des matériaux.
- ✚ Épaisseur insuffisante du revêtement.
- ✚ Forte perméabilité de la couche de roulement.

- ✚ Désagrégation et départ de matériaux dus à une mauvaise qualité de la chaussée.
- ✚ Très souvent , ils correspondent au stade ultime d'autres dégradations(flache, faïençage, pelades, désenrobage).



Figure III.26: Les pelades.

A tous ces types d'arrachements s'ajoutent les: Les dentelles de rives(épaufrures), L'indentation et le glaçage.

#### 8.4 Les mouvements de matériaux

Ces dégradations sont caractérisées par la remontée du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé, les remontées des éléments fins à la surface, ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface. On y trouve le ressuage et les remontées de fines.

##### 8.4.1 Le ressuage

C'est une remontée du liant à la surface de la couche de roulement, recouvrant particulièrement ou totalement les granulats et donnant un aspect noir brillant. Lorsqu'il est très prononcé, il peut se former des plaques glissantes très dangereuses pour la circulation.

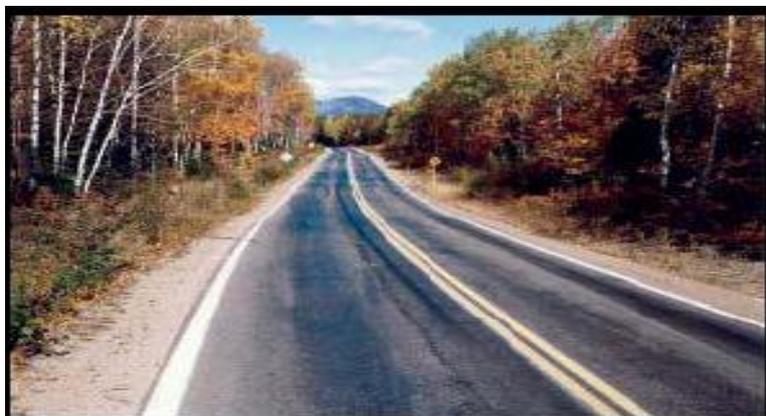


Figure III.27: Le ressuage.

Les causes probables:

- ✚ Surdosage (mauvaise formulation) du liant de la couche de roulement.
- ✚ Bitume trop mou (liant mal adapté).
- ✚ Remontée du liant présent en dessous de la couche d'usure (ancien enduit par exemple).
- ✚ Section soumise à un fort ensoleillement pour la viscosité du liant.
- ✚ Choix inapproprié des granulats.
- ✚ Excès de compactage.

#### 8.4.2 Les remontées de fines

Il s'agit de l'éjection de matériaux (eau, boue... ) provenant du corps de chaussée et remontant à travers les points faibles de la couche de roulement (fissures, enrobés poreux).



Figure III.28: La remontée d'argile.

Les causes probables:

- ✚ Pénétration et cheminement de l'eau entre les couches de chaussée.
- ✚ Mauvais drainage du corps de chaussée.
- ✚ Manque de cohésion et sensibilité à l'eau du support.
- ✚ Défaut d'interface propice à la circulation de l'eau

## 9. Conclusion

De nos jours, la performance des chaussées est un enjeu primordial en conception routière. Elle est la priorité des grandes administrations routières, puisqu'elle influe directement sur la durabilité de l'ouvrage et les coûts que peuvent engendrer la construction et/ou l'entretien des chaussées.

Cependant la conception d'une chaussée reste complexe et le choix de la structure la plus appropriée ainsi que sa conception dépendent de divers facteurs tels que l'intensité du trafic prévue, les types de sols, le climat, les coûts et la disponibilité locale des matériaux de construction. La pérennité de ce type d'ouvrage dépend entièrement de la qualité des matériaux, de la rigueur de la conception structurale et de sa mise en œuvre.

Dans cette étude, nous avons tenté d'inclure la vase de barrage dans la construction routière en l'associant aux granulats naturels habituels généralement utilisés dans ce domaine. La présentation et l'identification physico-chimique de ces matériaux fera l'objet du prochain chapitre.

# CHAPITRE IV

## PRÉSENTATION ET IDENTIFICATION DES MATERIAUX

### 1. Introduction

Comme il existe un grand nombre de types de sols, il est nécessaire de décrire et de classer les sols dans des groupes qui définissent les caractéristiques acceptées et admises par tous les spécialistes des sols en géotechnique. Toute connaissance sur le comportement des sols commence par une classification logique et systématique.

Les essais d'identification sont les premiers essais à réaliser sur un sol. Ils permettent de déterminer les caractéristiques élémentaires de ce dernier et d'établir ainsi ses propriétés physiques, chimiques, minéralogiques ....etc.

Les essais d'identification réalisés sur le matériau routier lors de cette recherche sont:

- Analyse granulométrique .
- La masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ).
- La masse volumique humide ( $\rho_h$ ).
- La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ).
- L'indice des vides ( $e$ ), la porosité( $n$ ), le degré de saturation ( $S_r$ ) .
- Teneur en eau.
- Équivalent de sable

Une autre série d'essais d'identification est réalisée dans cette étude sur la vase:

- Masse volumique humide
- Les limites d'Atterberg
- Analyses chimiques

## 2. Essais d'identification

### a) Identification du matériau routier

Depuis très longtemps, l'utilisation des matériaux granulaires (MG) est largement répandue en construction de chaussées. Différentes sources de granulats sont exploitées, ce qui conduit à une variabilité dans leurs caractéristiques et propriétés. Ces derniers ont une influence importante sur la performance d'une chaussée. De façon générale, ces matériaux sont utilisés pour leur faible coût, leur bonne capacité de portance et leur bonne capacité de drainage.



Figure IV.1: Granulats naturels routiers.

### 2.1 Analyse granulométrique (NF P 94-056)

Ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon, en employant des tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension .

#### 2.1.a Principe de l'essai

L'essai se fait en suivant un mode opératoire bien précis. Il consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. 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 masses des différents refus ou celles des différents tamis sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique).



Figure IV.2 :Matériels d'analyse Granulométrique.

### 2.1.b Résultats

Les résultats obtenus sont portés dans le tableau ci-dessous:

Tableau IV.1:Analyse granulométrique du matériau routier.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
10	900	900	22,5	77,5
6,3	900	1800	45	55
4	700	2500	62	37,5
2	500	3000	75	25
0,5	400	3400	85	15
0,08	400	3800	95	5
Fond	200	4000	100	0

A partir du tableau ci-dessus, on représente les résultats sous forme graphique qu' on appelle : courbe granulométrique .

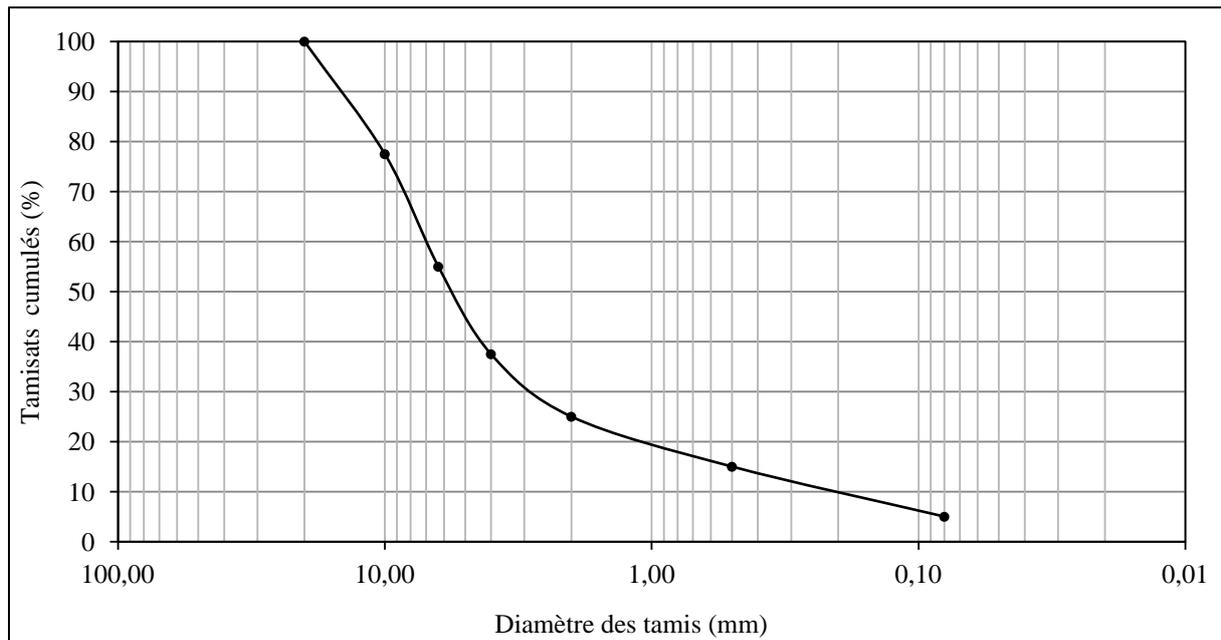


Figure IV.3 : Courbe granulométrique du gravier routier utilisé par tamisage .

La forme de la courbe granulométrique obtenue apporte les renseignements suivants :

- # La dimension D du plus gros granulat,
- # La plus ou moins grande proportion d'éléments fins,
- # La continuité ou la discontinuité de la granularité.

Soit:

Le coefficient d'uniformité,  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ : caractérise la pente de la courbe granulométrique.

Le coefficient de courbure,  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  : traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe. (Holz et Kovac, 1991).

Avec :

D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés .

D30 : Diamètre correspondant à 30% des tamisats cumulés .

D60: Diamètre correspondant à 60% des tamisats cumulés.

Dans notre cas :

$C_u : 7/0.2 = 35 \rightarrow$  granulométrie très étalée .

$C_c : (2.9)^2/0.2 \times 7 = 6 \rightarrow$  mal gradué.

Selon la classification LPC/USCS des sols en laboratoire, le matériau étudié est une grave propre mal graduée (Gm).

### 2.1.c Interprétation des résultats

Le matériau (granulat routier) étudié a une granulométrie discontinue, avec prédominance d'une fraction particulière.

**Remarque:** Un matériau à granulométrie étalée se compacte mieux qu'un matériau à granulométrie serrée (surtout si la teneur en eau est à ou près de l'optimum) (Bérubé, 2001).

## 2.2 Teneur en eau (w)

La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage). La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est :

$$\text{calculée comme suit : } W\% = \frac{(Mh - Ms)}{Ms} \times 100$$

$$W\% = 3.1\%$$

### 2.2.a Interprétation des résultats

La teneur en eau naturelle du gravier utilisé dans ce travail est faible. Ceci est évident du fait que, le gravier est très perméable et ne conserve pas d'eau (l'eau circule et se dissipe facilement entre les grains).

## 2.3 Les masses volumiques

### 2.3.1 La masse volumique sèche ( $\rho_d$ )

Après avoir calculé la masse moyenne du matériau dans le moule, nous avons obtenus les résultats suivants :  $m = 1403.5\text{g}$

Le volume du moule :  $V = 884.695\text{ cm}^3$

$$\rho_d = \frac{m}{v} \longrightarrow \rho_d = \frac{1403.5}{884.695} = 1.586(\text{g/cm}^3)$$

#### 2.3.1.a Interprétation des résultats

En se basant sur les appréciations inscrites dans le tableau (IV.2), nous allons déduire la classe de la masse volumique sèche du matériau étudié.

Tableau IV.2: Classification, selon la masse volumique sèche.

Masse sèche $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Appréciation
< 1.6	Faible
1.6 - 1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

Nous avons un granulat de masse volumique sèche faible.

### 2.3.2 La masse volumique humide $\rho_h$

Nous avons trouvé que  $W = 3.1\%$ .

$$\rho_h = \rho_d \times (1 + w) = 1.586 \times (1 + 0.03)$$

$$\rho_h = 1.633 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

### 2.3.3 La masse volumique des particules solides $\rho_s$ (NFP94-054).

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NF P94-054. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée et désaérée.

Une masse connue  $m_s$  de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée. Un agitateur magnétique Sépare les particules les unes des autres. Les bulles d'air libérées sont aspirées par un vide d'air (trompe à eau).

Après être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solides.

La masse volumique des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \rho_w \frac{m_1}{(m_0 + m_1) - m_2}$$

Avec :

$m_0$  : masse du pycnomètre vide remplie d'eau ;

$m_1$  : masse de l'échantillon ;

$m_2$  : masse du pycnomètre + eau + échantillon ;

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau égale à 1(g/cm<sup>3</sup>).



Figure IV.4: Matériel d'essai du pycnomètre en acier.

Après calculs, nous avons eu ces résultats suivants:

$m_0$  : masse du pycnomètre vide remplie d'eau = 3502.3g

$m_1$  : masse de l'échantillon = 1435.1 g

$m_2$  : masse du pycnomètre + eau + échantillon = 4386.9 g

$$\rho_s = \frac{1435.1}{(1435.1 + 3502.3) - 4386.9}$$

$$\rho_s = 2.614 \text{ (g/cm}^3\text{)}.$$

## 2.4 Indice des vides, porosité et degré de saturation

### 2.4.1 Indice des vides (e)

L'indice des vides est défini comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il est défini par la relation suivante :

$$e = V_v / V_s \text{ ou bien par } e = (\rho_s / \rho_d) - 1$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation. Nous aurons  $e = 0.648$ .

### 2.4.2 La Porosité

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elle permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total (Robitaille et Tremblay, 1997).

$$n = V_v / V$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule :  $n = e / (e + 1)$

Ce qui nous donne :  $n = 39.3\%$ .

### 2.4.3 Le degré de saturation

Le degré de saturation, noté  $S_r$ , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. (Robitaille et Tremblay, 1997). Il s'exprime en pourcentage. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé). Il peut aussi être défini par les formules suivantes :

$$S_r = (\rho_s / \rho_w) \times (w / e) \text{ ou } S_r = (V_w / V_v) * 100$$

Après calcul nous avons :  $S_r = 12.505\%$ .

#### 2.4.3.a Interprétation des résultats

Grace a la classification citée dans le Tableau IV.3,nous pouvons conclure que le matériau étudié est légèrement humide .

Tableau IV.3: Classification des sols selon le degré de saturation.

Appréciation	$S_r$ (%)
Sec	0
Légèrement humide	1-25
Humide	26-50
Mouillé	51-75
Détrempé	76-99
Saturé	100

### 2.5 Équivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)

Spécifique aux sols grenus. L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton.

#### 2.5.a Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur un échantillon de sable humide afin d'éviter les pertes d'argiles. Il faut vérifier que les grains de sable ont bien un diamètre inférieur à 5mm par tamisage et vérifier que la masse sèche de l'échantillon soit de 120g.

Le sable est incorporé dans une éprouvette normalisée et préalablement remplie de solution "lavante" , l'ensemble est agité à la main pour bien humidifier le sable et déloger les bulles d'air.(l'humidification dure dix minutes).

L'éprouvette est ensuite placée horizontalement dans une machine à vibrer automatique. L'éprouvette est vibrée 90 fois en 30 secondes.



Figure IV.5: Appareillage d'équivalent de sable.

On laisse reposer ensuite l'ensemble (20mn). On constate, au fond de l'éprouvette, un dépôt solide, et au-dessus un flocculant. Ensuite, on prend les mesures.

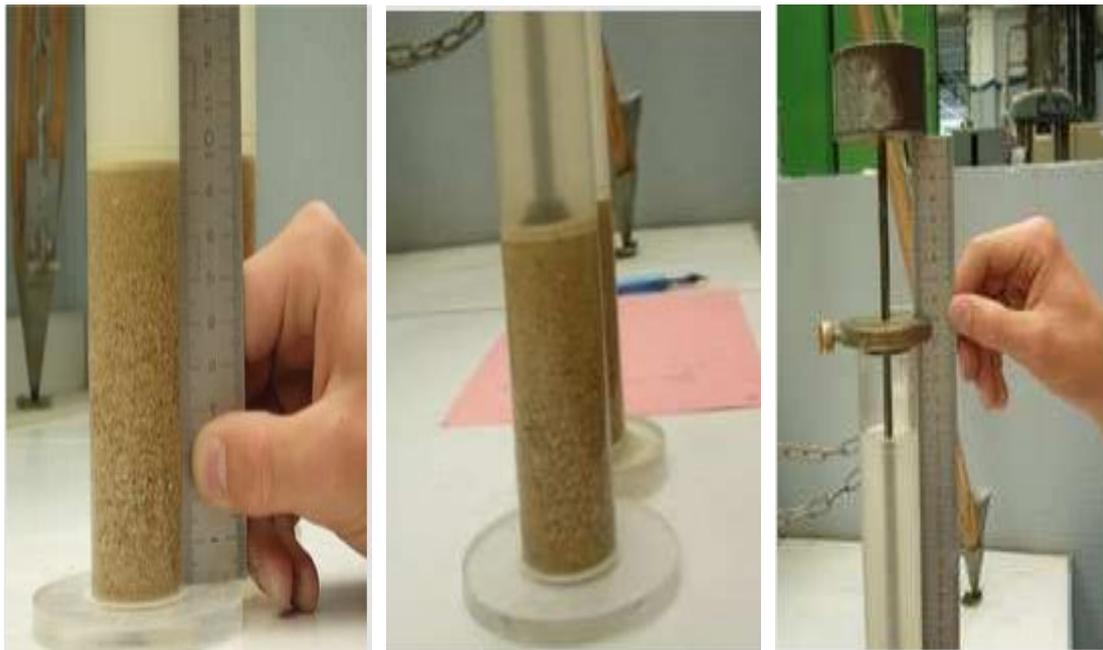


Figure IV.6 : Mesures des différentes hauteurs.

## Résultats et analyse

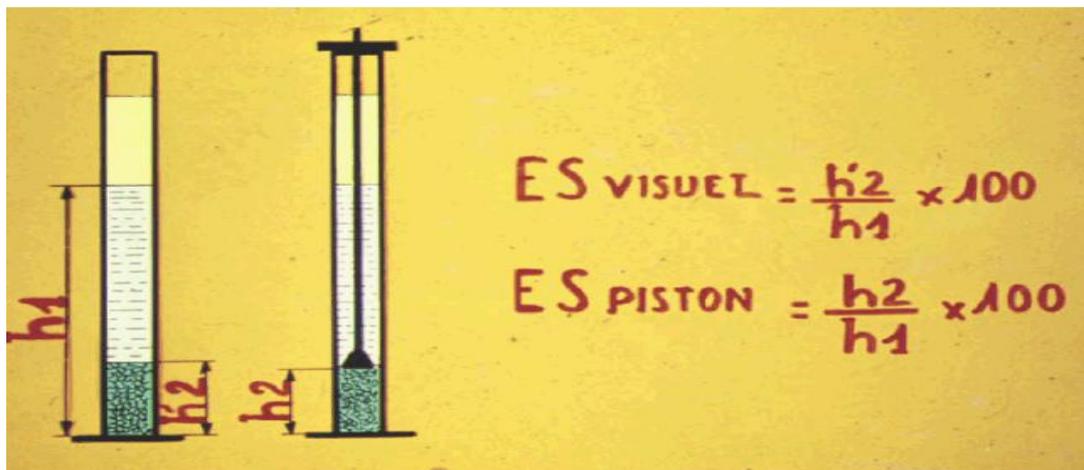


Figure IV.7: Résultats d'équivalent de sable.

Dans notre cas : Dans notre cas :  $ES = \frac{10.8}{11.5} \times 100 = 93.91\%$ .

$Es \geq 85\% \rightarrow$  Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses .

Le récapitulatif des essais d'identification est présenté sur le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats d'essais d'identification, sur le granulats routier.

Caractéristiques	Résultats
Cu	30.43
Cc	5.59
W	3.1%
$\rho_d$	1.586
$\rho_h$	1.633
$\rho_s$	2.614
e	0648
Sr	12.505
n	39.3
Es	93.91

**b. Identification de la vase**

La vase est un sédiment à éléments détritiques très fins. En vue de sa valorisation dans le domaine des matériaux de construction et plus particulièrement, dans la réalisation des chaussées, on réalisera cette étude.

La vase étudiée est extraite du barrage Taksebt (figure IV.8).



Figure IV.8: Les lieux d'extractions de la vase (barrage Taksebt).



Figure IV.9: Préparation de la vase.

## 2.8 Les limites d'Atterberg (NF P94-051)

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer quatre états : liquide, plastique, solide avec retrait et solide sans retrait (Léreau, 2006):

**L'état liquide** : le sol a une consistance très faible. Il a l'aspect d'un fluide, il tend à se niveler suivant une surface horizontale. Les particules glissent les unes sur les autres

**L'état plastique** : le sol a une consistance plus importante. Il ne tend plus à se niveler suivant une surface horizontale. Soumis à de faibles contraintes il se déforme largement sans se rompre. Il garde sa déformation après suppression des contraintes. Les particules ont mis en commun leurs couches adsorbées ; lorsqu'il y a déformation les particules restent attachées les unes aux autres sans s'éloigner.

**L'état solide (avec retrait)** : le sol retrouve sa forme initiale après suppression des contraintes (petites déformations élastiques).

**L'état solide (sans retrait)** : les particules arrivent au contact en quelques points en chassant l'eau adsorbée ; le sol ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue. La transition d'un état à un autre est progressive, c'est pourquoi toute tentative pour fixer la limite entre deux états est difficile. Néanmoins, on utilise les limites définies par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande. On définit :

- ✓ La limite de liquidité, notée  $w_L$  qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- ✓ La limite de plasticité, notée  $w_P$  qui sépare l'état plastique de l'état solide.
- ✓ La limite de retrait, notée  $w_S$  qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

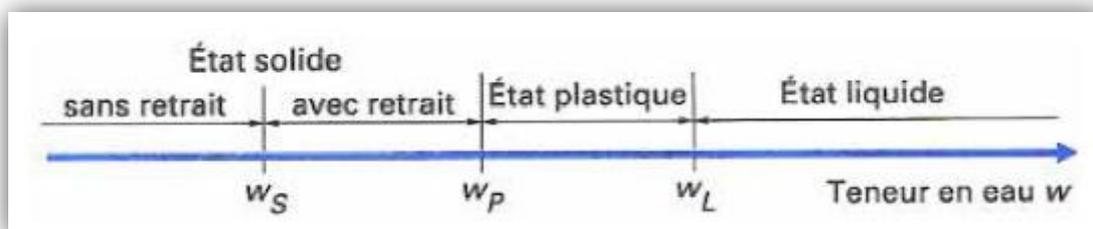


Figure IV.10: États d'un sol en fonction de sa teneur en eau.

En réalité le sol passe graduellement d'un état à l'autre et les frontières respectives ne sont définies que conventionnellement par les "limites d'Atterberg".

Les limites déterminées sur la vase du barrage Taksebt sont :

### 2.8.1 La limite de liquidité

Elle se détermine au moyen d'un appareil normalisé, appelé « coupelle de Casagrande », qui est constitué d'une coupelle d'une dizaine de centimètres de diamètre, d'un socle de rigidité fixée et d'un système cranté permettant de soulever et de laisser retomber la coupelle

d'une hauteur constante (10 mm) à raison d'un coup par seconde. Le matériau, préparé à une teneur en eau fixée, est étalé dans la coupelle puis entaillé avec une spatule normalisée. On compte le nombre N des coups nécessaires pour que les lèvres de l'entaille se rapprochent sur 10 mm de longueur. L'opération est renouvelée pour différents teneurs en eau au moins quatre fois. La limite de liquidité correspond par convention à  $N = 25$  coups.

**Remarque:** le nombre de chocs doit être compris entre 15 et 35.



Figure IV.11: Manipulations de la limite de liquidité.

**Résultats :** Les résultats obtenus pour les quatre essais effectués sur la vase sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau IV.5 : Détermination de la limite de liquidité.

N° de l'essai	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3	Essai n°4
N° de chocs	16	21	30	34
Masse totale humide (g)	42.863	45.971	46.852	40.095
Masse totale sèche (g)	35.8	38.1	38.9	34
Masse de la tare (g)	20.9	21	21.3	20.8
Masse de l'échantillon humide (g)	21,963	24,971	25,552	19,295
Masse de l'échantillon sec(g)	14,9	17,1	17,6	13,35
Teneur en eau(W%)	47,402	46,029	45,181	44,531

La limite de liquidité  $W_L$  est la teneur en eau du matériau (vase) qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm 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 ( $\log N$ ,  $W$ ). La courbe de liquidité correspondante est ci-dessous.

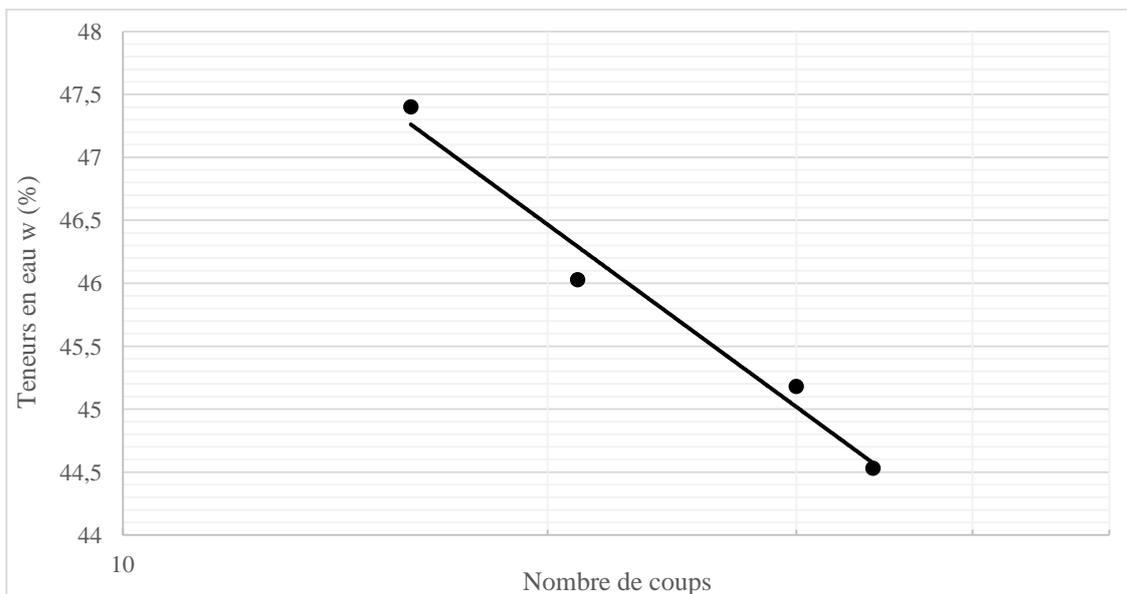


Figure IV.12: Détermination de la limite de liquidité.

Dans ce cas : 25 chocs correspond à une limite de liquidité de 45.669 %.

### 2.8.2 Limite de plasticité

Est par convention la teneur en eau au-dessous de laquelle il devient impossible de confectionner des bâtonnets de 3 mm de diamètre et de 100 mm de longueur sans qu'ils se rompent ou s'émiettent. L'essai s'effectue à la main.

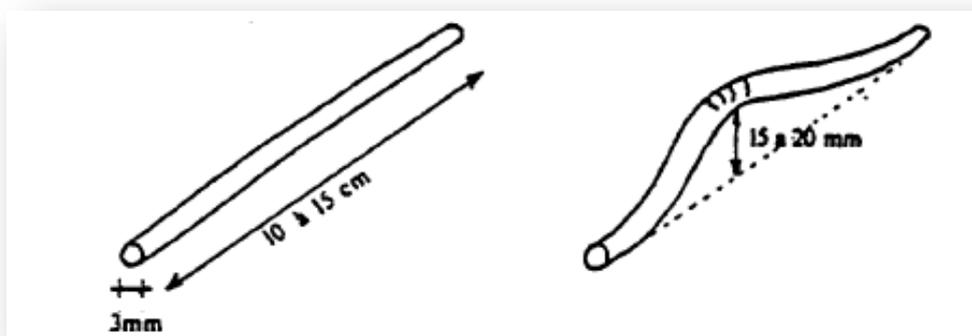


Figure IV.13: Détermination de la limite de plasticité.

## Résultats

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Détermination de la limite de plasticité.

N° de l'essai	Essai N°1	Essai N°2
Masse totale humide(g)	15.8	15.3
Masse totale sèche(g)	15.1	14.7
Masse de la tare (g)	13.1	12.9
Masse de l'échantillon humide(g)	2.7	2.4
Masse de l'échantillon sec (g)	2	1.8
Teneur en eau (W %)	35	33.333
Limite de plasticité (%)	34.166	

### 2.8.3 Indice de plasticité

L'indice de plasticité est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité du sol :

$$I_p = W_L - W_P$$

Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique. Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme indiqué dans le tableau (4.8). La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol. De plus l'indice de plasticité a une grande importance dans tous les problèmes de géotechnique routière.

Tableau IV.7 : Classification des sols selon l'indice de plasticité.

IP (%)	Degré de plasticité
0-5	Non plastic
5-15	Peu plastic
15-40	Plastic
> 40	Très plastic

Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme, 1992) retient pour  $I_p$  les seuils d'argilosité suivants :

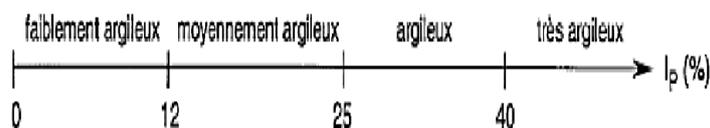


Figure IV.14 Les seuils d'argilosité d'un sol selon le GTR (1992).

## Résultats et analyses

Pour le cas de la vase du barrage Taksebt, les résultats obtenus sont les suivants :

$$I_p = W_L - W_P \rightarrow 45.669 - 34.166 = 11.503 \%$$

Cette valeur est comprise entre 5 - 15 ce qui signifie que la vase étudiée est peu plastic et faiblement argileuse.

### 2.9 Analyse chimique

Ces analyses ont été réalisés au niveau du Laboratoire de l'habitat et de la Construction du Centre/Groupe L.H.C.C (Unité de Oued Smar.Alger).

#### 2.9.1 Teneur en carbonate de calcium $\text{CaCO}_3$

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai. (NF P 94 – 048).

La teneur en  $\text{CaCO}_3$  d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Les sols fins contenant du carbonate de calcium peuvent être désignés comme indiqué dans le tableau (IV.8), en complément de leur classification géotechnique:

Tableau IV.8:Description des sols en fonction de leur teneur en  $\text{CaCO}_3$ .

Teneur en Carbonate $\text{CaCO}_3$	Désignation du sol
0-10	Argile
10-30	Argile Marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire Marneux
90-100	Calcaire

#### 2.9.2 Teneur en Sulfates

Les sulfates, extraits à l'acide chlorhydrique dilué à partir d'une prise d'essai du granulat, sont dosés par gravimétrie. La teneur en ion sulfate est exprimée en pourcentage de masse du granulat. (NF EN 1744 - 1). La description des sols en fonction de leur teneur en sulfates est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Classification des sols en fonction de leur teneur en sulfates  $\text{SO}_4^-$

Teneur en $\text{SO}_4^-$	Degré d'agressivité	Symbole	Niveau de protection
0.24-0.6	Faiblement agressif	A1	1
0.6-1.2	Moyennement agressif	A2	2
1.2-2.4	Fortement agressif	A3	2
> 2.4	Très fortement agressif	A4	3

### 2.9.3 Teneur en matière organique

Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique. La teneur en matières organiques est le rapport de la masse de la matière organique présente dans le sol à la masse totale des matières solides du sol.

Au-delà de 2 à 3 % de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme. Les sols contenant plus de 5 % de matière organique sont à proscrire.

On les identifie in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur. et au laboratoire par des méthodes comme la calcination (NF P 94-047).

Tableau IV.10: Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.

Teneur en MO (%)	Désignation géotechnique		
0-3	Sol inorganique		
3-10	Sol faiblement organique	fO	Vase
10-30	Sol moyennement organique	mO	Sol tourbeux
>30	Sol très organique	tO	tourbe

### 2.9.4 Chlorures solubles dans l'eau

Une prise d'essai d'un granulat est traitée à l'eau pour en extraire les ions chlore. Il existe une norme qui permet de déterminer la teneur d'un sol en chlorure.

Les chlorures sont exprimés et rapportés en teneur en ion chlore en pourcentage massique du granulat. Chlorure (NF EN 1744) - 1 (NF P 18 – 660 - 1).

### Présentation des résultats

Le rapport d'analyse chimique sommaire est donné sous forme d'un tableau:

Tableau IV.11 Résultats des analyses chimiques exprimés en pourcentage.

Teneur en Carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	Teneur en Sulfate (SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> )	Teneur en Chlorures (Cl <sup>-</sup> )	Teneur en matière organique
3.18	0.32	Traces	1.46

### 2.10 Interprétations des résultats

D'après les résultats du tableau ci-dessus, notre matériau (vase) est une argile, d'agressivité chimique nulle selon la norme FD P18-011, de plus notre vase est un sol inorganique qui ne contient pas de chlorure (traces).

La vase utilisée satisfait certaines exigences, ce qui la rend utilisable pour la réalisation des chaussées.

Les résultats obtenus concernant l'identification de la vase sont résumés dans le tableau IV.12

Tableau IV.12: Récapitulatif des résultats d'essais d'identification de la vase.

Caractéristiques	Résultats
Wl	45.669%
Wp	34.166%
Ip	11.503%
CaCO <sub>3</sub>	3.18%
So <sub>4</sub> <sup>-</sup>	0.32
Cl <sup>-</sup>	Traces
MO	1.46%

### 3. Conclusion

Les résultats obtenus lors des ces essais d'identifications, nous ont permit de connaitre les propriétés physiques et chimiques des matériaux (matériau granulaire et vase) utilisés dans cette étude. Ces résultats serviront par la suite à mieux comprendre leur comportement mécanique sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Le prochain chapitre, fera l'objet de la première série d'essais mécaniques, il portera sur les essais de compactage au Proctor.

# CHAPITRE V

## ESSAIS DE COMPACTAGE PROCTOR

### 1. Introduction

Le sol est utilisé comme matériau pour la construction d'ouvrages en terre : corps de remblai ,des couches de formes et d'assises de chaussées...etc. Il est bien connu que la résistance d'un sol est d'autant plus forte et sa déformabilité est d'autant plus faible que, les grains de ce sol sont serrés et rapprochés . Pour cela on a recours au compactage du sol.

Le compactage figure parmi les méthodes d'améliorations des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains. Cette méthode a fait l'objet de plusieurs recherches et fut traitée par plusieurs auteurs dont on citera, (Robitaille et Tremblay, 1997)...etc. Il y a même des auteurs tel que (Arquie et Morel, 1988), (Arquie, 1972) , qui ont rédigé des ouvrages tout entier pour mieux détailler ce procédé, vu son importance et son utilisation fréquente et indispensable notamment dans les travaux de routes, de barrages,...etc.

### 2. Le compactage

#### 2.1 Définition

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à réduire le volume des vides et à augmenter le poids volumique sec ( $\gamma_d$ ) du sol traité et organiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. (Arquie et Mortel, 1988).



Figure V.1 : Compactage des sols.

## 2.2 Conséquences du compactage

La densification obtenue après compactage n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences. Après le compactage, le sol acquiert (BIAREZ, 1974).

- Une augmentation de la résistance au cisaillement.
- Une augmentation de la densité.
- Une diminution de la perméabilité.
- Une augmentation de la capacité portante
- Une Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

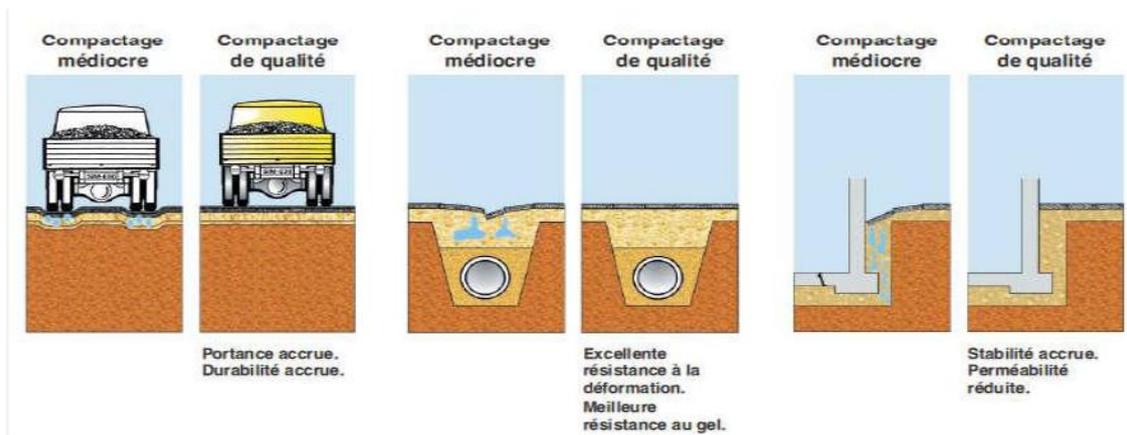


Figure V.2: Objectifs du compactage.

**Note** : Dans le domaine de la construction, la capacité de charge et la stabilité d'un empierrement, d'un sol ou d'un revêtement bitumineux, leur imperméabilité et leur aptitude à supporter les charges dépendent de la qualité du compactage auquel le matériau est soumis.

Si un compactage est mal exécuté ou impropre, des affaissements ou autres défauts sont à craindre, avec des conséquences des travaux de rénovation et/ou d'entretien très importants.

## 2.3 Paramètres influençant le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R. Proctor (1933) que l'on doit les premières études. (Djedid et al, 1998).

### 2.3.1 Teneur en eau

En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau  $w$  et l'on représente graphiquement la variation du poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche (courbe de compactage), qui présente un maximum appelé Optimum Proctor séparant de gauche à droite le versant sec et le versant humide. Lorsque la teneur en eau est raisonnable, l'eau joue un rôle de lubrifiant et la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un maximum (versant sec). Par contre lorsque la teneur en eau est élevée (versant humide), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage. Elle occupe la place des grains solides et aucun tassement n'est possible. (Makhaly, 2008).

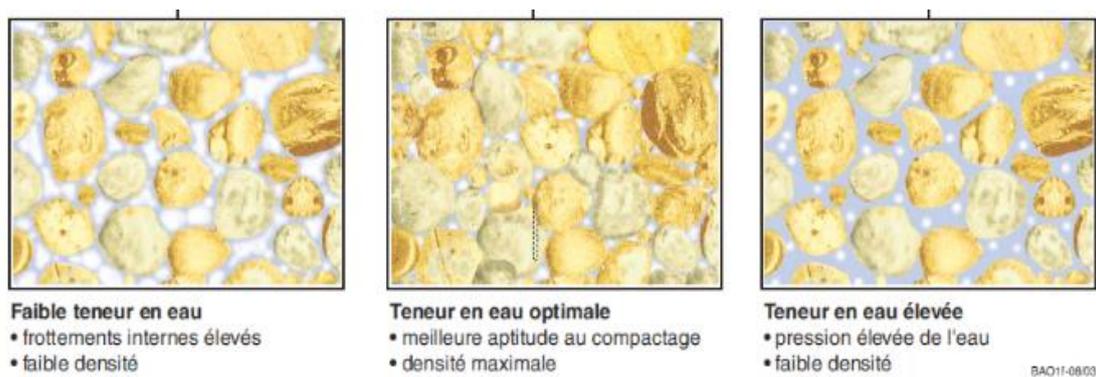


Figure V.3: Influence de la teneur en eau sur l'aptitude au compactage .

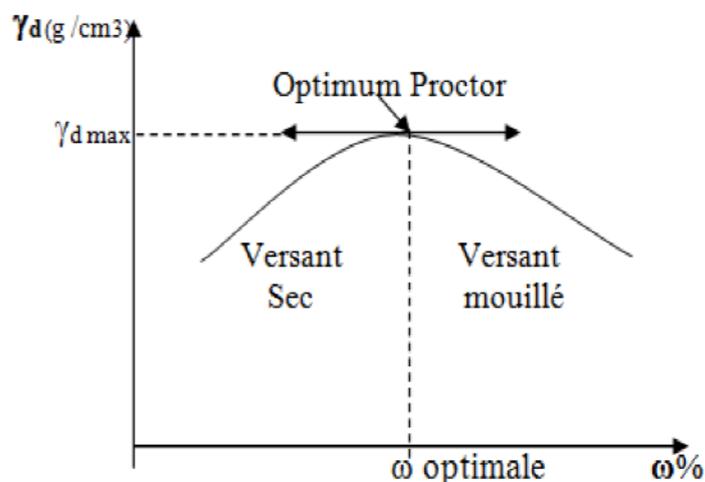


Figure V.4: Courbe Proctor.

### Particularité de la courbe Proctor

La valeur maximale de  $(\rho_d)$  qui est  $(\rho_d \text{ max})$  se situe au sommet de la courbe en un point appelé l'optimum Proctor. C'est la masse volumique sèche maximale correspondant à une teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ) pour une énergie de compactage donnée.

Si la teneur en eau de compactage est supérieure ou inférieure à la teneur en eau optimale, on n'obtiendra pas la masse volumique sèche maximale, sauf si on augmentera l'énergie de compactage, et le compactage sera donc moins efficace du point de vue économique.

Les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale forment le versant sec de la courbe de compactage, le volume des vides dans ce cas est occupé par de l'eau et de l'air, où l'eau agit comme un lubrifiant, elle mouille les particules qui glissent alors les unes sur les autres et adoptent une structure plus serrée. Donc plus la teneur en eau est faible, plus l'action de lubrification diminue d'où la structure sera moins serrée et la masse volumique sèche diminue.

Les teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale forment le versant mouillé de la courbe où l'eau occupe une grande partie des vides. Etant incompressible, l'eau absorbe une portion importante d'énergie, ce qui empêche les particules d'adopter une structure plus dense. Donc plus la teneur en eau augmente, plus l'eau absorbe de l'énergie et plus la masse volumique du sol sec décroît.

La courbe de saturation représente, les masses volumiques du sol sec en fonction de la teneur en eau pour un degré de saturation ( $s_r$ ), et une densité relative ( $G_s$ ) donnés.

Comme il est impossible de saturer complètement un sol par compactage, le versant mouillé de la courbe de compactage ne touchera jamais la courbe de saturation  $s_r = 100\%$ , tout au plus s'en approchera-t-il en tendant à y être parallèle.

La courbe de saturation  $s_r = 100\%$  constitue une condition limite, et un point situé à droite de cette courbe indiquerait un degré de saturation supérieur à  $100\%$ , ce phénomène est absolument inconcevable puisque le volume que l'eau occupe dans le sol ne peut être plus grand que le volume des vides.

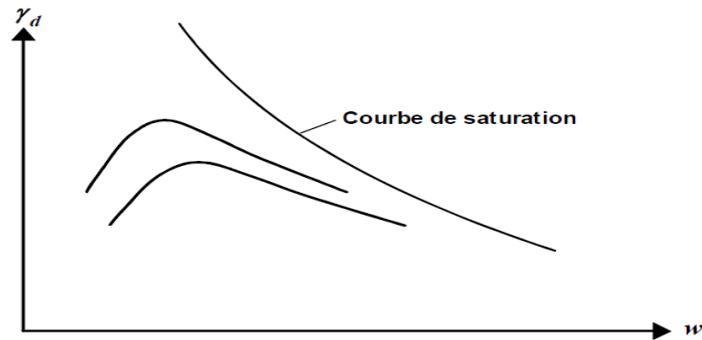


Figure V.5: Courbes Proctor et courbe de saturation.

Pour tracer une courbe de saturation, on a besoin de calculer la masse volumique du sol sec correspondant à divers teneurs en eau à un degré de saturation donné, cela est possible à l'aide des relations suivantes :

$$e = \frac{G_s \cdot w}{s_r} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{\rho_s}{(1+e)} \quad \Rightarrow \quad \rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{G_s \cdot w}{s_r}}$$

$$\text{Or : } \rho_s = G_s \cdot \rho_w \quad \text{d'où : } \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{\left(1 + \frac{G_s w}{s_r}\right)}$$

Avec :

$\rho_d$  : Masse volumique du sol sec [g/cm<sup>3</sup>] ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau [g/cm<sup>3</sup>];

$G_s$  : Densité relative du sol ;

$s_r$  : Degré de saturation [%].

Dans la pratique, les courbes de saturation tendent vers une ligne droite, d'où il suffit de calculer deux points pour les tracer.

### 2.3.2 L'énergie de compactage

L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie est engendrée par pression statique, pression statique et vibrations, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au sol est directement proportionnelle au nombre de passes, épaisseur de la couche et à la masse et la vitesse du compacteur. L'influence de l'énergie de compactage apparaît

dans la comparaison des courbes de compactage d'un même type de sol à des énergies différentes .

Pour toutes les méthodes de compactage, la résistance de sols traités croît avec l'énergie de compactage pour toute teneur en eau. A chaque niveau d'énergie de compactage correspond, en principe, une teneur en eau optimale (densité sèche maximale) qui diminue à fur et à mesure que l'énergie croît.

Un même sol compacté avec une énergie de compactage supérieure, aura une densité sèche supérieure.

Une hausse de l'énergie de compactage accroît le poids volumique sec optimal et diminue la teneur en eau optimale. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle ligne des optimums Proctor, elle est parallèle à la courbe de saturation.

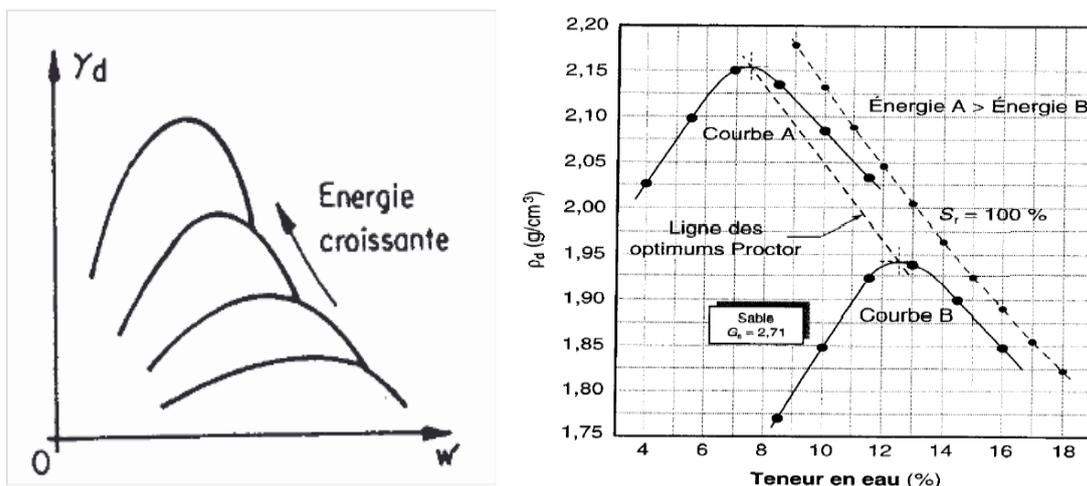


Figure V.6: influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

### 2.3.3 Nature du sol (granulométrie)

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor. De façon générale, on constate que, plus les particules d'un sol sont grosses, plus sa masse volumique sèche maximale est élevée et plus sa teneur en eau optimale est faible. Plus la granulométrie est serrée, plus sa masse volumique sèche maximale diminue et sa teneur en eau optimale s'accroît.

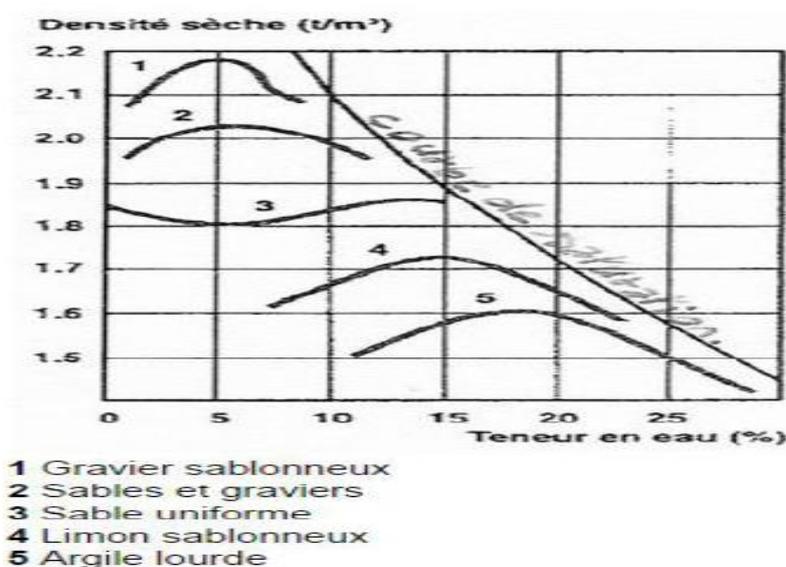


Figure V.7: Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Un gravier grossier bien gradué présente une masse volumique sèche maximale supérieure à celle d'un sable grossier bien gradué, tandis que sa teneur en eau optimale est inférieure.

Les courbes Proctor sont très aplaties pour un sable et représentent un maximal très marqué pour une argile plastique. De plus, les matériaux très anguleux se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage ( Makhaly, 2008).

## 2.4 Effet du compactage sur certaines propriétés des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité portante d'une part, mais d'autre part, modifie certaines de leurs propriétés.

### 2.4.1 Effet sur la structure

Le compactage réduit l'indice des vides densifie (resserre) la structure des sols pulvérulents, par contre dans les sols cohérents, il réorganise les particules d'argile qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et la teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale, rendent la structure de plus en plus dispersée.

### 2.4.2 Effet sur la perméabilité

Le compactage fait diminuer la proportion des vides dans le sol, d'où une diminution de la perméabilité, ce qui limite la quantité d'eau qui peut circuler. La diminution de la

perméabilité constitue un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents, utilisés comme matériaux de fondations, dont on a besoin d'éliminer l'eau rapidement.

Il est évident que le volume des interstices joue un rôle important, dans la perméabilité, car plus la structure d'un matériaux est lâche, plus les vides entre les grains augmentent, et vis versa, donc la perméabilité est directement proportionnel au compactage, mais l'objectif de diminution de ce facteur (perméabilité), varie suivant la nature de l'ouvrage.

Pour les assises de chaussées, il faut noter encore que les exigences d'imperméabilité ne sont pas du tout les mêmes, suivant qu'il s'agit d'une couche de surface qui doit impérativement être étanche, ou d'une couche de fondation qui dans certains cas, pourrait même avoir intérêt à être quelque peu perméable.

### **2.4.3 Effet sur le gonflement et le retrait**

Le compactage réduit l'indice des vides des sols, d'où leur perméabilité, ce qui fait diminuer à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptible de recevoir, cependant, limite les variations de volume causées entre autres par le gonflement et le retrait. Une argile compactée à une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale sera d'avantage sujette au retrait, tandis que celle qui est compactée à une teneur en eau inférieure sera plus sujette au gonflement.

### **2.4.4 Effet sur la compressibilité**

Plus le volume des vides dans un sol est important, plus sa compressibilité est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi la réduction des vides d'un sol par compactage le rend moins compressible, d'où les risques de tassements s'atténuent.

#### **2.4.4.a La réduction ou l'élimination des risques de tassements**

Le tassement n'est que la traduction d'une diminution de volume des matériaux, qui est le résultat d'un compactage spontané et lent.

 **Suppression des tassements** : l'objectif de l'ingénieur, c'est de substituer à ce compactage lent qui conduit dans le temps à des désordres, et d'effectuer une opération

volontaire avant la construction de l'ouvrage qui mettra le matériau dans un état suffisamment serré, pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable.

✚ **Suppression des tassements différentiels** : l'idéale pour l'ingénieur sera de chercher à éliminer tous tassements, mais surtout à éviter que ce tassement s'accompagne de déformations (tassements différentiels). En effet, un tassement est rarement constant d'un bout à l'autre du profil en long et du profil en travers d'un ouvrage, car le remblai n'est généralement pas de hauteurs égales. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables. Or il est évident que si l'on diminue fortement les tassements absolus par compactage, on réduira beaucoup plus les tassements différentiels qui ne sont en général que de l'ordre du 10<sup>ème</sup> des premiers .

#### 2.4.5 Effet sur les caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains du matériau a un effet très important : les caractéristiques mécaniques sont fortement améliorées et les conditions de de résistance au cisaillement deviendront plus importantes.

##### 2.4.5.1 Augmentation de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ )

Sachant que la courbe intrinsèque des sols est caractérisée par les deux paramètres (c) et ( $\phi$ ), ces deux caractéristiques dépendent fortement de la manière dont sont pratiqués les essais, suivant ou non que le sol est consolidé avant l'essai et suivant qu'il est ou non drainé pendant celui-ci. Or le resserrement des grains de matière augmente le nombre de points de contacts entre eux et par conséquent leur frottement, d'où l'angle ( $\phi$ ) est accru, il augmente aussi l'efficacité des ménisques d'eau (s'ils n'entraînent pas un degré de saturation plus élevé) d'une part, et les phénomènes de surfaces paraissent davantage d'autre part, car la cohésion peut être fournie par les ménisques d'eau qui par tension superficielle viennent plaquer l'un contre l'autre deux grains voisins, mais également par les phénomènes électrostatiques régnants dans l'eau plaquée à la surface des grains, ou encore par le phénomène d'interclavage.

##### 2.4.5.2 Augmentation du module de déformation (d)

Lorsque le volume des interstices est important, le sol sera plus déformable et par conséquent, le module de déformation plus faible, car il suffit d'appliquer une petite force pour produire une déformation. Or le compactage réduit les interstices, ce qui rend le sol moins déformable et supporte des forces de plus en plus importantes, d'où on aura une

augmentation marquante du module de déformation, ce qui se traduit aussi par une augmentation de la portance.

### 2.4.5.3 La diminution de l'attrition

Lors de la mise en place d'une assise routière constituée de grains, ceux-ci se cassent par frottement les uns contre les autres ou par chocs, donc perdent une partie de leur substance transformée en grains de dimensions plus petites (fines), cette modification de la granularité est l'attrition, elle est généralement augmentée par la présence d'eau. Lorsqu'un matériau routier est bien serré, les interstices n'y ont qu'un volume restreint ; d'où les mouvements relatifs entre les grains seront réduits, ou complètement supprimés. Mais il faut éviter que l'attrition se produise par le compactage lui-même, car elle peut aussi être le résultat de deux grains, qui s'appuient l'un sur l'autre, et se compriment mutuellement par une petite surface de contact, écrasant le grain voisin, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

## 2.5 Sensibilité des sols au compactage

Tous les sols n'ont pas la même sensibilité au compactage. Les sols les plus sensibles sont les sols limoneux qui ont des difficultés à former des agrégats stables. Ces sols sont notamment très sensibles au compactage de surface par formation de croûte de battance sous l'action des pluies. Les sols hydro morphes, qui présentent donc des excès d'eau temporaires ou permanents, sont également plus sensibles. En effet, un sol humide se compacte plus facilement qu'un sol sec. Enfin, les risques de compaction augmentent également sur les sols à faible taux de matières organiques. (Guilbault, 2007).

## 3. Les essais de compactage au laboratoire (NF P 94-093)

Le principe des essais de compactage a en fait déjà été évoqué plus haut dans ce chapitre ; un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonctions de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différents teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs ( $W, \gamma_d$ ), donc un point de la courbe de compactage (courbe A.A.S.C.H.O : American Association of State Highway Officials). Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon

deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également.

Ces essais ont pour objectif de tracer les courbes de compactage. (Leflaive et al, 1974).

### **3.1 L'essai Proctor**

C'est un essai de compactage qui consiste à appliquer suffisamment d'énergie sur un sol pour y réduire l'indice des vides.

L'essai Proctor est utilisé à chaque fois sur le matériau avant de le faire passer à une opération de compactage sur chantier. Car il consiste à simuler le compactage en laboratoire pour déterminer les conditions optimales de mise en œuvre du matériau sur chantier .

Deux types d'essais Proctor sont mis en œuvre (Proctor Normal, Proctor Modifié).

#### **3.1.1 L'essai Proctor Normal (PN)**

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

L'essai PN communique au sol une énergie de compactage relativement modérée, cet essai s'applique donc à l'étude des remblais.

#### **3.1.2 L'essai Proctor Modifié (PM)**

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR. L'essai PM, sollicitant le sol davantage, il est adapté aux compactages importants, il est utilisé pour l'étude des couches de chaussée.

### **3.2 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, (Boudlal, 2007).

### 3.3 Principe de l'essai

L'essai Proctor consiste à prélever des échantillons de sol qu'on fait passer à l'étuve pendant 24h , à une température 105°C par suite on prépare généralement six quantités de sol de masses équivalentes de ces échantillons auxquelles on ajoutera un certain pourcentage d'eau qui varie progressivement d'un même intervalle pour chaque couche à compacter.

Puis procéder au compactage par couche successive dans un moule Proctor avec une méthodologie précise. L'aboutissement de cet essai permet d'obtenir une teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ) qui correspond à une densité maximale ( $\rho_d$ ).

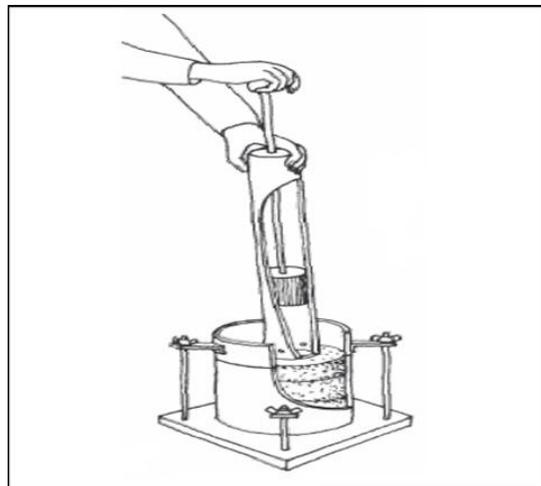


Figure V.8: Principe de l'essai Proctor.

On peut utiliser pour les deux modalités de compactage les moules suivants :

- **Le moule Proctor** : 10,2 cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14 cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie  $< 5\text{mm}$ , on y compacte environ 3 kg de sol.
- **Le moule C.B.R. (California Bearing Ratio)** : 15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. Convient pour des sols contenant des éléments  $> 5\text{mm}$ . Si le sol contient des éléments  $> 20\text{mm}$ , ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. L'échantillon est ici de 6 kg.

### 3.4 Matériels utilisés

Moule Proctor ; Proctor ; Règle à raser ; Balance ; Etuve ; Eau et éprouvette graduée .

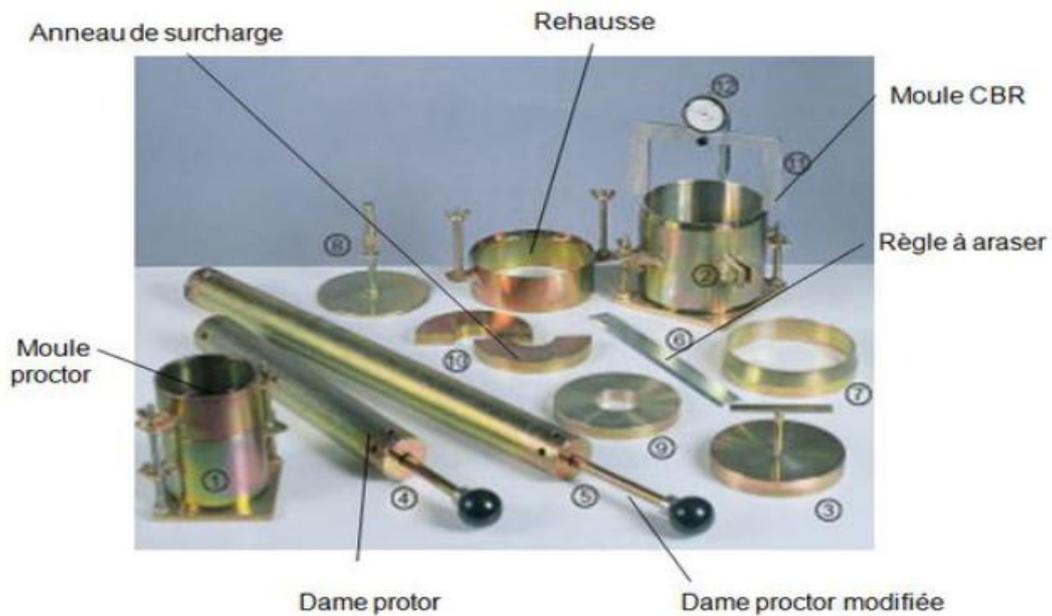


Figure V.9: Matériels de compactage Proctor.

### 4. Partie expérimentale

L'essai réalisé lors de cette étude est l'essai Proctor modifié. Après avoir suivi les étapes ci-dessus et après le démoulage, on porte pour chaque éprouvette compactée les différentes mesures (densité sèche et teneur en eau ) sur un graphe.



Figure V.10: Etape de démoulage du moule Proctor.

#### 4.1 Présentation des résultats

On a commencé l'essai de compactage sur le granulat routier uniquement, afin de déterminer sa densité sèche optimale ainsi sa teneur en eau optimale. Ces résultats seront comparés aux résultats du même routier avec l'ajout de différents pourcentage de vase.

En sachant que les calculs se font en utilisant ces relations suivantes :

$$\gamma_d = \frac{\text{Masse sèche}}{\text{Volume du moule}}$$

avec : La masse sèche pesée après passage à l'étuve.

$$\text{Volume du moule} = 2124 \text{ cm}^3.$$

Tableau V.1: Résultats de l'essai Proctor pour le granulat routier .

Teneur en eau W(%)	Densité sèche
4	1.989
6	2.019
9	2.056
11	2.014
12	1.99

Avec les résultats donnés dans le tableau V.1, on trace la courbe Proctor a fin de déterminer l'optimum Proctor.

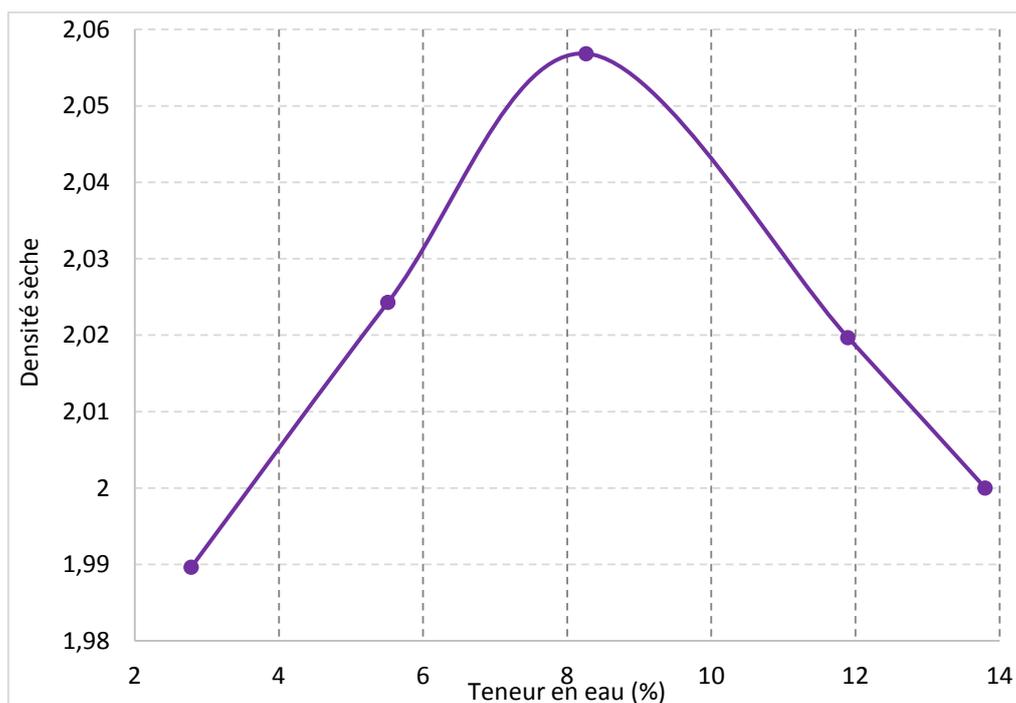


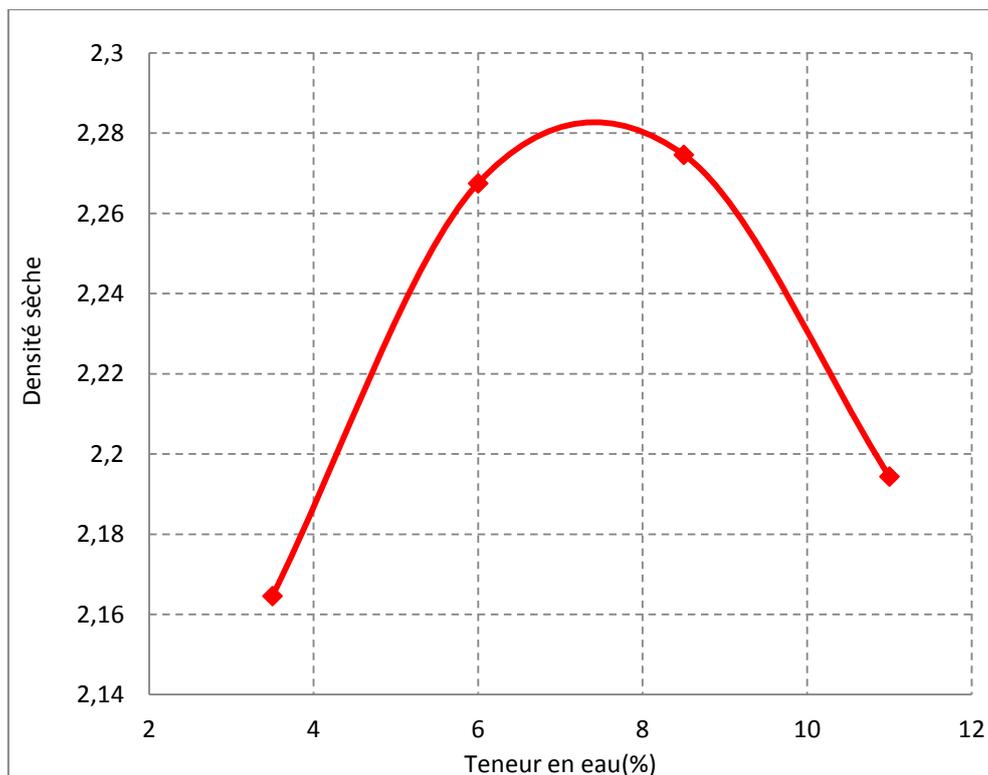
Figure V.11: Courbe Proctor des granulats routiers .

A partir de cette courbe on détermine la densité optimale du granulat routier qui est de  $2.06 \text{ g/cm}^3$ , et la teneur optimale qui est de 8.26%.

On suit le même cheminement afin de déterminer toutes les densités sèches optimales et les teneurs en eau optimales de toutes les éprouvettes compactées, les résultats enregistrés sont présentés dans ce qui suit :

Tableau V.2 : Résultats de l'essai Proctor pour le (GR+10%vase).

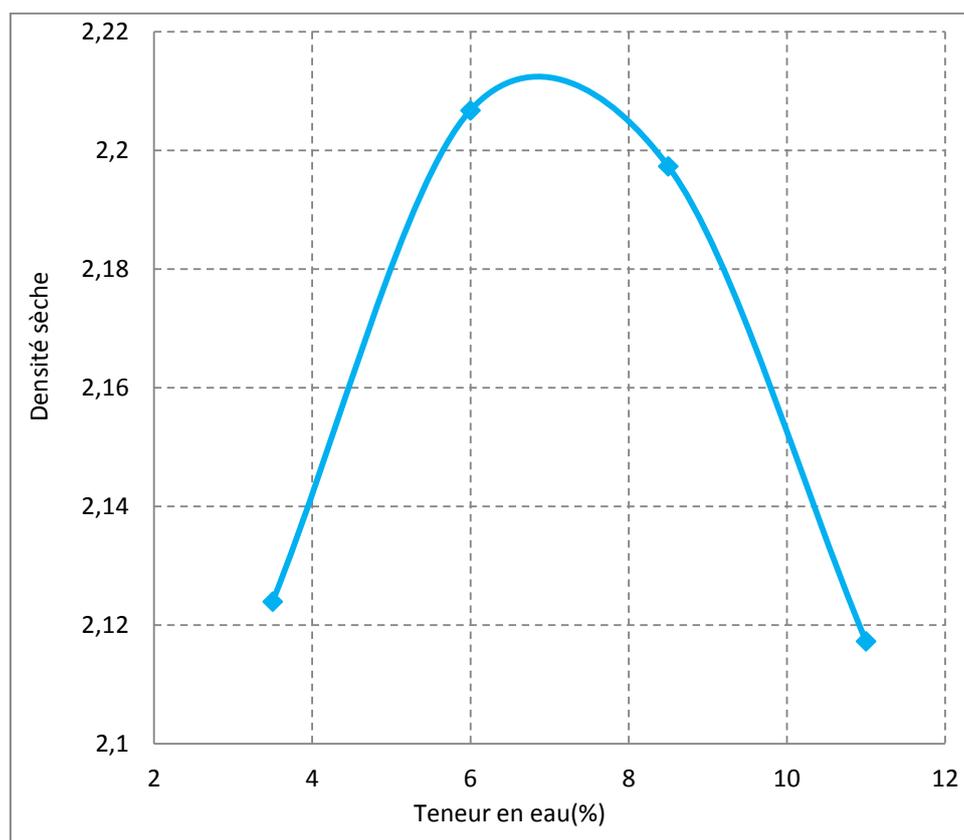
Teneur en eau W(%)	Densité sèche $\gamma_d$
3.5	2.164
6	2.267
8.5	2.267
11	2.1943



Figure(V.12): Courbe Proctor du (GR+10%vase).

Tableau( V.3) : Résultats de l'essai Proctor pour le (GR+20% vase).

Teneur en eau W(%)	Densité sèche
3.5	2.123
6	2.206
8.5	2.197
11	2.117



Figure(V.13): Courbe Proctor du (GR+20% vase).

Tableau V.4 : Résultats de l'essai Proctor pour le (GR+30%vase).

Teneur en eau W(%)	Densité sèche
4	2.071
6	2.120
8.5	2.127
11	2.047

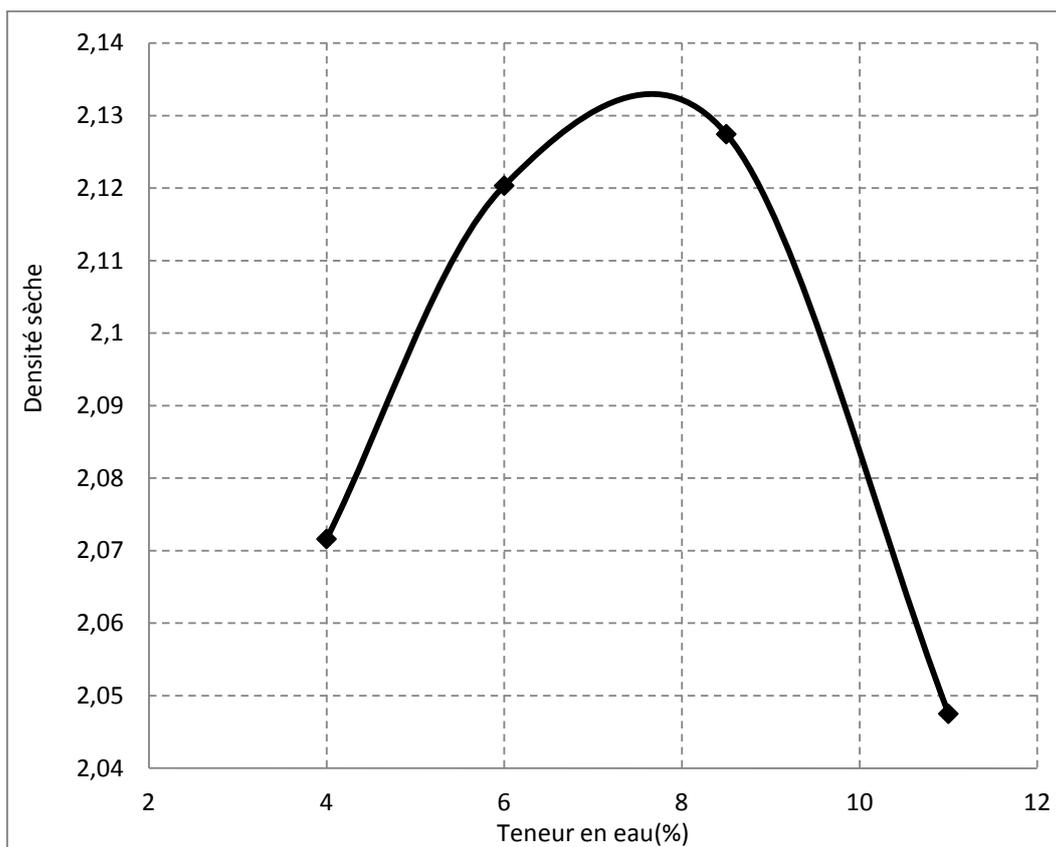


Figure V.14: Courbe Proctor du (GR+30%vase).

Tableau V.5 : Résultats de l'essai Proctor pour le (GR+50% vase).

Teneur en eau W(%)	Densité sèche
4	2.03
6	2.081
8.5	2.097
11	2.009

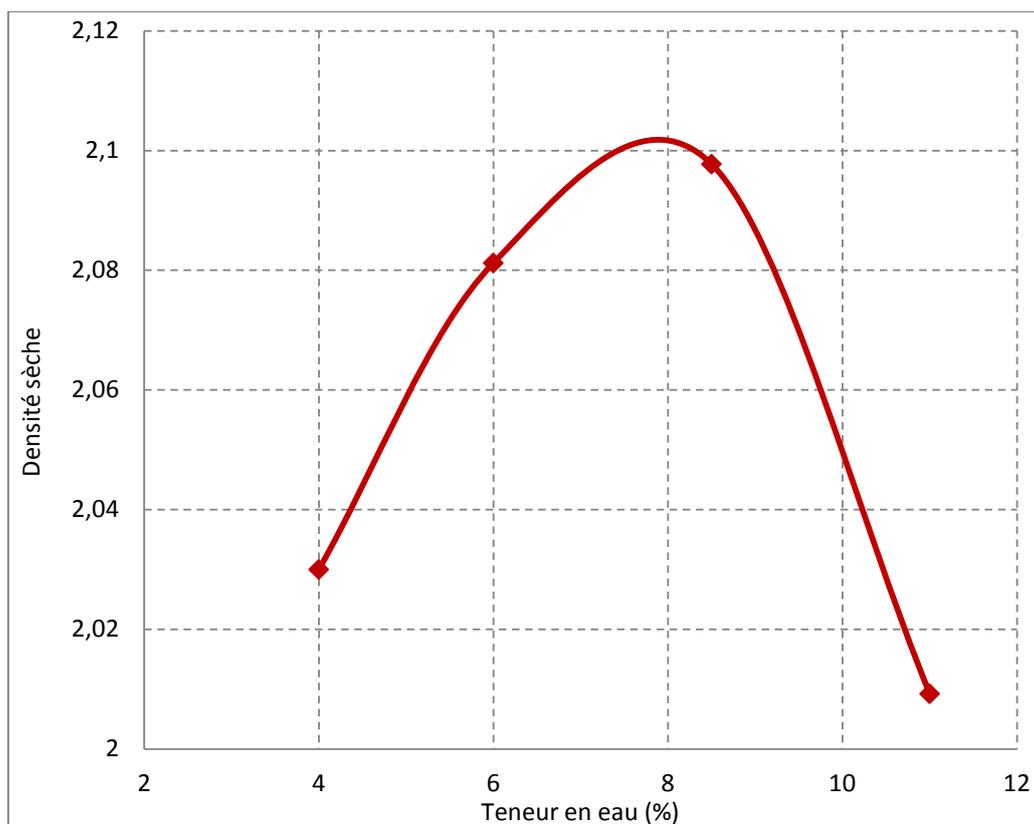


Figure V.15: Courbe Proctor du (GR+50% vase).

Tableau V.6 : Résultats de l'essai Proctor pour le (GR+60% vase).

Teneur en eau W(%)	Densité sèche
3	2
4	2.029
6	2.076
8.5	2.091
11	2.025

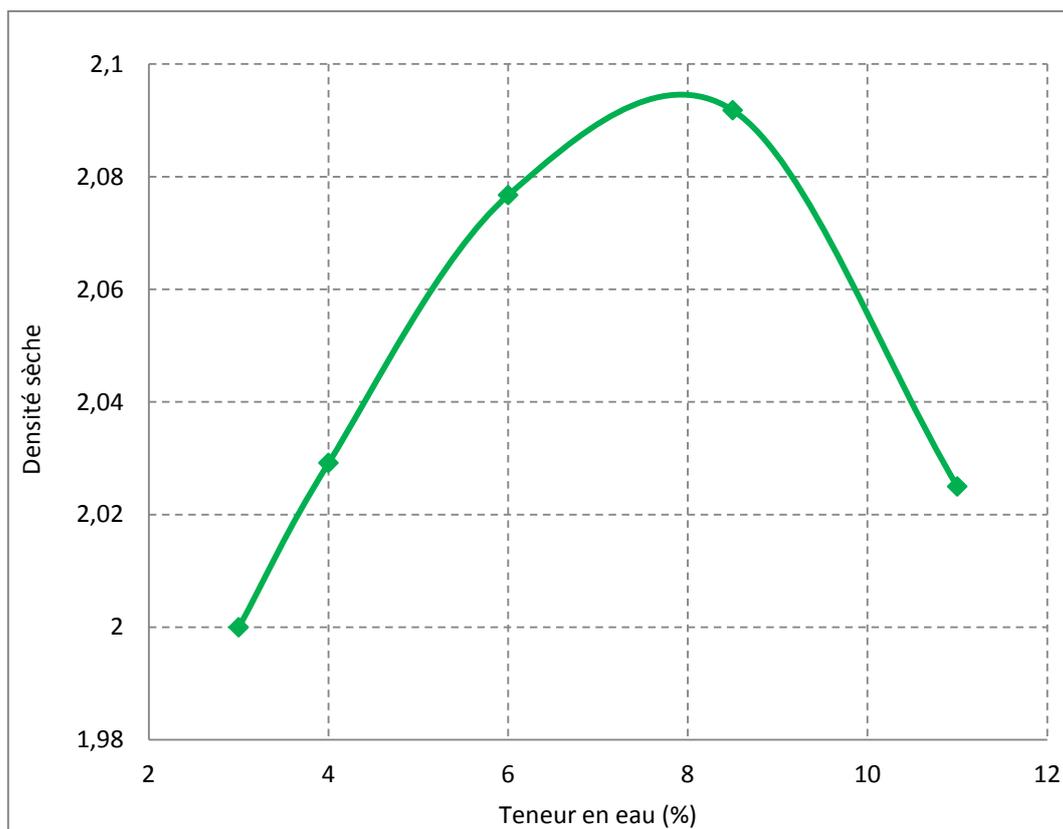


Figure V.16: Courbe Proctor du (GR+60% vase).

La figure V.17 permet une comparaison des courbes Proctor de tous les mélanges en fonction de leur teneur en vase.

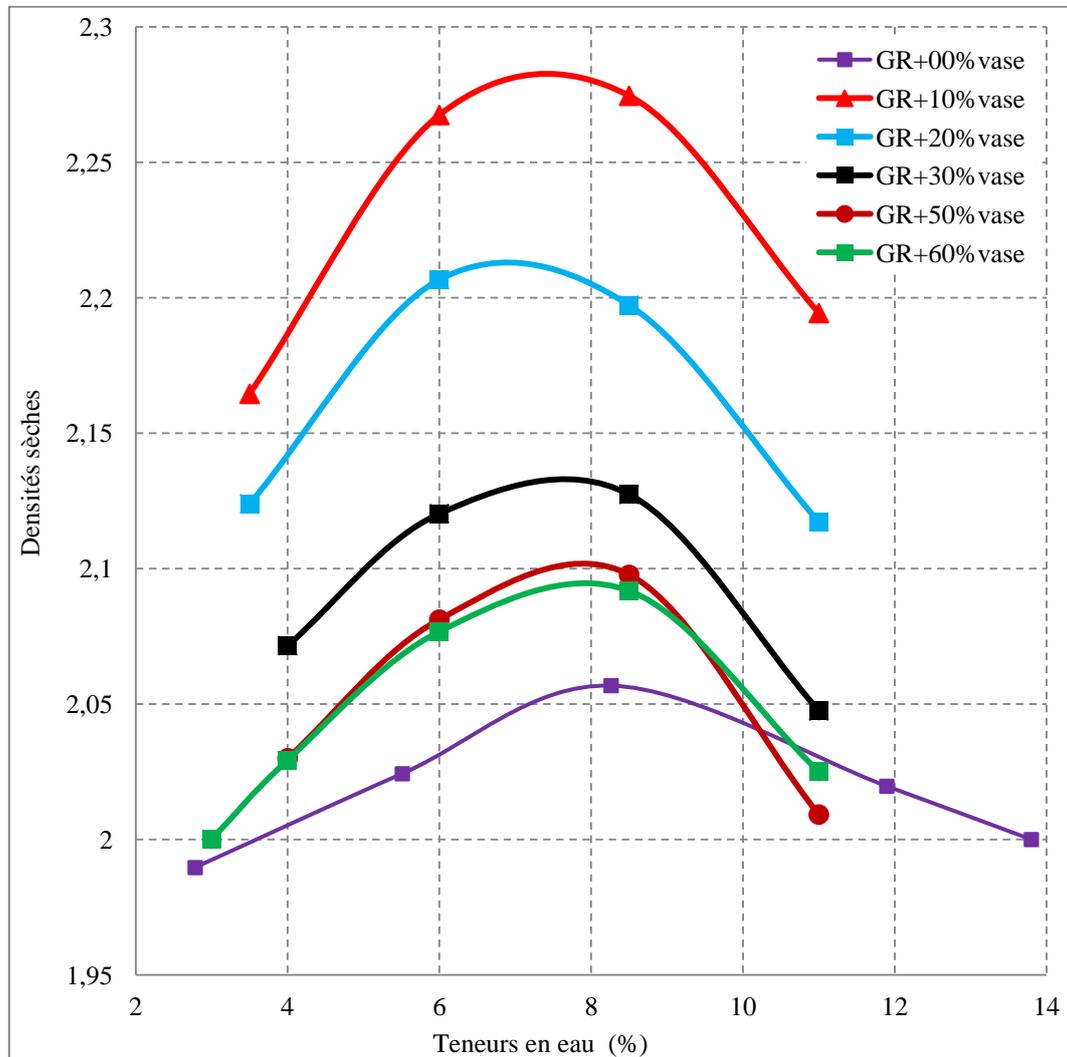


Figure V.17: Courbes Proctor correspondant aux différents échantillons.

L'allure des courbes change en augmentant le pourcentage de vase. En effet, la courbe des granulats routiers seuls, paraît plus aplatie et traduit la faible sensibilité à l'eau du matériau. Par contre, les autres courbes correspondant aux mélanges contenant de la vase, prennent une forme plus au moins bombée, ce qui traduit d'avantage la sensibilité des mélanges à l'eau.

Ceci concorde avec ce qui a été présenté dans la partie théorique ci avant, concernant les paramètres influençant le compactage. En effet, la nature du matériau compacté a une influence sur l'optimum Proctor, (Nana et Callaud, 2004).

Les caractéristiques à l'optimum des différents échantillons compactés sont présentées dans le tableau V.7 et traduites par les figures V.18 et V.19.

Tableau V.7 : Caractéristiques à l'optimum des différents échantillons.

Teneur en vase (%)	Teneur en eau (%)	Densité sèche ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
0	8.26	2.06
10	7	2.285
20	7.2	2.215
30	7.8	2.134
50	8.2	2.09
60	8.5	2.09

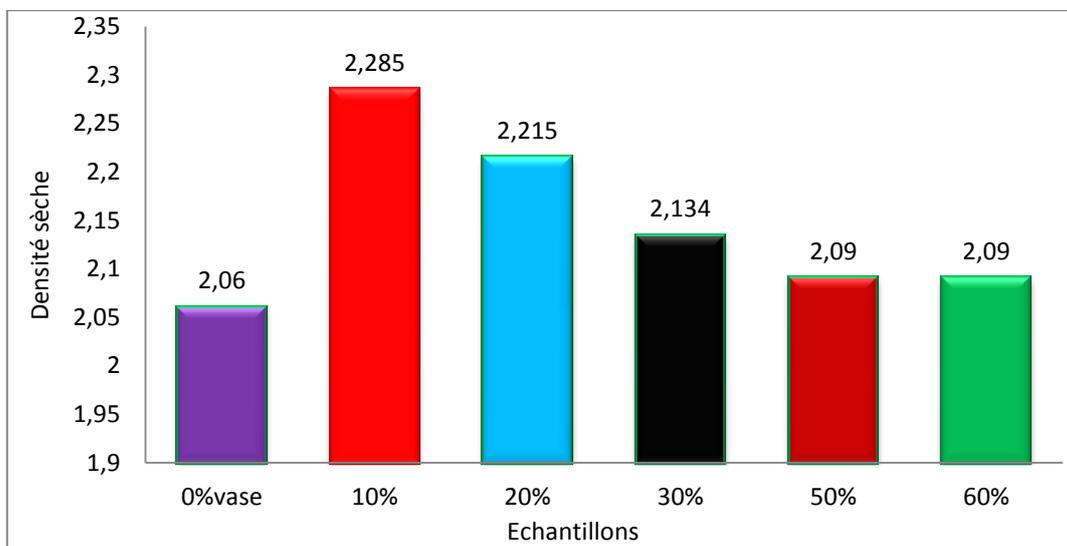


Figure V.18: Densités sèches maximales en fonction de la teneur en vase

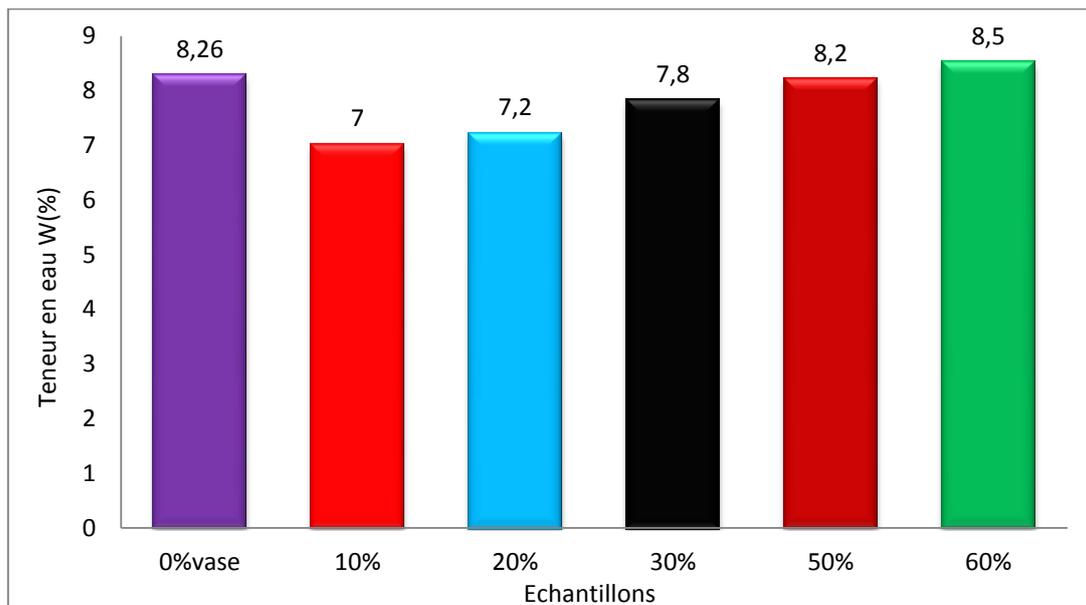


Figure V.19: Teneurs en eau optimales en fonction de la teneur en vase.

### **Interprétation des résultats**

La figure V.18, montre une amélioration sensible de la densité sèche des mélanges relativement aux granulats routiers seuls. En effet, la densité sèche marque un pic pour une teneur en vase de 10%. Au-delà de cette proportion de vase, la densité sèche des mélanges commence à diminuer, toutefois, elle reste supérieure à celle développée par les granulats routiers seuls.

Au cours du compactage la vase à une certaine proportion (10% dans ce cas), épousent facilement la forme des vides existants entre les granulats routiers, La proportion de 10% de vase peut être considérée optimale, nécessaire à remplir les vides existants entre les grains du matériau granulaire et augmente de ce fait le nombre de point de contact entre eux, par conséquent, la densité sèche du mélange augmente et atteint le maximum possible, donnant un matériau avec une meilleure aptitude au compactage.

Au-delà de 10%, la vase commence à occuper une place de plus en plus importante dépassant le volume des vides, ce qui fait qu'elle peut même se positionner entre les grains en perturbant leur structure stable et arrangée initialement, ainsi, la densité sèche des mélanges tend à diminuer et son comportement passe de plus en plus vers un comportement d'un sol fin contenant quelques gros grains.

En ce qui concerne les teneurs en eau optimales, elles diminuent légèrement dans le cas du mélange à 10% de vase, ensuite, elles remontent de plus en plus avec la teneur en vase, pour atteindre un maximum dans le cas du mélange à 60% de vase (figure 5.19).

L'augmentation de la teneur en eau en fonction de l'ajout de vase est prévisible, du fait que la vase est un matériau fin pouvant emmagasiner des quantités plus importantes d'eau comparativement aux granulats routiers (matériaux granulaires).

## **5. Conclusion**

Les essais Proctor présentés dans ce travail ont permis d'étudier en fonction de la teneur en vase, l'aptitude au compactage des différents mélanges.

Les résultats obtenus sont très intéressants. En effet, les mélanges ont présenté des densités très importantes (supérieures à 2), vérifiant largement les exigences des normes en vigueur.

Cependant, ces résultats ne peuvent être suffisants pour sélectionner les mélanges pour une utilisation dans la construction routière. D'autres essais sont indispensables pour confirmer ou non leur utilisation dans ce domaine.

Dans le chapitre suivant, sera testée la réponse de ces matériaux au poinçonnement par les essais CBR avant et après immersion, sachant que ces derniers sont considérés parmi les principaux essais routiers indispensables pour valider tout matériau routier.

# CHAPITRE VI

## PORTANCE DES MATÉRIAUX ÉTUDIÉS

### 1. Introduction

Dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, on ne peut admettre que de faibles déformations. Pour cette raison l'ingénieur doit évaluer certains paramètres tels que la portance du sol ou du matériau utilisé.

L'essai qui nous permet d'exprimer la portance des sols est l'essai de portance Californien (California Bearing Ratio (CBR)).

L'essai CBR est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'étude de Californie peu avant la 2ème guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

L'essai CBR est appliqué pour:

- Un sol ou un matériau granulaire utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées.
- Aux sols, matériaux rocheux, sous-produits industriels définis dans la norme NF 11-300 et à condition que la proportion des éléments dont le  $D_{max}$  excède 20mm ne dépasse pas les 30%, il s'applique également à ces mêmes matériaux lorsqu'ils sont mélangés avec différents produits tels que la chaux aérienne, liants hydrauliques ou fibres .....

### 2. But de l'essai

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges).

L'essai permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai CBR est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements.

Les essais CBR permettent de déterminer :

- ◆ L'indice portant immédiat (IPI) : pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- ◆ L'indice CBR immédiat (CBR immédiat) : c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée.
- ◆ L'indice CBR après immersion (CBR immersion) : c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

Il est souvent avantageux d'exécuter les essais de détermination des indices CBR immédiat et/ou après immersion et/ou de l'Indice Portant Immédiat en concomitance avec les essais Proctor.

### 3. Principe de l'essai

Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau.

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeurs , exprimée en pourcentage des deux rapports suivants:

$$I_{(2,5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncementen (KN)}}{13,35} * 100$$

$$I_{(5)=} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncementen (KN)}}{19,83} * 100$$

Avec : 13,35KN et 19,83KN sont respectivement les forces provoquant l'enfoncement du piston de 2,5mm et 5mm sur le matériel conventionnel de référence.

Dans le cas de l'indice CBR immersion, on calcule le gonflement linéaire relatif G:

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100$$

Avec:

$\Delta h$  : gonflement mesuré (mm).

H: hauteur de l'éprouvette (mm).

La capacité portante d'un sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé.4

#### 4. Mode opératoire

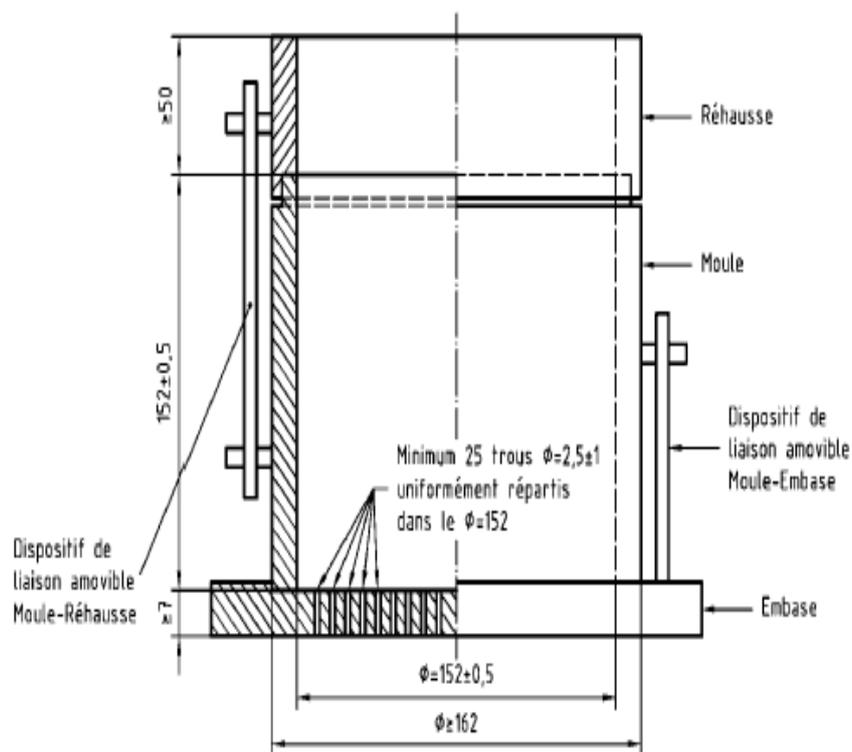
Les essais CBR avec ou sans immersion, sont réalisés au laboratoire selon la norme française (NF P94-078).

#### 5. Appareillage

##### 5.1 Matériel de confection des éprouvettes

Il comprend :

- Le moule CBR et le matériel de compactage (Proctor Normal et Proctor Modifié), avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à raser ...).



Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,...



Figure VI.2: Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

## 5.2 Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50KN minimum et de 60 mm de course.

Cette presse doit être équipée :

- ◆ Un poinçon cylindrique en acier de  $49,6\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  de diamètre ,soit une section de  $19,35\text{cm}^2$  et de 20 cm de longueur.
- ◆ Un dispositif permettant l'enfoncement du poinçon dans le matériau à une vitesse de 1,27 mm/min.
- ◆ Un dispositif de mesure de l'enfoncement du poinçon garantissant la mesure avec une incertitude absolue maximum de 0,1mm.
- ◆ Un dispositif de mesure des efforts de poinçonnement.



Figure VI.3 : Presse CBR.

## 6. Déroulement de l'essai

Lors de cette étude on avait comme objectif ; déterminer l'indice portant Immédiat (IPI), et l'indice CBR après immersion (CBR immersion).

### 6.1 Confection des éprouvettes

Les éprouvettes soumises à l'essai sont compactées selon le processus du Proctor modifié, humidifiées à des teneurs en eau optimales , optimum Proctor déterminés au chapitre précédent. Le moule est ensuite retourné et la plaque de base est mise sur l'autre face. Le disque d'espacement est extrait, comme le montre la figure suivante :

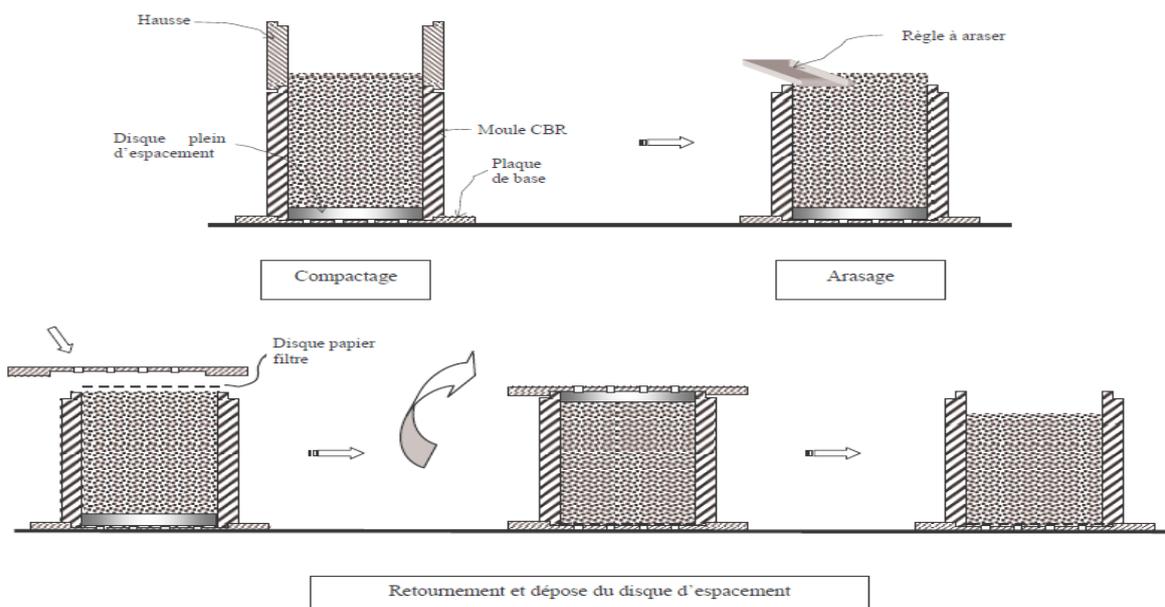


Figure VI.4: Confection des éprouvettes pour l'essai CBR.

## 6.2 Exécution du poinçonnement

Après avoir placé l'ensemble sur la presse en position centrée par rapport au piston, on procède au poinçonnement de la manière suivante:



Figure VI.5 : Enfoncement du piston.

Si l'objectif est la détermination de l'indice :

### A. Portant immédiat (IPI)

Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston. Procéder au poinçonnement de la manière suivante :

Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.

Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.

Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.

## B. CBR immédiat

Placer l'ensemble sur la presse, interposer dans le volume libéré par le disque d'espacement deux surcharges de 2,3 kg, la surcharge en une pièce placée sur l'échantillon et celle en deux pièces au-dessus.

Exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

## C. CBR immersion

Placer un papier - filtre à la surface puis disposer au - dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.

Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.

Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette. Effectuer la mise à zéro du comparateur.

Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement  $\Delta h$  indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement.

Placer l'ensemble sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.

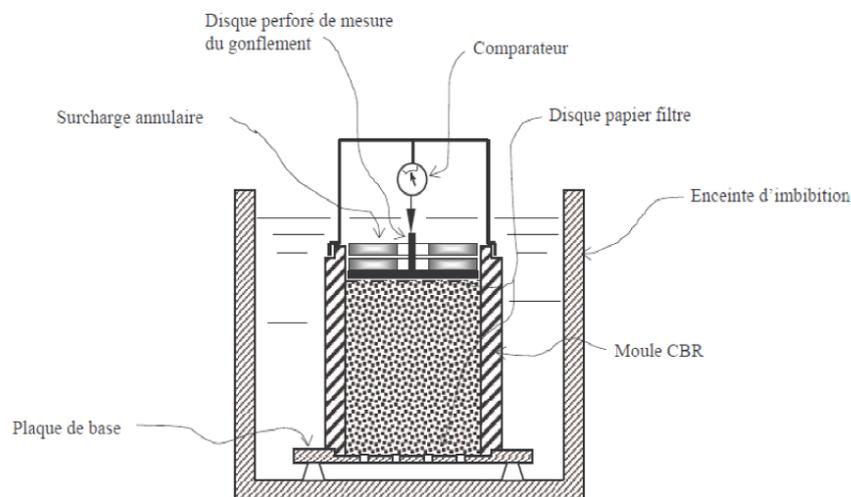


Figure VI.6 : Moule CBR immergé dans l'eau.

Le but de l'imbibition est de placer le sol (dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Trois cas peuvent être envisagés :

✚ Pour un terrain particulièrement sec ne risquant, ni de subir des remontées d'eau (nappe phréatique profonde), ni de recevoir des eaux pluviales (climat très sec ou revêtement étanche), on peut se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau optimale obtenue par le Proctor.

✚ Pour un terrain pouvant subir de fortes remontées d'eau, ou des inondations, ou recevoir les pluies d'un climat très humide, on procède à une imbibition complète (jusqu'à ce que la variation d'épaisseur de l'échantillon devienne inférieure à 0.03 mm par 24 heures).

✚ Dans les autres cas (cas de cette étude), qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures), et on note le gonflement de l'imbibition.

## 7. Partie expérimentale

Dans ce travail, on a procédé à deux essais CBR, le premier été dans l'objectif de déterminer l'indice portant immédiat (IPI), le deuxième pour la détermination de l'indice CBR immersion.

Les essais ont été réalisés sur six éprouvettes, compactées à des teneurs en eau optimales, qu'on a eu au chapitre précédent.

Les six éprouvettes contenaient des mélanges de granulats routiers, et des proportions différentes de vase (0%. 10%. 20% . 30% . 50%. 60% vase).

### 7.1 Résultats des IPI et des CBRimm

La première éprouvette poinçonnée est celle du granulat routier seul. Elle servira comme exemple de calcul. Le même cheminement est suivi pour le reste des échantillons dans le cas des IPI et CBRimm.

Tableau VI.1: Résultats obtenus au cours du poinçonnement de l'échantillon (GR), cas de l'IPI.

Enfoncement (mm)	Force (KN)
0	0
0.625	0.6422
1.25	1.5825
2	4.2431
2.5	6.1403
5	15.0438
7.5	21.277
10	25.1687

La courbe ci-dessous montre l'évolution des forces en fonction de l'enfoncement, dans le cas des granulats routiers seuls (sans vase). Nous constatons que l'augmentation de la force devient de plus en plus sensible au-delà de 2mm d'enfoncement.

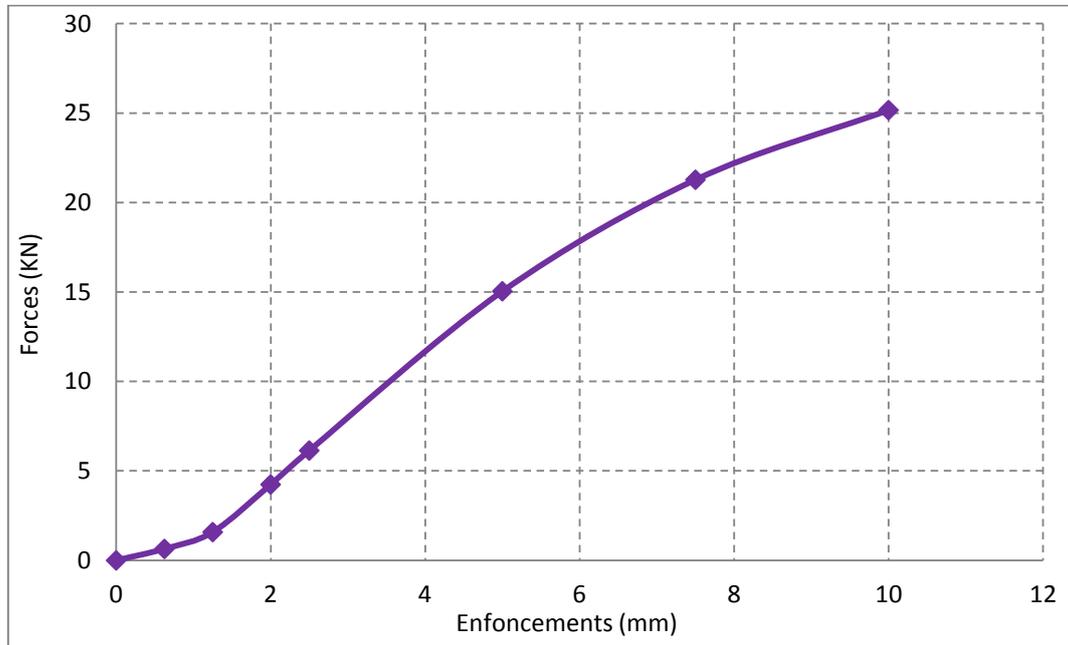


Figure VI.7 : Courbe (enfoncement- force) des granulats routiers seuls, cas de l'IPI.

Comme montré dans la partie bibliographique, l'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs  $I_{(2.5)}$  et  $I_{(5)}$ .

$$\text{D'ou : } I_{(2.5)} = \frac{6.1403 \times 100}{13.35} = \frac{614.03}{13.35} = 45.997$$

$$I_{(5)} = \frac{15.0438 \times 100}{20} = \frac{1504.38}{20} = 75.219$$

$I_{(5)} > I_{(2.5)} \implies$  L'indice portant pour le (MG) est de 75.219, obtenue lors de l'enfoncement du piston à 5mm.

Les résultats correspondants aux différents mélanges (granulats routiers + vase), montrant l'évolution des forces en fonction des enfoncements, sont récapitulés sur la figure VI.13.

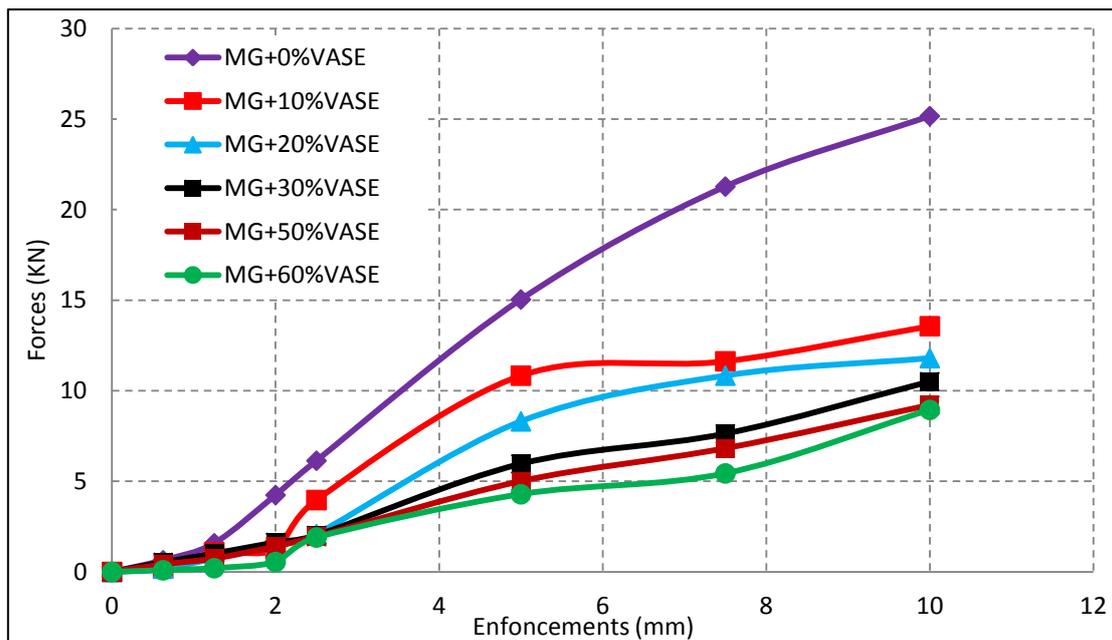


Figure VI.8: Courbe comparative (Enfoncements – Forces), cas de l'IPI.

Les courbes présentent des allures plus ou moins ressemblantes, cependant, les courbes correspondant aux différents mélanges s'inscrivent dans un même fuseau, tandis que la courbe représentant les granulats routiers n'appartient pas au fuseau cité, elle se distingue sensiblement des autres courbes.

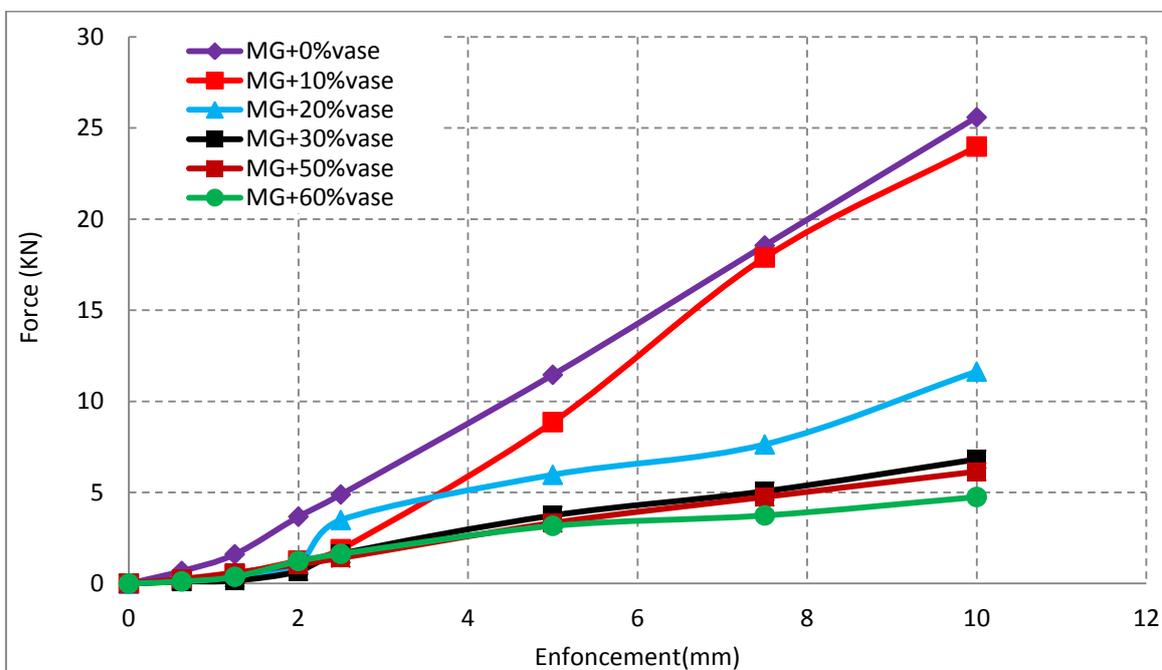


Figure VI.9: Courbe comparative (Enfoncements – Forces), cas de CBRimm.

Dans le cas du CBRimm, les deux courbes GR et GR+10% de vase, évoluent pratiquement de la même manière et forment un même fuseau. Les autres courbes sont par contre plus rapprochées les unes des autres et forment de ce fait un autre fuseau.

Le tableau VI.2, récapitule les résultats des essais CBR avant et après immersion (IPI et CBRimm) des différents échantillons.

Tableau VI.2: Résultats des IPI et des CBRimm.

Échantillons	IPI	CBRimm
GR + 0% Vase	75.219	57.268
GR + 10% Vase	54.185	44.298
GR + 20% Vase	41.557	29.824
GR+ 30% Vase	29.824	18.692
GR + 50% Vase	25.028	16.628
GR + 60% Vase	21.444	15.825

Les résultats des IPI pour les différents échantillons, sont traduits sous formes d'histogrammes sur la figure VI.15 .

L'indice portant immédiat des mélanges, diminue de plus en plus en fonction de leur teneur en vase. Toutefois, les mélanges dont la teneur en vase entre 0 et 30%, développent des IPI  $\geq$  30. Ils peuvent être ainsi retenus pour une utilisation routière, à condition de vérifier les exigences des normes en vigueur sous d'autres essais routiers.

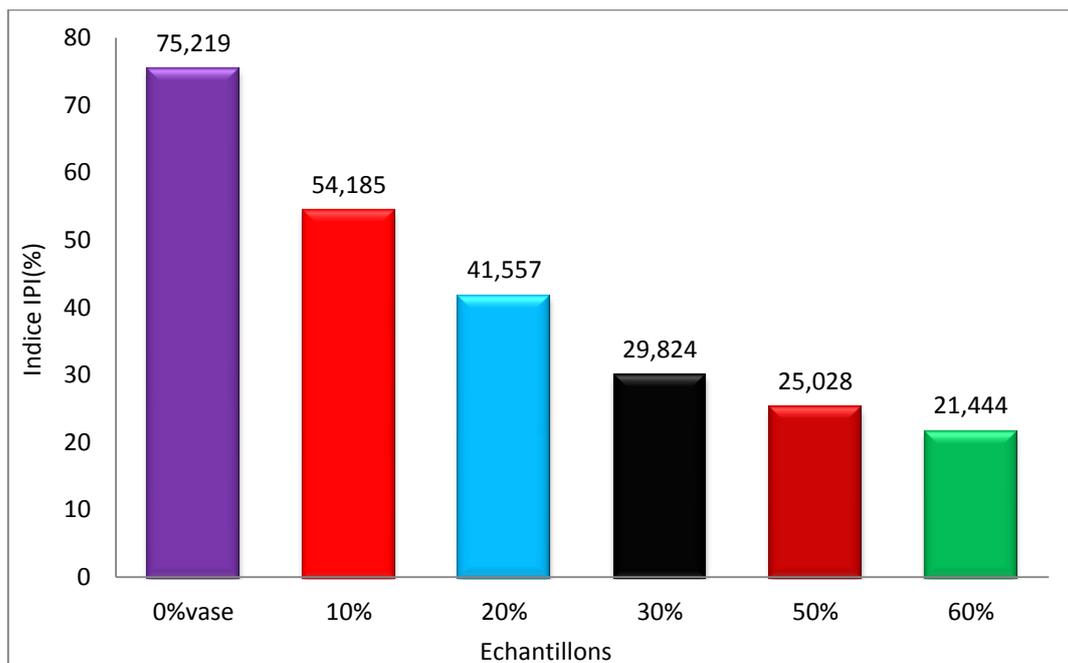


Figure VI.10: Évolution des IPI en fonction de la teneur en vase.

Le même comportement est également constaté dans le cas des essais CBR après immersion. Cependant, dans ce cas, les mélanges qui peuvent être éventuellement retenus pour une utilisation routière ne doivent pas dépasser 20 de vase. En effet, au-delà de 20% de vase, les mélanges perdent fortement de leur portance et développent des indices CBRimm inférieures à 20.

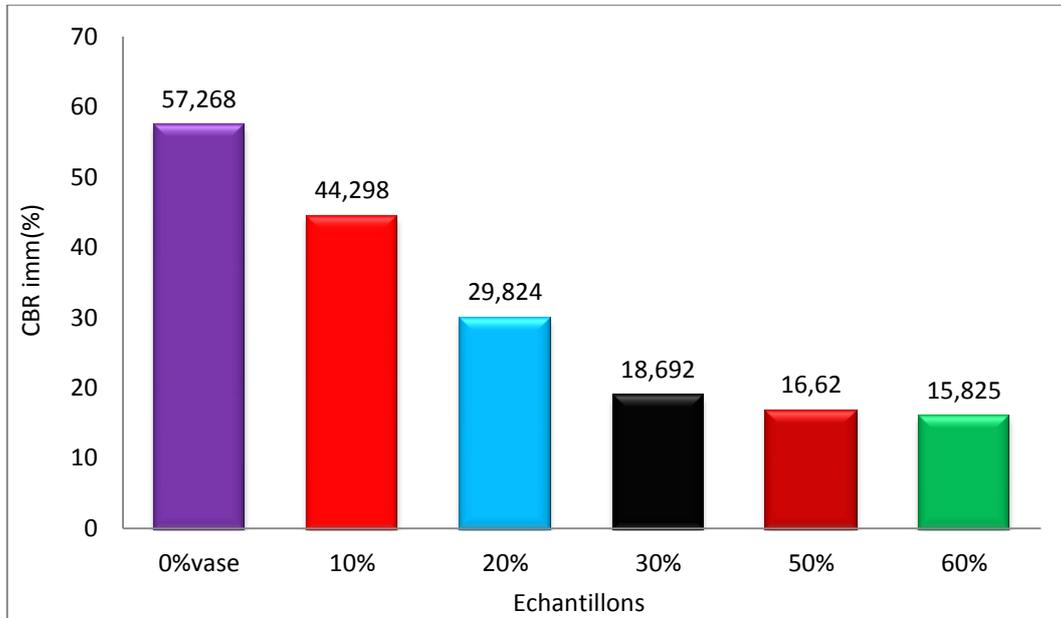


Figure VI.11: Évolution des CBRimm en fonction de la teneur en vase.

En se référant aux recommandations du CEBTP (1984), du tableau VI.3 spécifique à la portance des matériaux sous essieux de 13 tonnes, nous pouvons conclure que l'ensemble des mélanges développent des portances très satisfaisantes, allant de moyennes pour des teneurs en vase de 60% à élevées, dans le cas des teneurs en vase de 20 à 50% à très élevées, dans le cas des mélanges dont la teneur en vase est faible, ne dépassant pas les 10%.

Tableau VI.3 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Essieu équivalent de 13 tonnes	Classe de la plate- forme
CBR < 5	S1 (portance très faible)
5 < CBR < 10	S2 (portance faible)
10 < CBR < 15	S3 (portance moyenne)
15 < CBR < 30	S4 (portance élevée)
CBR > 30	S5 (portance très élevée)

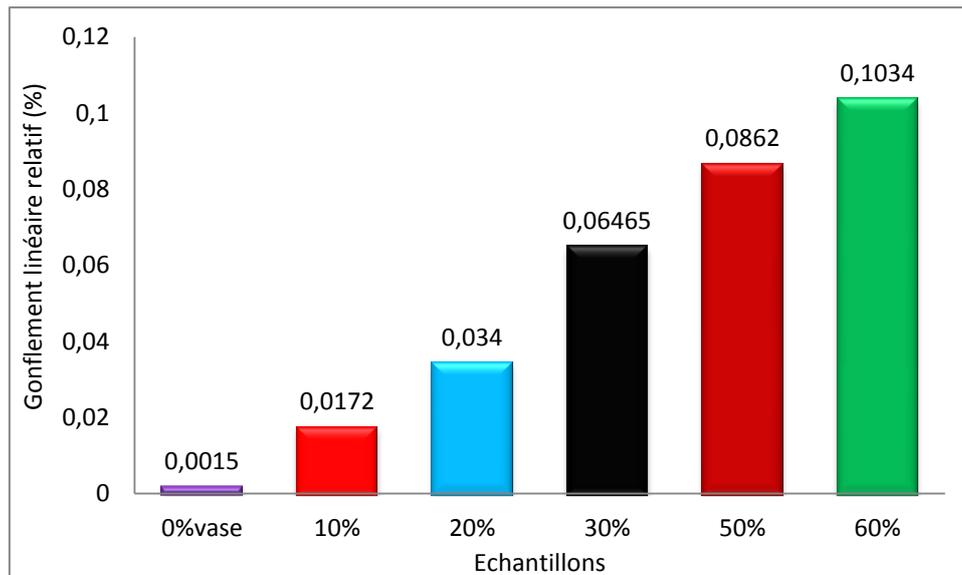


Figure VI.12. Évolution du gonflement relatif G en fonction de la teneur en vase.

Le gonflement relatif des échantillons augmente de plus en plus avec l'ajout de vase. Il atteint un maximum de 0,1034% avec une teneur en vase de 60%.

## 8. Autres essais routiers

### 8.1.A Essai Micro Deval (NF EN 1097-1), (NF P 18-572)

L'introduction dans la classification des paramètres du comportement mécanique résulte du fait que des sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subies au cours de leur mise en œuvre. Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols est la valeur Micro Deval en présence d'eau MDE. Il s'applique aux granulats naturels et artificiels utilisés dans le domaine routier, cet essai permet de calculer la résistance à l'usure d'un granulat.



Figure VI.13 Appareillage de l'essai MDE.

### 8.1.A.a Principe de l'essai

un échantillon de granulats est soumis à une usure produite par frottements réciproques des grains en présence d'eau et d'une charge de billes dans un cylindre en rotation à une vitesse de 100 tours par minute pendant 12000 tours, à la fin on calcule le coefficient micro-Deval à partir du pourcentage de granulats retenu sur un tamis de 1.6 mm .

### Résultats

Dans notre cas  $MDE = 23.7 \%$  .

Plus  $M_{DE}$  est petit et plus la résistance à l'usure est grande.

### 8.1.B Essai Los Angeles (NF EN 1097-2), (NF P18-573)

Le deuxième paramètre du comportement mécanique à prendre en compte est le coefficient de Los Angeles. Il s'applique aux granulats d'origine naturels ou artificiels utilisés dans le domaine routier. Cet essai permet de mesurer la résistance à la fragmentation d'un granulat par chocs. La résistance à la fragmentation est un critère de classification des sols granulaires et matériaux rocheux.



Figure VI.14 Appareil de Los Angeles.

### 8.1.B.a Principe de l'essai

Un échantillon de granulats mélangé à des boulets d'acier, rouler dans une machine cylindrique en rotation, faire 500 tours, à une vitesse constante de 32 tr /min, à la fin on évalue la quantité de matériau retenu sur le tamis de 1.6 mm.

### Résultats

Dans notre cas  $LA = 25.314\%$ .

### 8.2 Interprétation

Nous allons comparer les résultats trouvés pour les deux essais (MDE et  $L_A$ ), aux valeurs du tableau ci-dessous , nous aurons la classe de notre granulats routier (sans vase).

Tableau VI.4: Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Catégories	$L_A + M_{DE}$	$L_A$	$M_{DE}$
A	$\leq 25$	$\leq 20$	$\leq 15$
B	$\leq 35$	$\leq 25$	$\leq 20$
C	$\leq 45$	$\leq 30$	$\leq 25$
D	$\leq 55$	$\leq 35$	$\leq 30$
E	$\leq 80$	$\leq 45$	$\leq 45$
F	$> 80$	$> 45$	$> 45$

$MDE = 23.7 \%$

$$LA + MDE = 25.314 + 27.3 = 49.014\%.$$

$LA = 25.314\%$ .

En se basant sur les recommandations du tableau ci-dessus, nous pouvons conclure que les granulats routiers étudiés sont de classe C à D. Les granulats appartenant à ces catégories peuvent être recommandés pour une utilisation routière dans le cas des chaussées à moyen trafic.

### 9. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis d'étudier en fonction de la teneur en vase, la portance des différents mélanges avant et après immersion, ainsi que la résistance des granulats routiers aux chocs et à l'usure.

Certains résultats sont très intéressants, néanmoins, ils ne peuvent être suffisants pour leur sélection comme matériaux pour corps de chaussées. D'autres essais sont indispensables pour confirmer ou non leur utilisation dans le domaine routier.

Des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sont présentés dans le chapitre suivant pour permettre d'étudier le comportement des différents mélanges sous d'autres types de sollicitations.

# CHAPITRE VII

## RESISTANCE AU CISAILLEMENT

### DES MATERIAUX ETUDIÉS

#### 1. Introduction

Parmi les critères que les ingénieurs doivent assurer lors de l'élaboration des projets en génie civil c'est d'assurer la stabilité de leurs conceptions. Dans le domaine routier une chaussée résistante est une chaussée stable.

L'étude de la résistance du sol en place ou des granulats d'apport, s'effectue au laboratoire à l'aide des appareils, concrétisés par des auteurs de la mécanique des sols. C'est dans ce dernier contexte que nous aborderons l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande qui permet d'évaluer la résistance des sols, afin d'assurer la stabilité des ouvrages réalisés.

Avant de traiter les résultats obtenus, on passe par une revue bibliographique, où l'on exposera quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai, ses avantages et ses inconvénients...etc.

#### 2. Notion de résistance au cisaillement

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces dernières peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture. Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage. (LCPC - 1987).

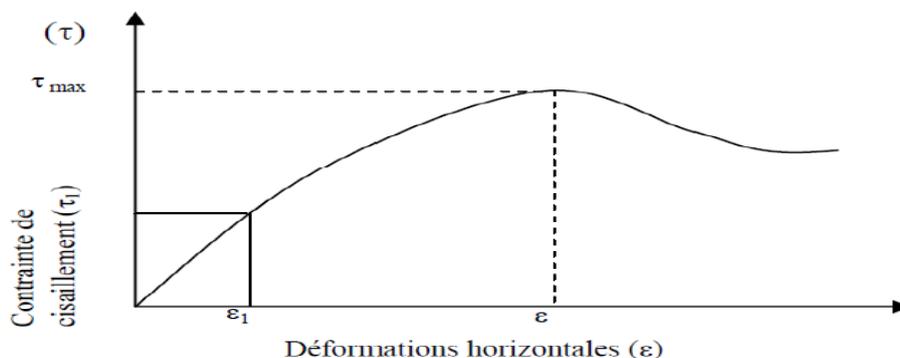


Figure VII.1 : Courbe contraintes-déformations.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphe présenté sur la figure (7.1).

Selon le (LCPC, 1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement  $\tau_{\max}$ .
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande.
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire  $\varepsilon_1$ .

Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

### 3. But de l'essai

Les valeurs de la résistance au cisaillement qui s'appliquent sur le plan de rupture, ainsi définies sont portées sur un graphe en fonction de la contrainte normale. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque ».

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle » et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « valeur C ». L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi ; \text{ Elle exprime « la loi de coulomb »}$$

#### Remarque

- Sols pulvérulents : la droite passe par l'origine des axes.
- Sols cohérent : la droite ne passe pas par l'origine des axes. (Cordary, 1994).

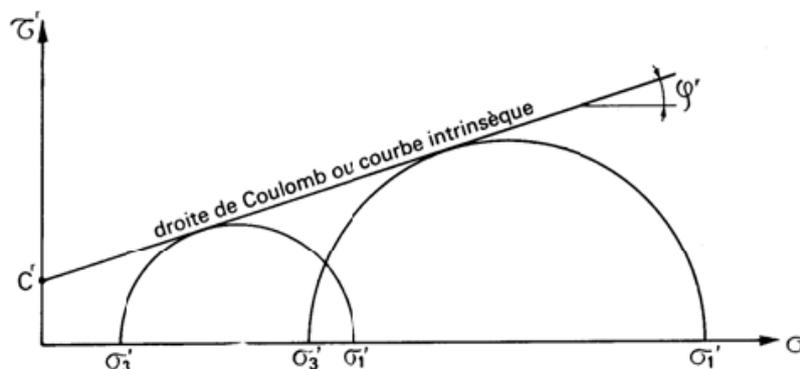


Figure VII.2: Droite intrinsèque d'un sol cohérent et frottant .

#### 4. Influence de la nature du sol sur la résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol (matériau) est principalement assurée, soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains, soit par la cohésion qui lie les grains. La manifestation de l'un de ces paramètres est fonction de la nature du sol.

##### 4.1 Sols pulvérulents

Les sols pulvérulents regroupent le gravier, le sable et le silt. Ils sont constitués de particules volumineuses, leur résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains.

Le frottement résulte de la rugosité superficielle des grains qui entrent en contact les uns avec les autres. Quant à l'enchevêtrement, il est surtout causé par les arrêtes plus ou moins angulaires de certains grains, qui en s'emboîtant dans les interstices entre les autres grains, créent une résistance au mouvement. Lorsque la contrainte normale ( $\sigma$ ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents est presque nulle et les grains n'offrent pratiquement, aucune résistance au déplacement, (Robitaille et Tremblay, 1997).

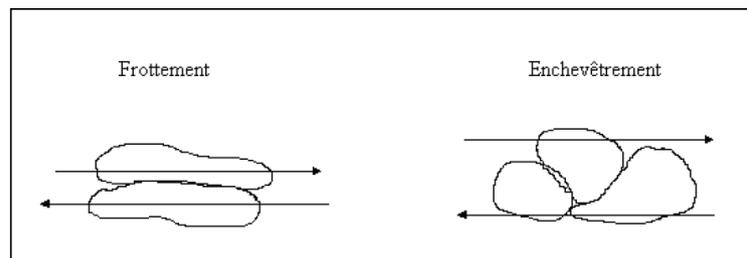


Figure VII.3: Frottement et enchevêtrement des grains.

L'angle de frottement interne dépend donc principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. Dans le cas des sols pulvérulents, la droite de Coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme (C) est nul.

L'équation de Coulomb devient alors :  $\tau = \sigma \tan \phi$ .

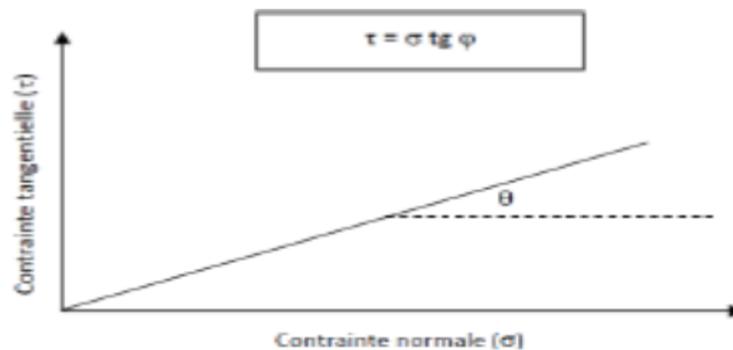


Figure VII.4: Droite intrinsèque d'un sol pulvérulent.

## 4.2 Sols cohérents

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée. Cette cohésion est liée à la présence de charges électriques à la surface des particules d'argile, qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui saturé souvent les sols cohérents. Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle peut même être parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme  $\phi$  est nul (Robitaille et Tremblay, 1997).

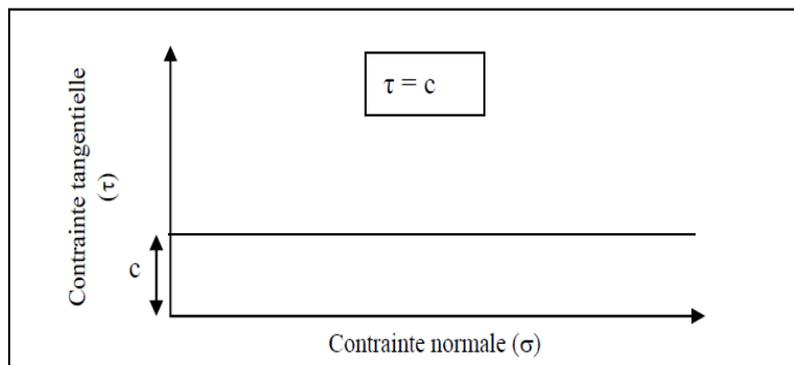


Figure VII.5: Droite intrinsèque d'un sol purement cohérent.

## 5. Principe de la méthode

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée.

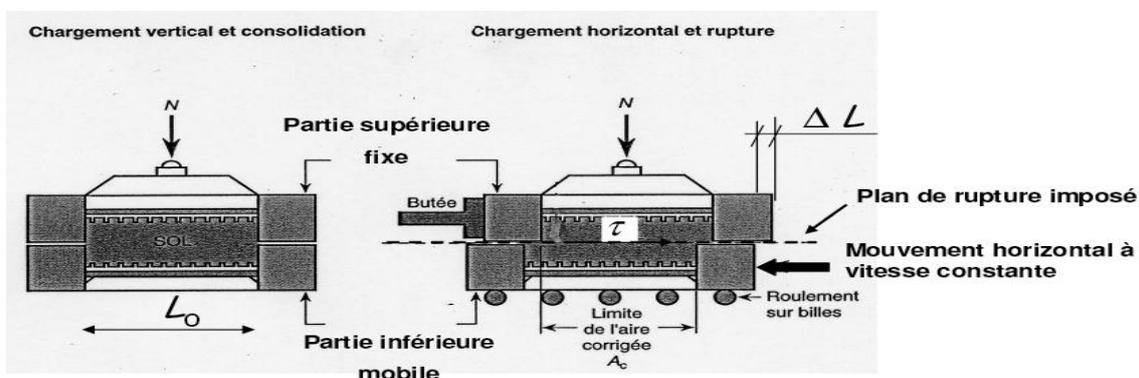


Figure VII.6 : Principe de l'essai de cisaillement.

La demi – boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement  $N$  est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi – boîte supérieure. (Tchouani, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée. (LCPC, 1987).

## 6. Appareillage

L'appareil comprend :

- La boîte de cisaillement de section intérieure  $A = L \times L = (60 \times 60) \text{ mm}^2$ , elle est composée de deux demi-boîtes .
- Un système mécanique permettant d'appliquer les contraintes verticales désirées .
- Un système mécanique permettant de déplacer horizontalement la demie- boîte inférieure .
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillement .
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déformations horizontales .
- Un comparateur au 1/100 de millimètres indiquant les déplacements verticaux .
- Un chronomètre pour prendre les mesures chaque 15 secondes.

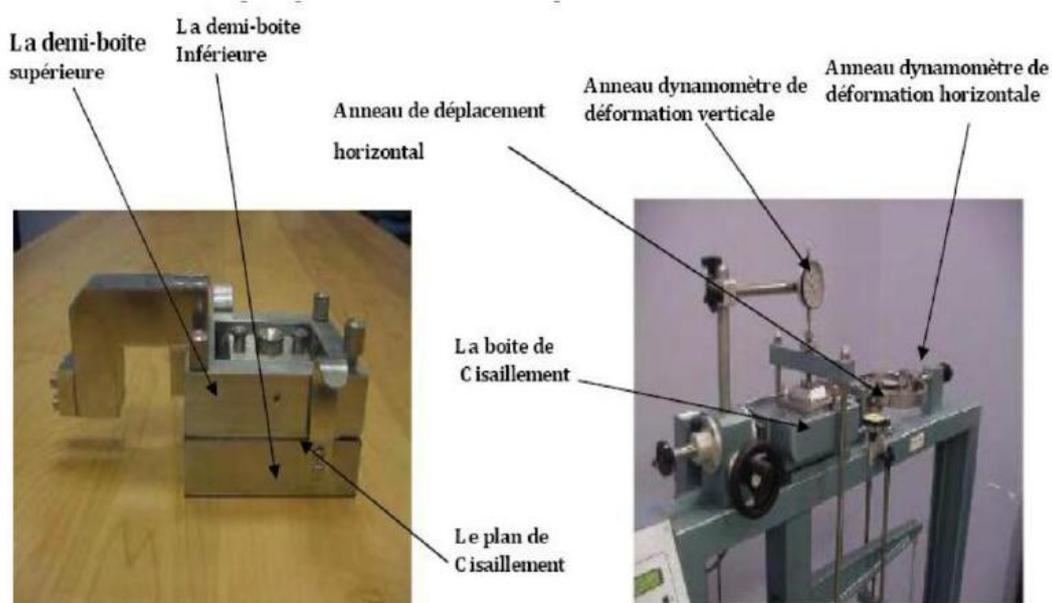


Figure VII.7: Appareillage de cisaillement.

## 7. Mode opératoire

Les essais sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur des échantillons humidifiés à leurs teneurs en eau optimale.

- Densifier l'échantillon dans un anneau où son volume est connu et le mettre dans la boîte de cisaillement .
- Mettre la plaque rainurée et la plaque poreuse à la base;
- Fixation des demi-boîtes.
- Mettre la boîte sur le chariot et positionner les Compérateurs et capteurs pour Prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle).

## 8. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement ;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale  $\sigma = (100, 200, 300)$  kPa, maintenue constante tout le long de l'essai .
- Mettre tous les comparateurs à zéro .
- Régler la vitesse de la machine de façon à imposer un déplacement horizontal relatif entre les deux demies- boîte constant ;.
- Démarrer la machine et prendre les lectures des trois comparateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers toute les 15secondes . La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe  $\tau = f(\Delta l)$ , ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées, sinon on ira jusqu'à la fin de la course .
- Toutes les lectures obtenues par les comparateurs sont converties en unités de calcul.

## 9. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

### 9.1 Avantages

- Simple (la manipulation est facile) .
- Rapide (la durée d'exécution courte).
- Économique (le coût n'est pas cher).

## 9.2 Inconvénients

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture .
- Non uniformité de déformation dans le sol .
- Frottement de deux demi-boîtes .
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

## 10. Expression des résultats

on récolte les résultats obtenus, lors de l'essai de cisaillement directe à la boîte, réalisé au niveau du laboratoire MDS, en suivant ces expressions :

- $L$  = longueur de la boîte de cisaillement, ( $L = 60$  mm);
- $\Delta L$  : déplacement horizontale (mm);
- $S_c$  : la section corrigée,  $S_c = L(L - \Delta L)$  en  $\text{mm}^2$ ;
- La variation de volume en pourcentage (%),  $\varepsilon_v = (\Delta V/V)$ ; Avec  $\Delta V$  : variation volumique en  $\text{mm}^3$ .
- La contrainte tangentielle  $\tau = T/S_c$  en KPa où  $T$  est la force de cisaillement en (daN).

Les résultats des essais de cisaillement, sont représentés sous forme de courbes :

- Courbe contrainte déformation  $\tau = f(\varepsilon_h)$ ,  $\varepsilon_h = \Delta L/L$  étant la déformation horizontale.
- Courbe de variation de volume  $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$ .
- Droite intrinsèque  $\tau = f(\sigma)$ ,  $\sigma$  étant la contrainte normale appliquée.

## 11. Présentation des résultats

Comme indiqué ci-dessus les résultats sont rapportés sous forme de courbe, on commence la présentation des résultats, par ceux obtenus pour le granulat routier seul. Ensuite, ceux enregistrés pour les mélanges contenant des granulats routiers plus différentes proportions de vase.

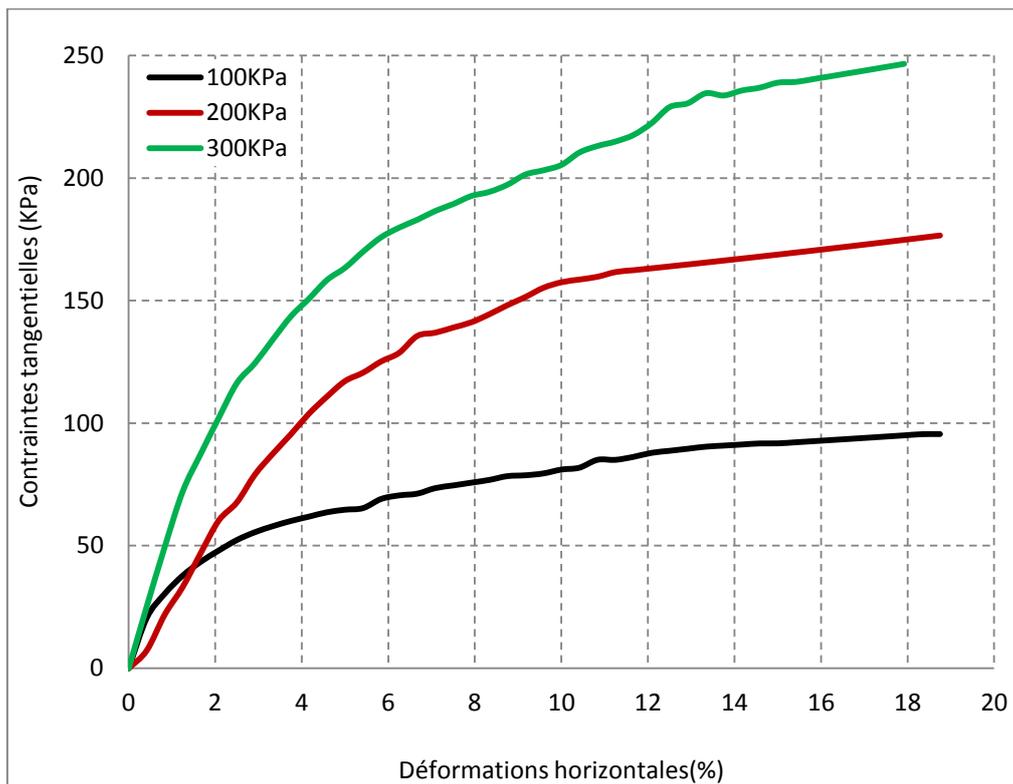


Figure VII.8 : Courbes contraintes-déformations des granulats routiers seuls.

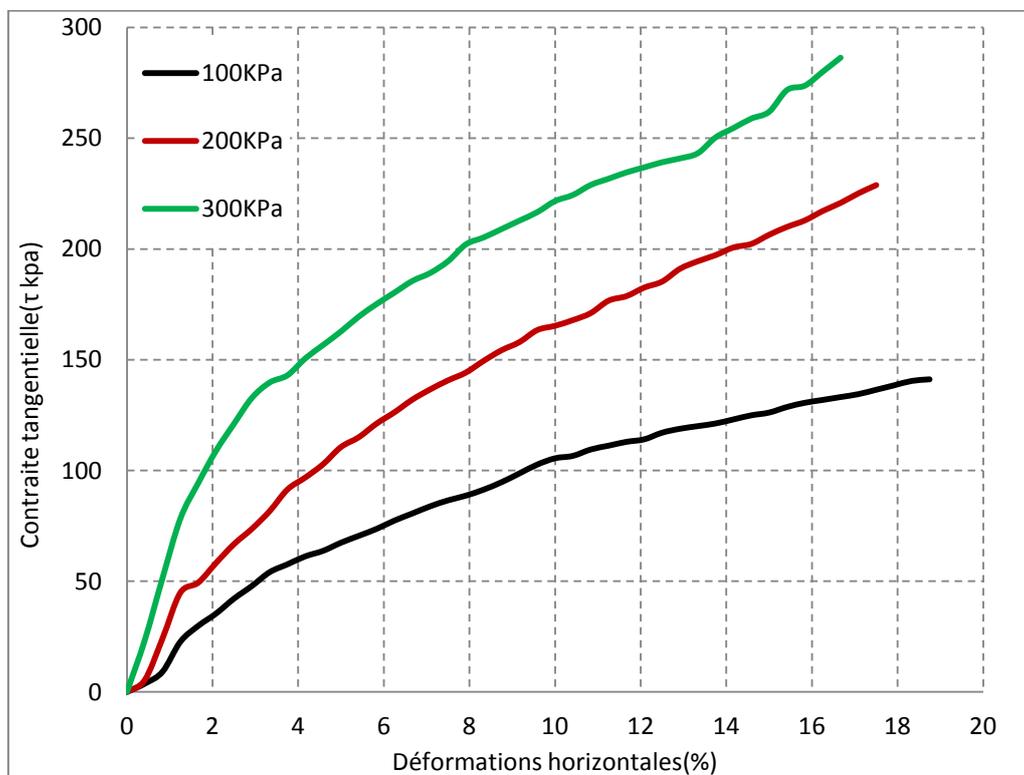


Figure VII.9 : Courbes contraintes-déformations de (GR+10% vase).

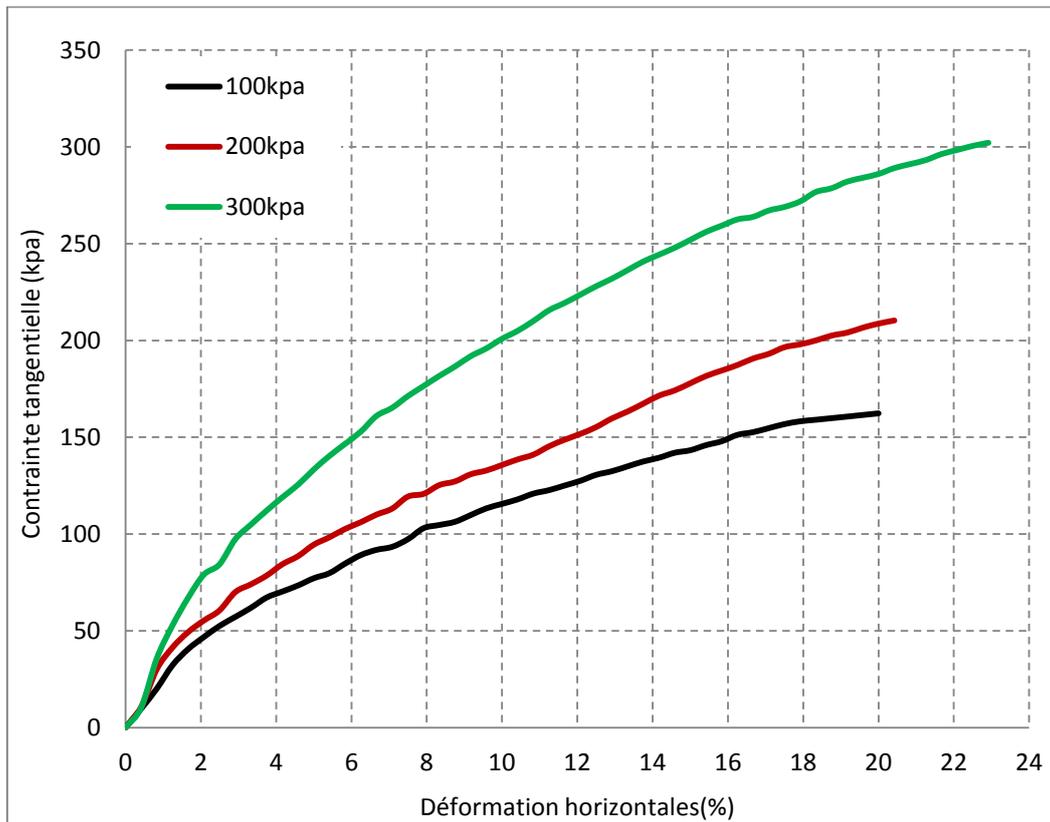


Figure VII.10 : Courbes contraintes-déformations de(GR+20% vase).

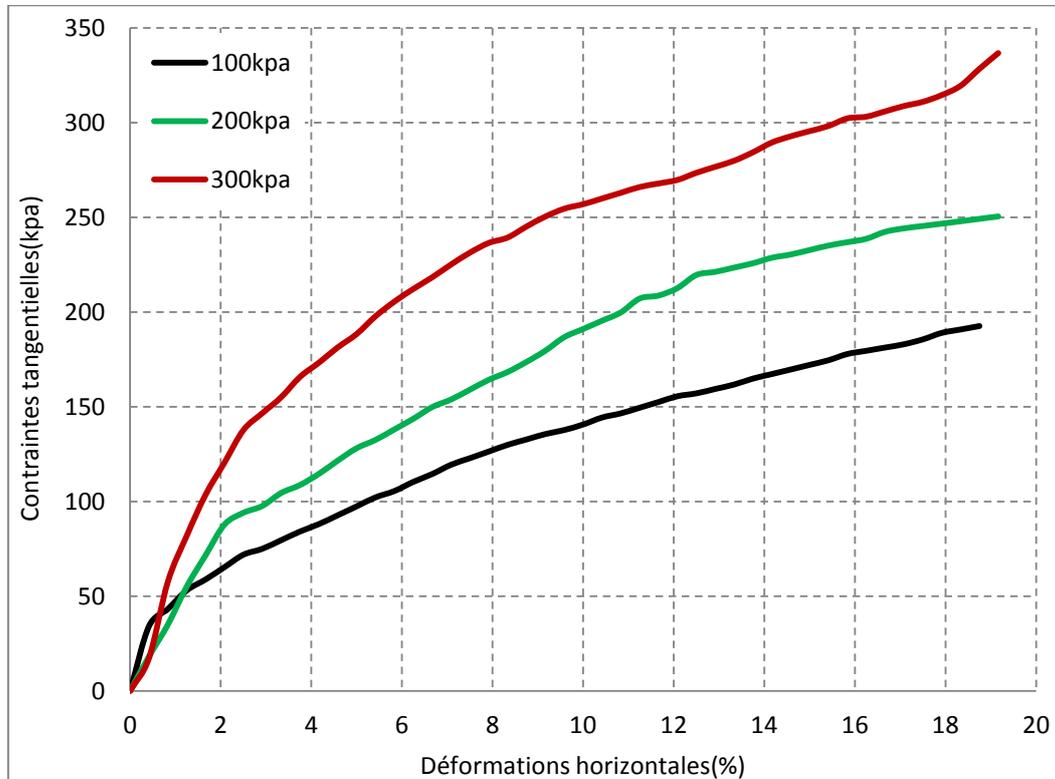


Figure VII.11 : Courbes contraintes-déformations de(GR+30% vase).

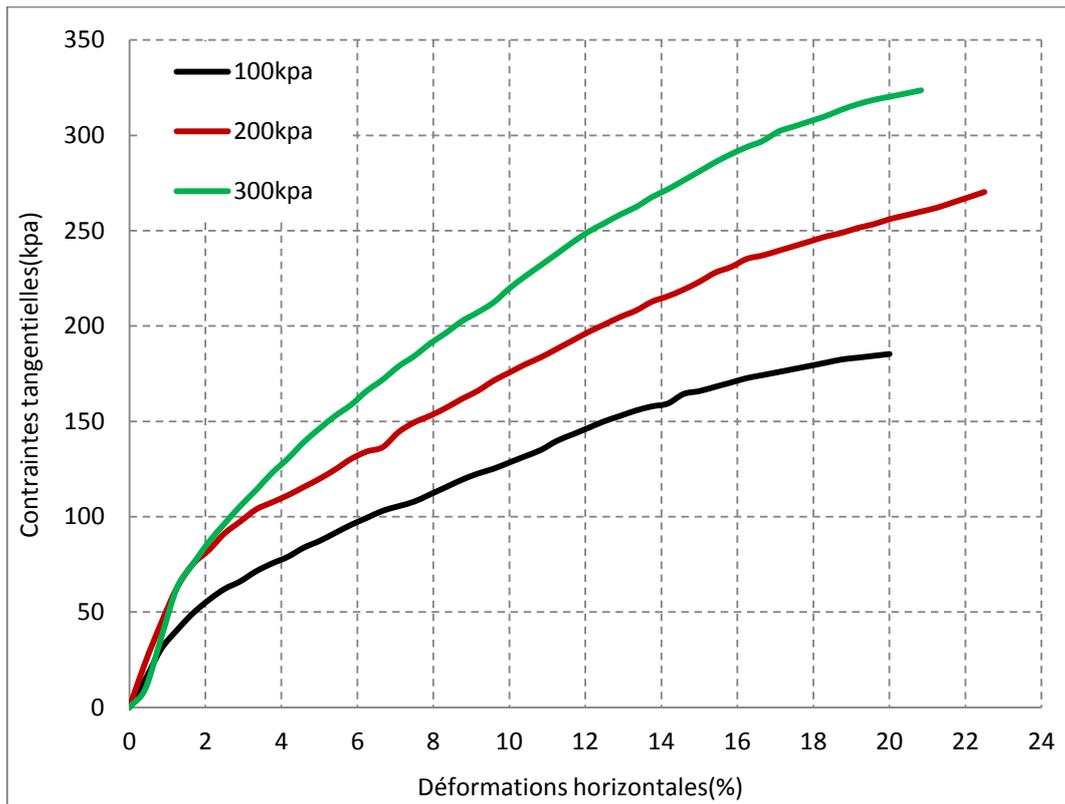


Figure VII.12 : Courbes contraintes-déformations de(GR+50% vase).

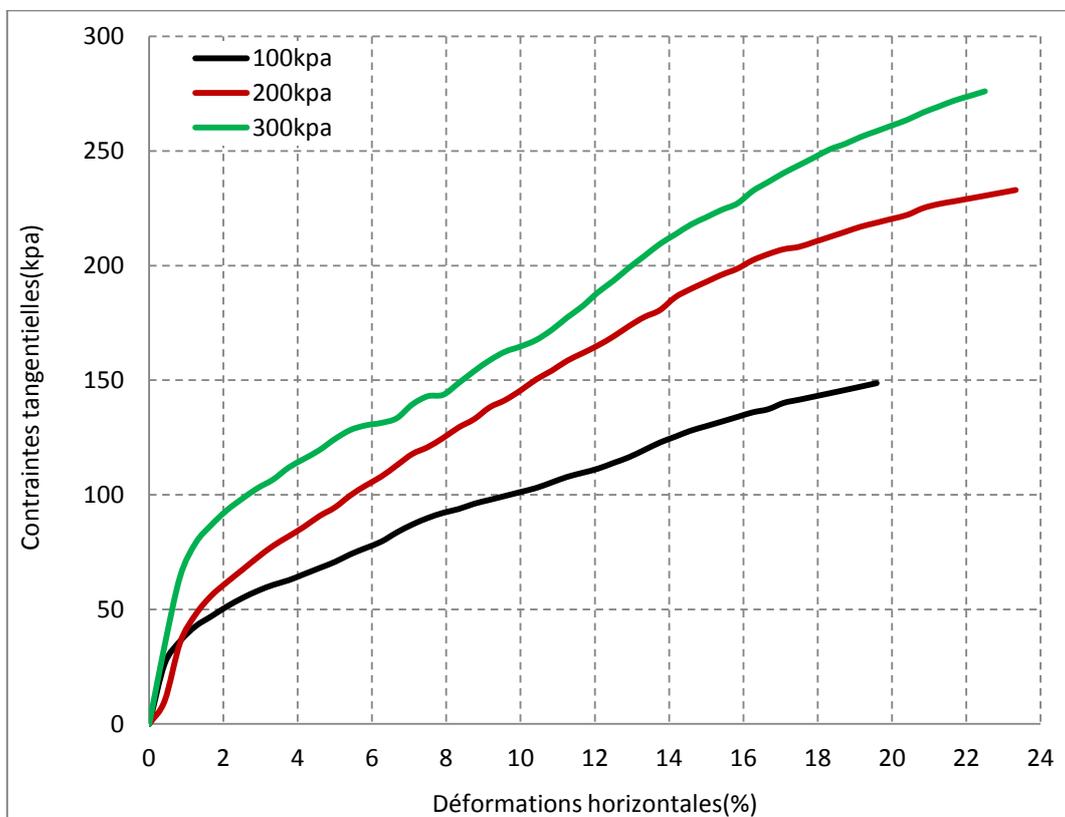


Figure VII.13 : Courbes contraintes-déformations de(GR+60% vase).

En suite , les courbes de variation de volumes.

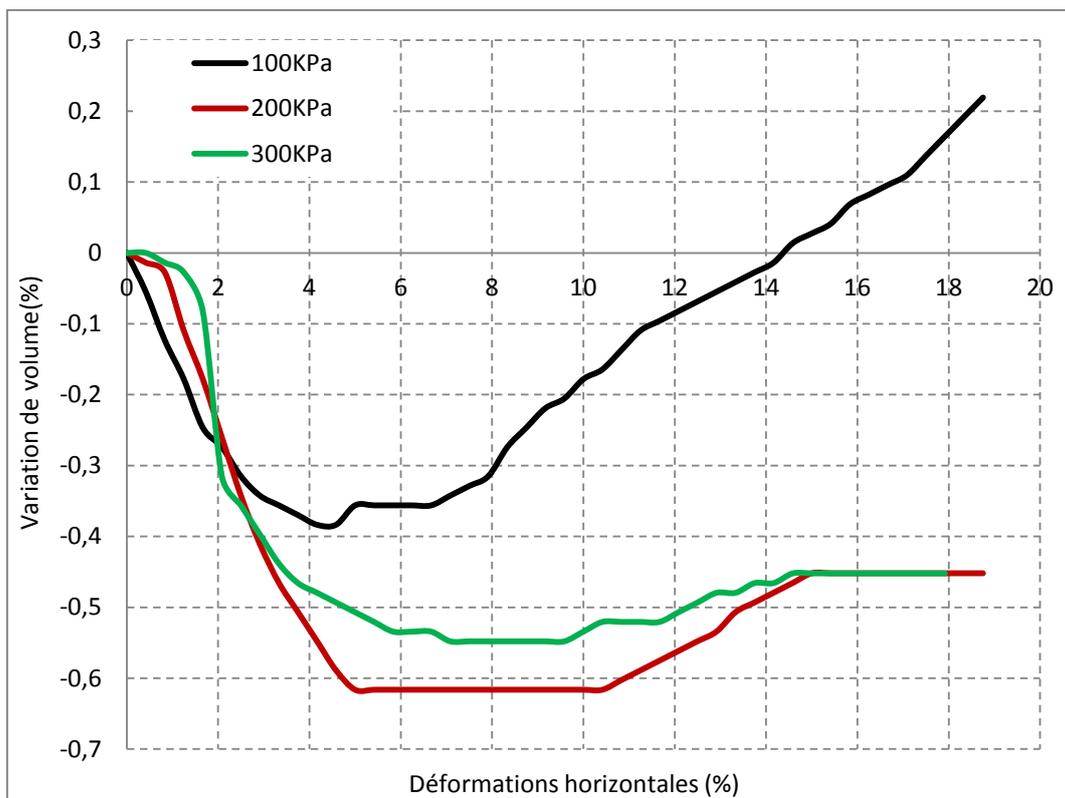


Figure VII.14 :Courbes de variation de volume des granulats routiers seuls.

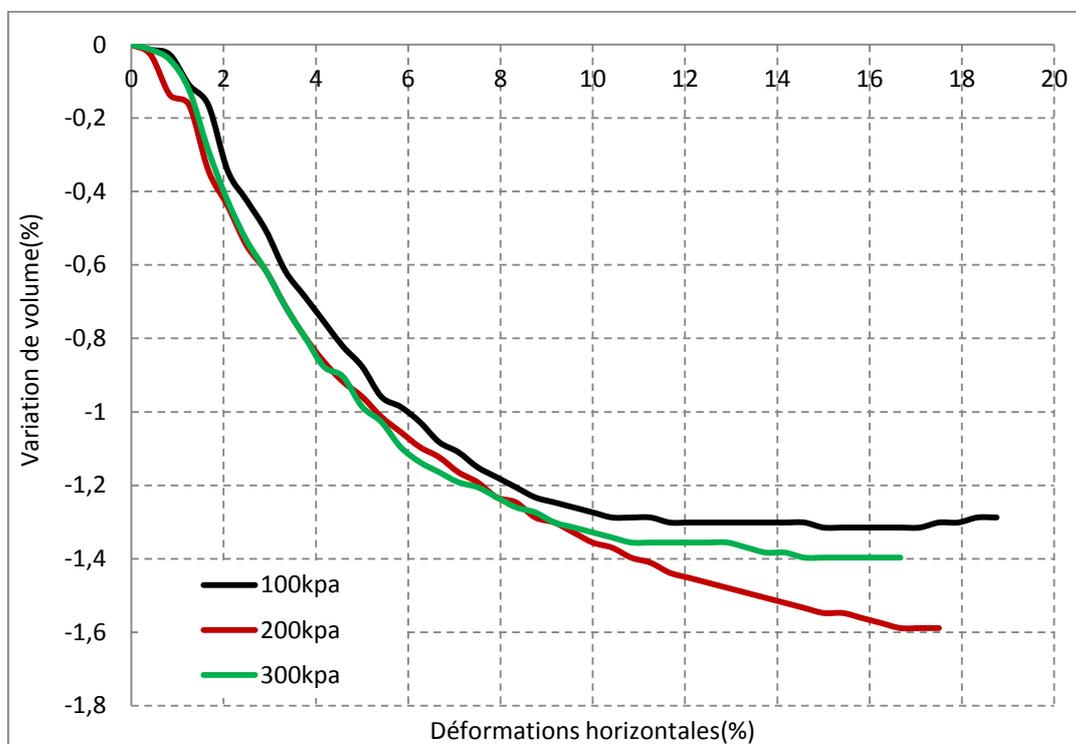


Figure VII.15 :Courbes de variation de volume de (GR+10% vase).

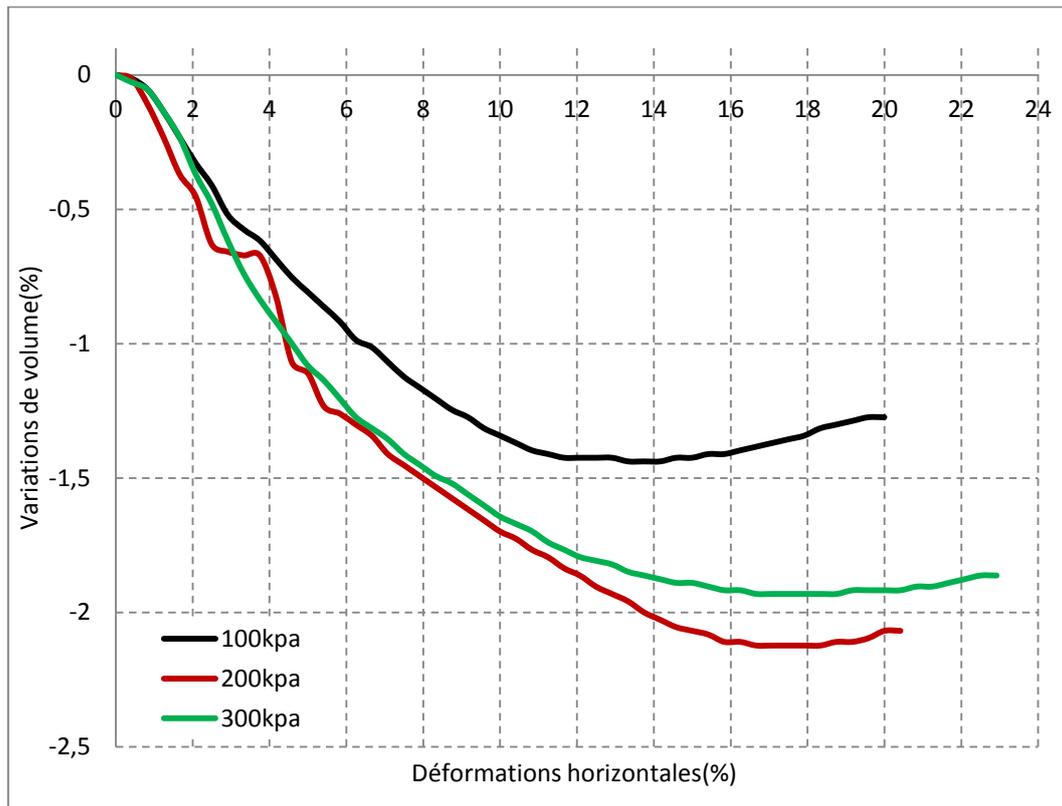


Figure VII.16 :Courbes de variation de volume de (GR+20% vase).

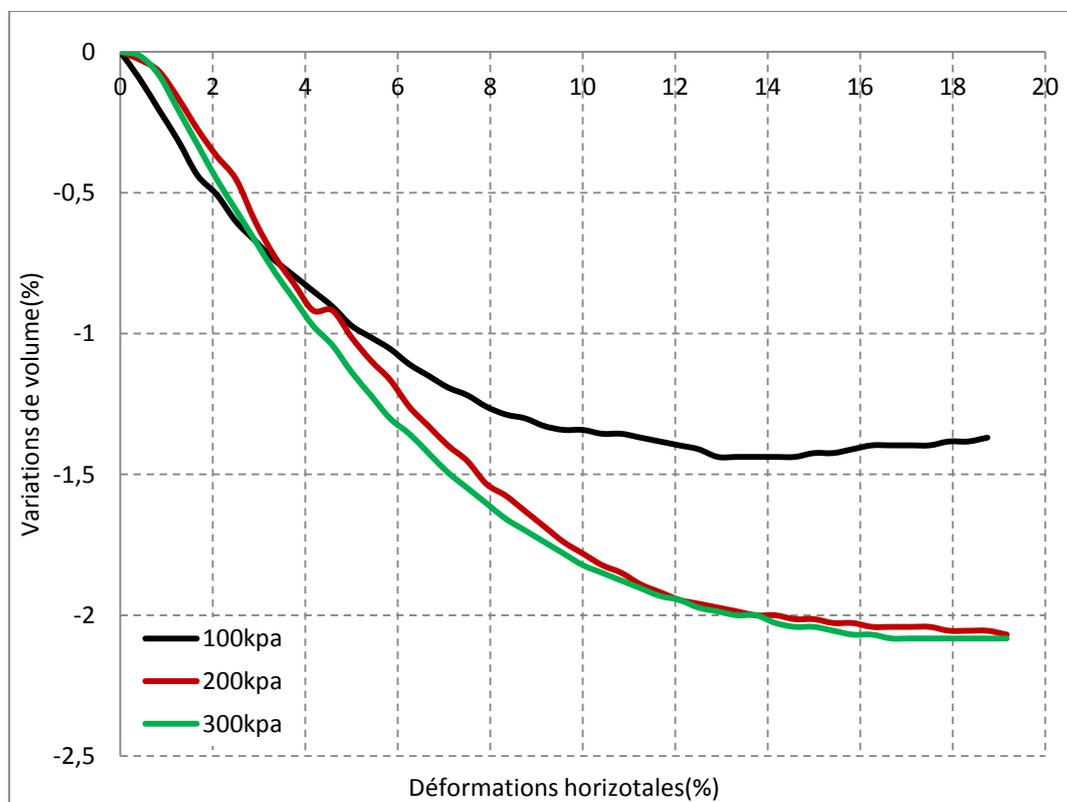


Figure VII.17 :Courbes de variation de volume de (GR+30% vase).

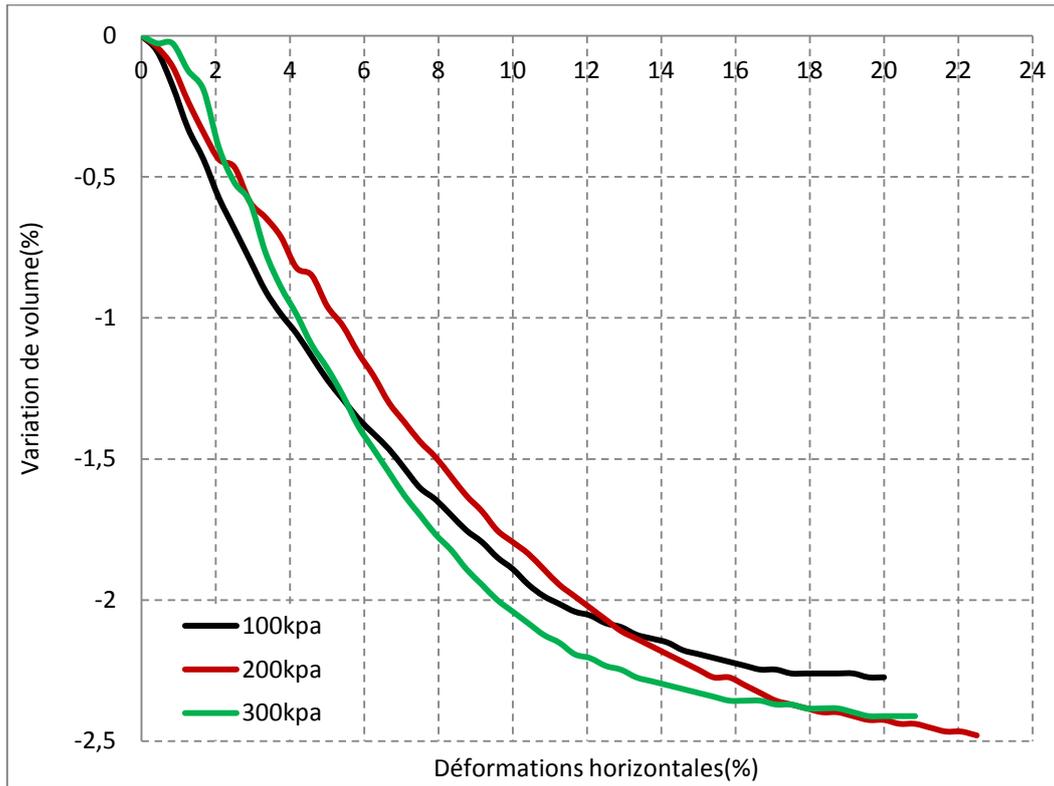


Figure VII.18 :Courbes de variation de volume de(GR+50% vase).

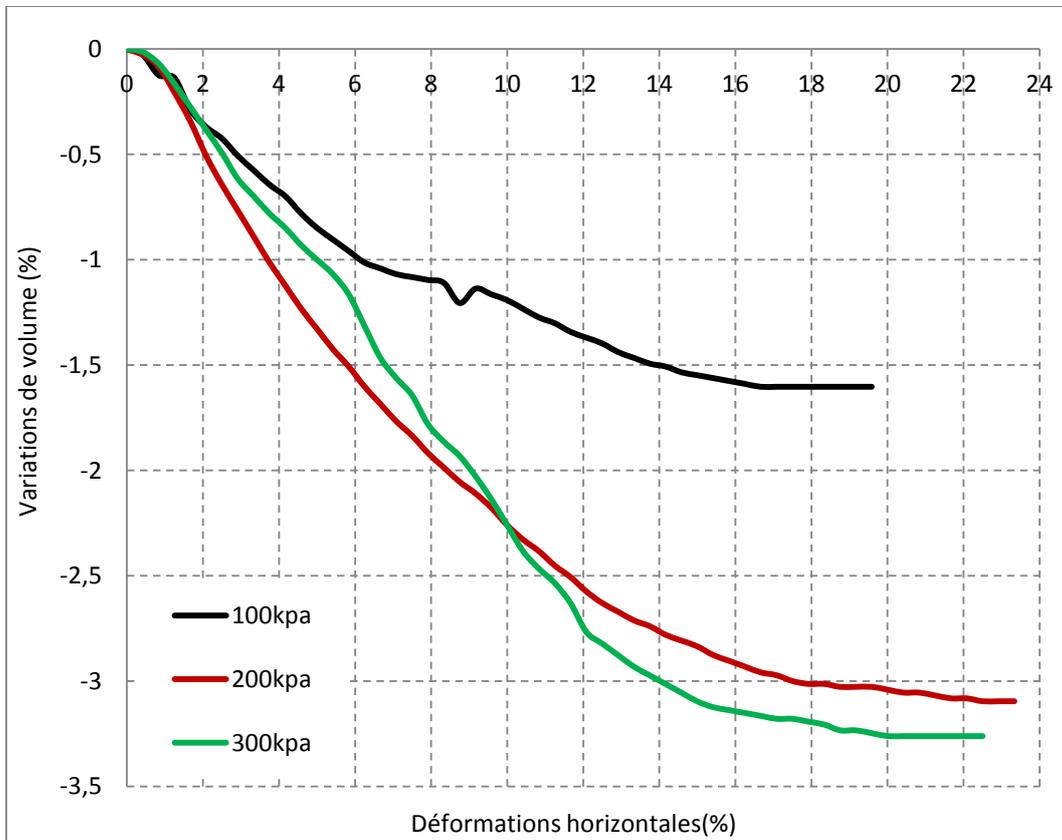


Figure VII.19 :Courbes de variation de volume de(GR+60% vase).

À la fin, nous déduisons les courbes intrinsèques, pour chaque mélange étudié.

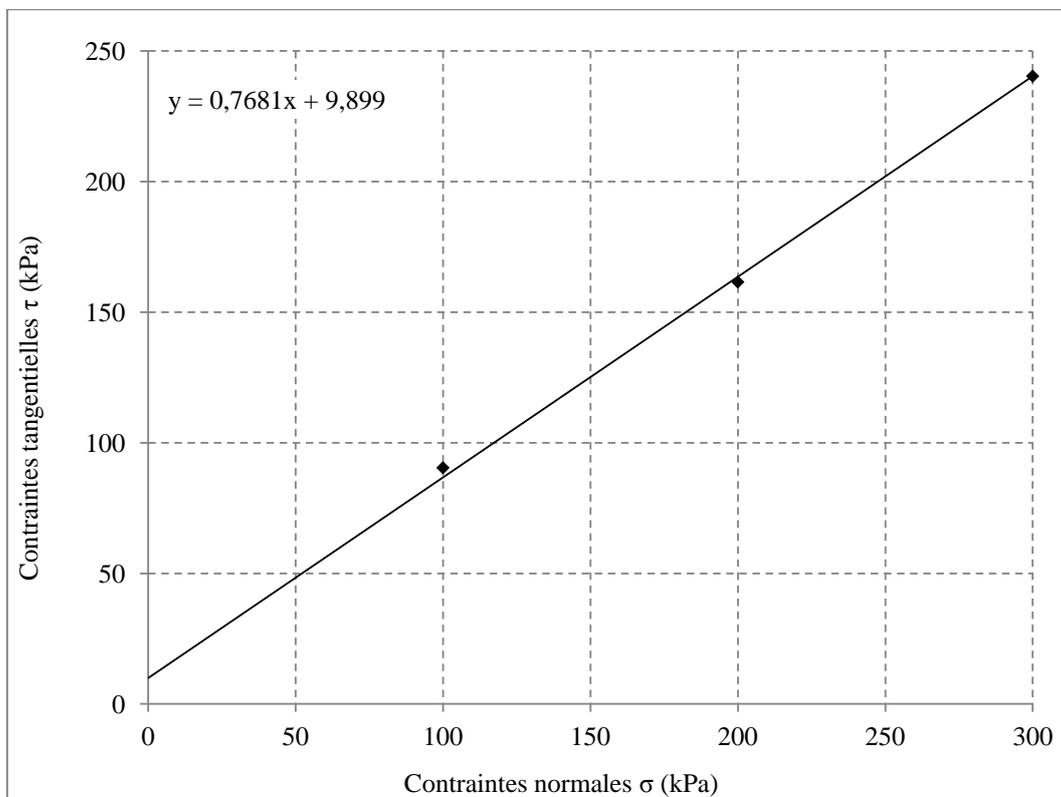


Figure VII.20: Droite intrinsèque des granulats routiers seuls .

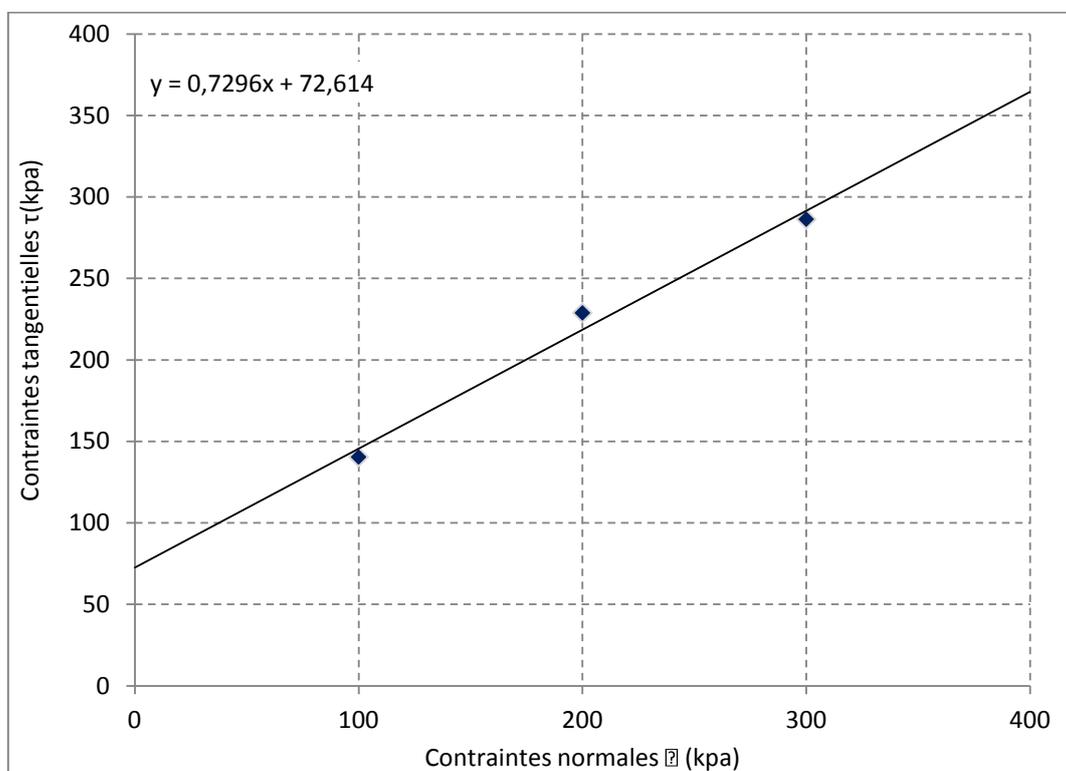


Figure VII.21: Droite intrinsèque du (GR+10% vase).

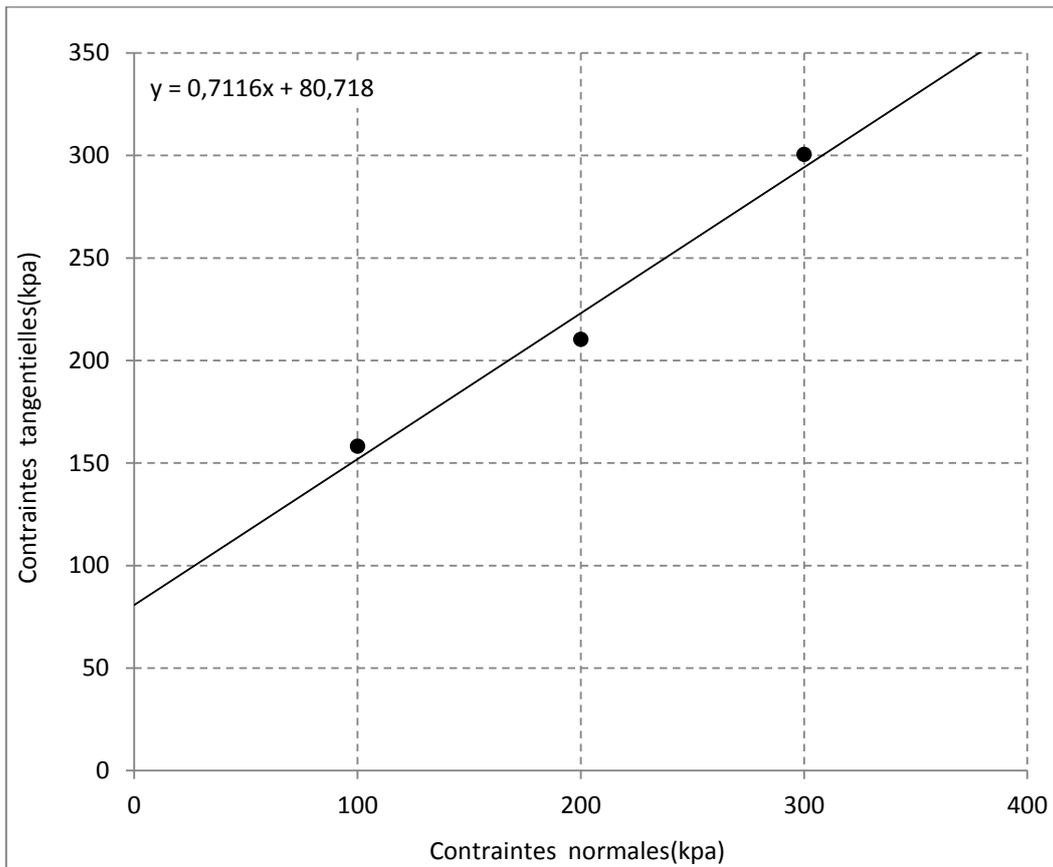


Figure VII.22: Droite intrinsèque du (GR+20% vase)

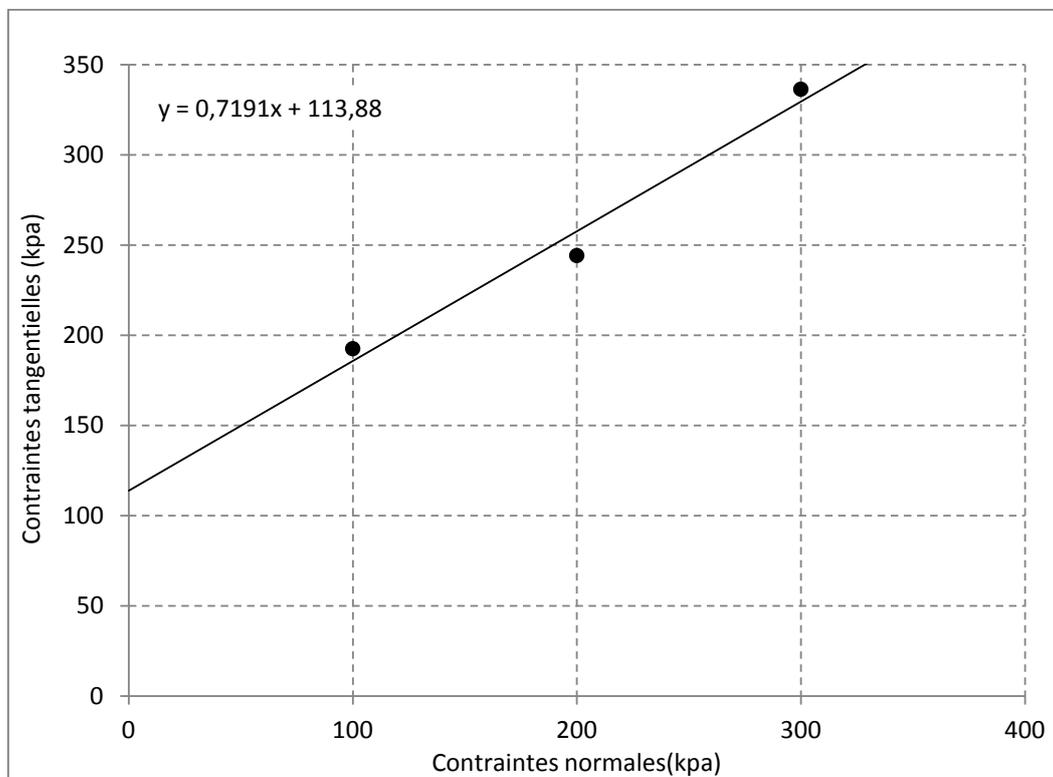


Figure VII.23: Droite intrinsèque du (GR+30% vase)

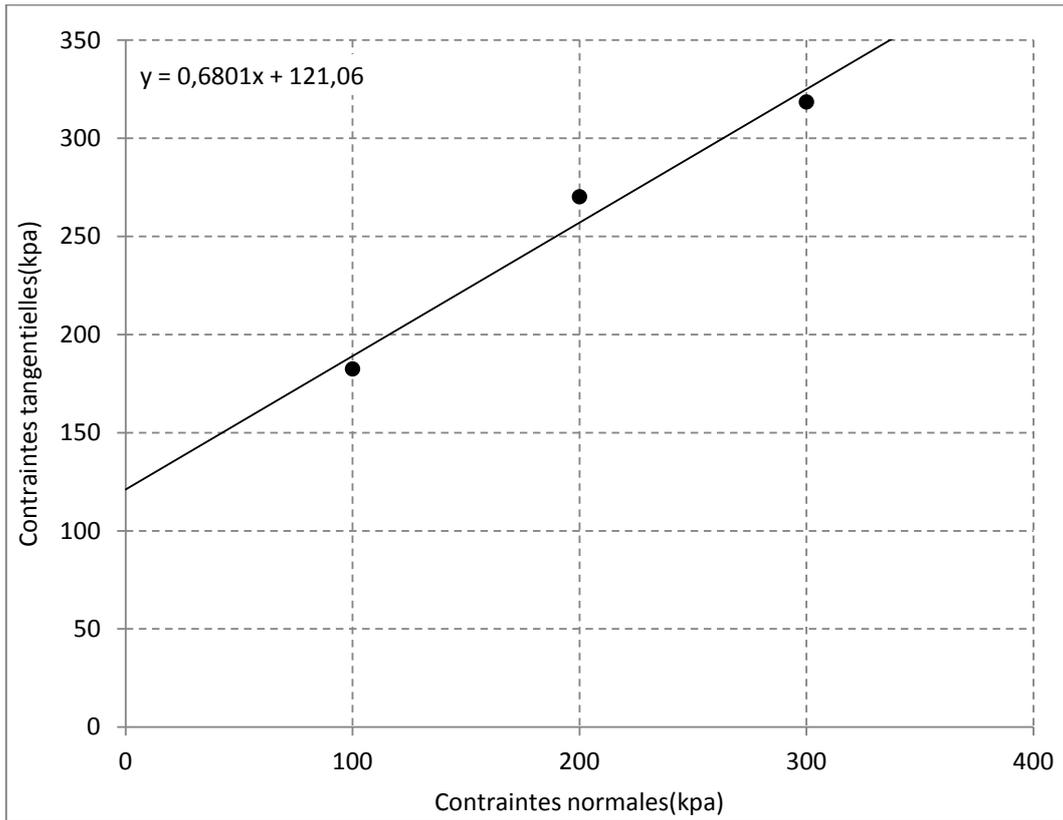


Figure VII.24: Droite intrinsèque du (GR+50% vase)

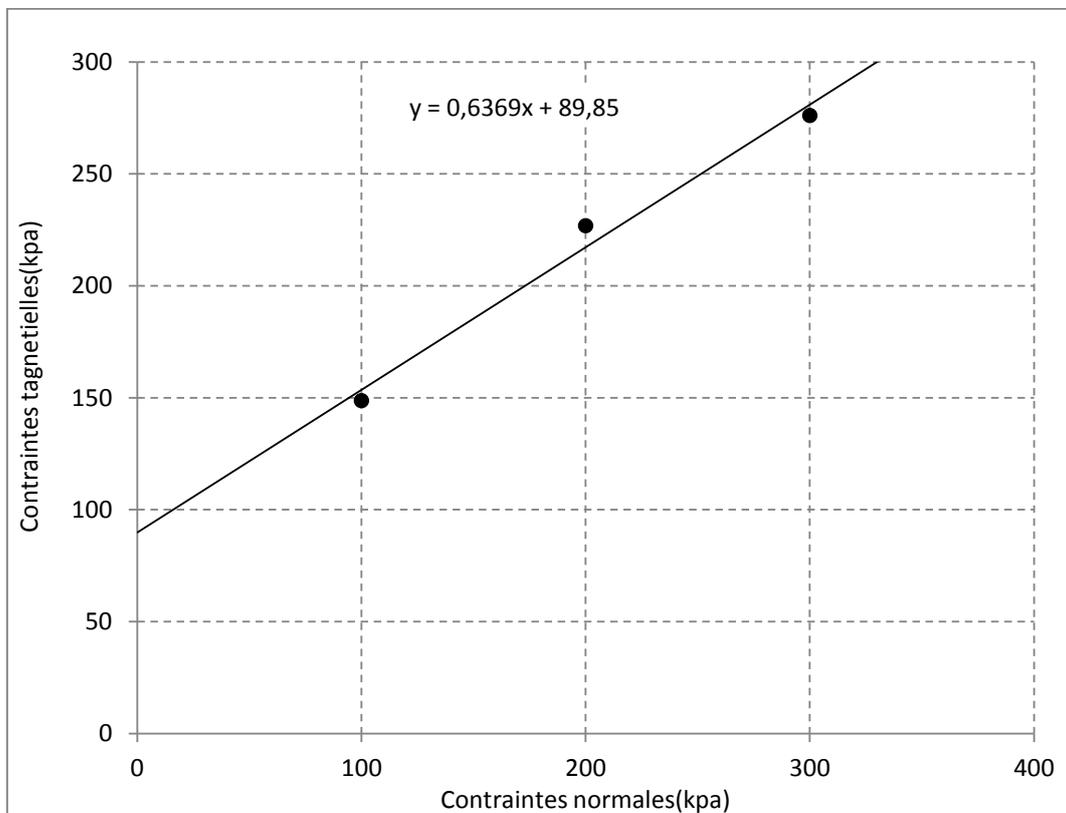


Figure VII.25: Droite intrinsèque du (GR+60% vase).

À partir des droites intrinsèques on déduit les caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés, ces dernières sont rassemblées dans le tableau (VII.1) et traduits en courbes sur les figures VII.26 et VII.27.

Tableau VII.1: Les caractéristiques intrinsèques, des mélanges étudiés.

Échantillons	Cohésions $c$ (kPa)	Angles de frottement interne $\varphi$ (°)
GR + 00% vase	9.899	37.527
GR +10% vase	72.614	36.114
GR + 20% vase	80.718	35.435
GR + 30% vase	113.88	35.719
GR + 50% vase	121.06	34.219
GR + 60% vase	89.85	32.493

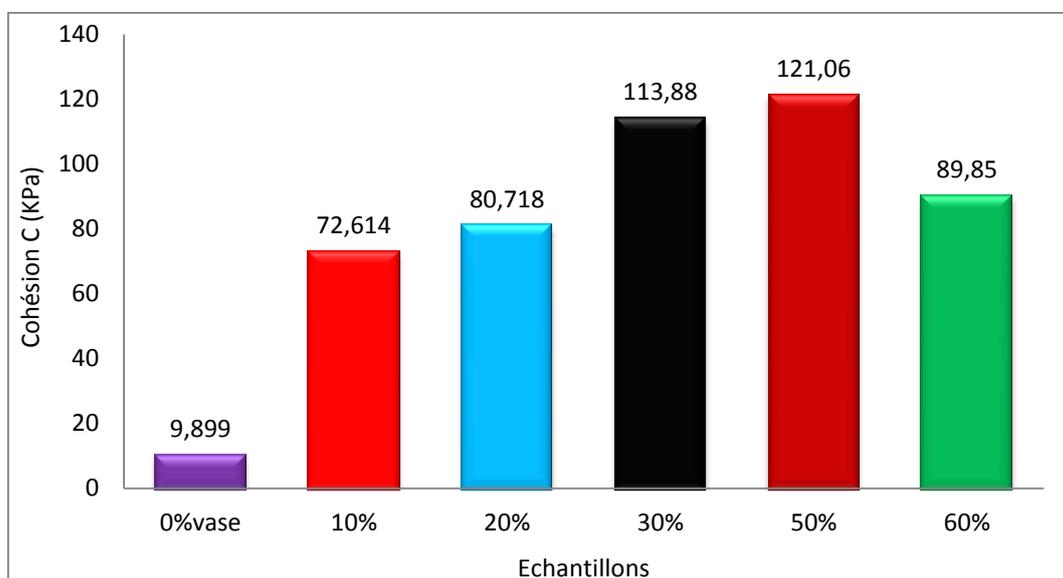


Figure VII.26: Évolution de la cohésion en fonction de le %vase ajoutée .

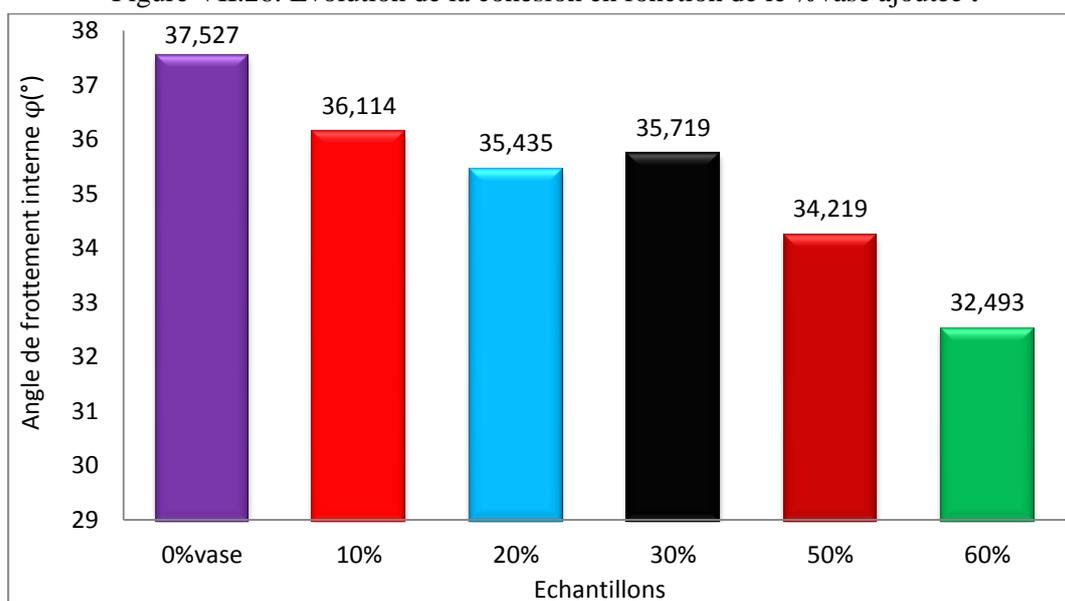


Figure VII.27: Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en vase.

Évolution de la résistance au cisaillement des mélanges en fonction de la teneur en vase

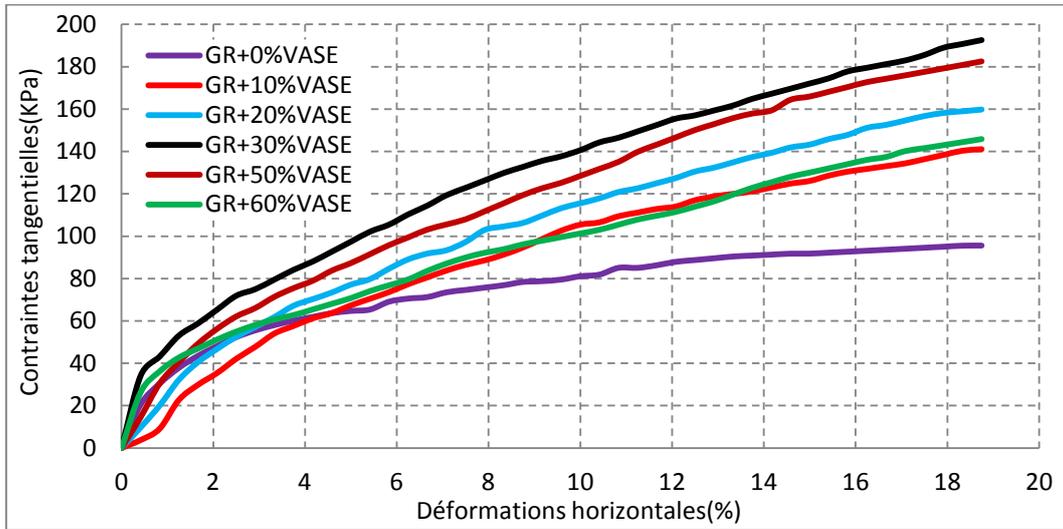


Figure VII.28 : Courbes contraintes-déformations pour  $\sigma=100\text{KPa}$ .

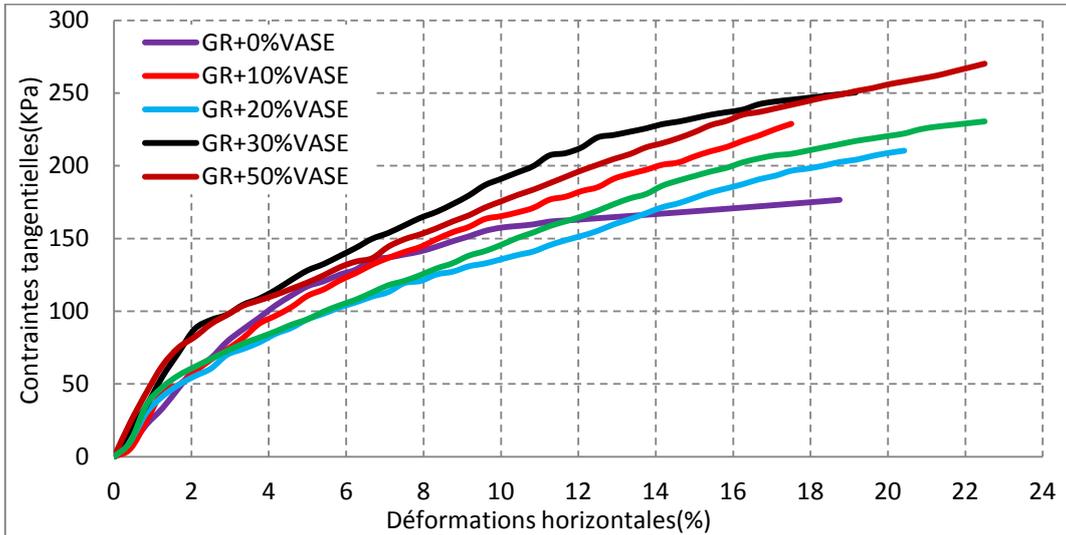


Figure VII.29 : Courbes contraintes-déformations pour  $\sigma=200\text{KPa}$ .

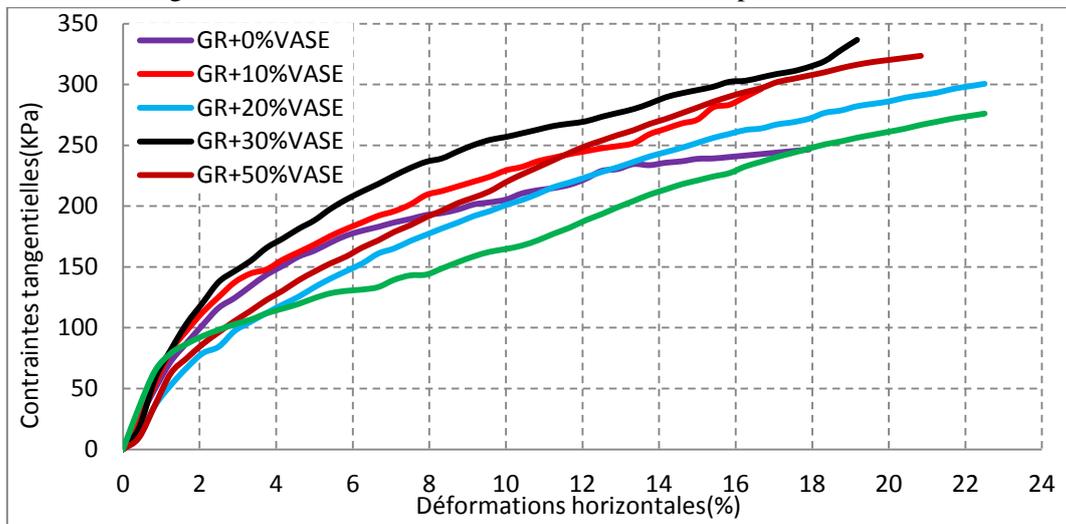


Figure VII.30 : Courbes contraintes-déformations pour  $\sigma=300\text{KPa}$ .

Évolution de la variation de volume des mélanges au cisaillement en fonction de la teneur en vase

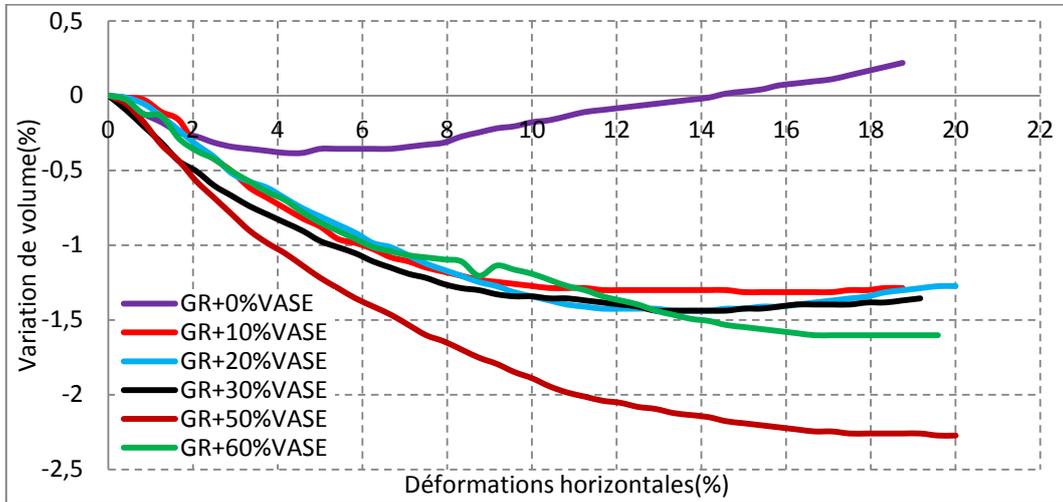


Figure VII.31: Courbes de variation de volume, pour  $\sigma=100\text{KPa}$

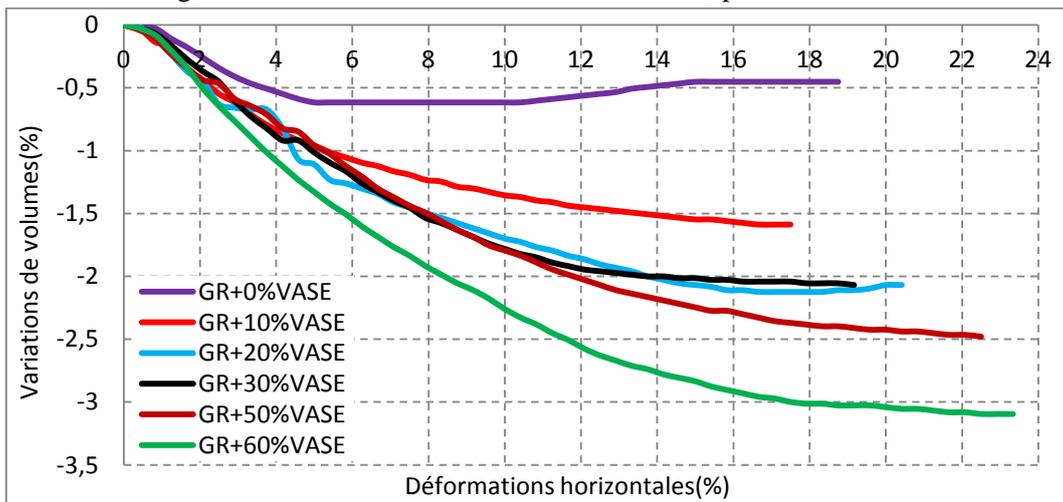


Figure VII.32: Courbes de variation de volume, pour  $\sigma=200\text{KPa}$

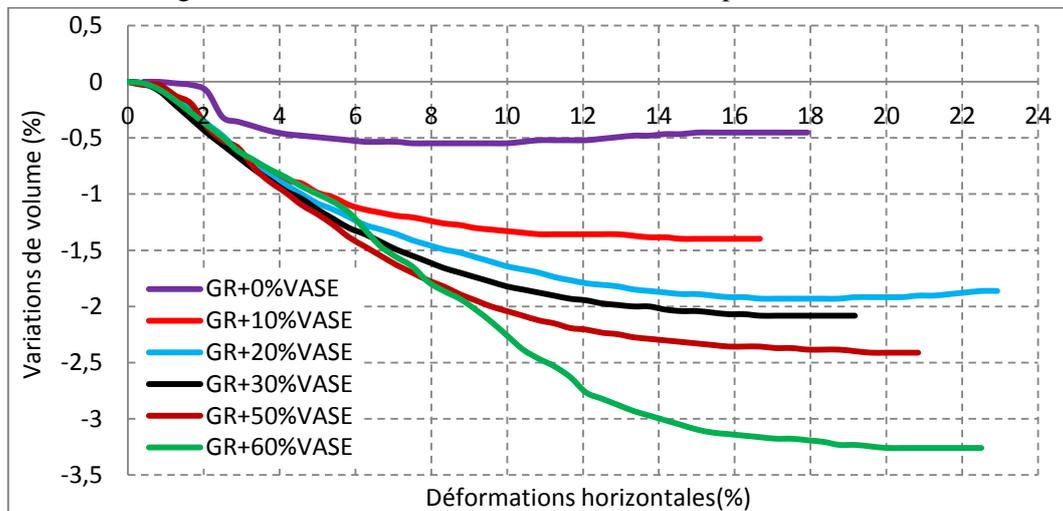


Figure VII.33: Courbes de variation de volume, pour  $\sigma=300\text{KPa}$

## 12. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus montrent que, la résistance au cisaillement des différents mélanges augmente de plus en plus avec l'accroissement de la contrainte normale appliquée. En effet, avec l'augmentation de la contrainte normale, les grains se resserrent davantage et le frottement entre eux augmente, ce qui fait accroître leur résistance au cisaillement. ( de figures VII.8 à figure VII.13).

En conséquence, le resserrement des grains diminue le volume de l'échantillon, ce qui engendre un comportement de plus en plus contractant au cours du cisaillement en fonction de l'augmentation des contraintes normales et une certaine dilatance sous de faibles contraintes. Les faibles contraintes permettent un désenchevêtrement des grains au cours de leur déplacement ce qui engendre une augmentation de son volume. (de figures VII.14 à figure VII.19).

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues ,montrent que la cohésion s'améliore progressivement avec l'ajout de vase, au- delà de 50% de vase elle diminue. Cette cohésion est liée à la teneur en fines dans le mélange. C'est ce qui explique l'augmentation de la cohésion des mélanges étudiés en passant de 9.899 KPa à 121.06 KPa.(figure VII.26).

En revanche nous constatons la diminution de l'angle de frottement interne des mélanges au fur et à mesure de l'ajout de vase cela s'explique, par la décroissance de la fraction grenue qui est génératrice du frottement.(figure VII.27).

En outre, la résistance au cisaillement est liée également à la teneur en vase dans le mélange. Néanmoins, sous différentes contraintes normales, les résultats obtenus sont légèrement dispersés et ne présentent pas une évolution complètement croissante ou décroissante de la résistance au cisaillement en fonction de la proportion de vase contenue dans le mélange. (figure VII.28., VII.29 et VII.30).

Les mêmes constatations peuvent être retenues pour la variation de volume des mélanges au cours de leur cisaillement. (figures VII.31 ., VII.32 et VII.33).

Cependant, nous avons constaté que soit avec de faibles contraintes normales (100 et 200 kPa), ou sous de fortes contraintes normales (300 kPa), la proportion de vase optimale est de 30% (figures VII.28 ; VII.29 et VII.30). Ce mélange, présente un meilleur comportement en cisaillement relativement aux autres mélanges. Ceci, se confirme effectivement par les caractéristiques mécaniques développées à 30% de vase ( $c = 113.88$  kPa et  $\phi = 35,719^\circ$ ). Ces caractéristiques, malgré qu'elles ne sont pas optimales, mais elles forment un compromis (cohésion/frottement) idéal pour développer la meilleure résistance possible en cisaillement.

En termes de variation de volume, nous avons constaté que les différents mélanges présentent généralement un comportement contractant. Cependant, les résultats sont pratiquement dispersés en fonction de la teneur en vase.

En effet, sous de faibles contraintes normales (100KPa), le mélange à 50% de vase est plus contractant (figure VII.31). Tandis que, sous de fortes contraintes normales (200 et 300 kPa), le mélange le plus contractant est à 60% de vase (figure VII.32 et VII.33 ). La vase engendre plus de fines. Ces dernières se posent au début au point de contact entre les grains ; au cours du cisaillement, elles ont tendance à occuper les espaces vides, ce qui génère une contractance apparente des mélanges à fortes teneurs en vase.

### 13. Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des mélanges étudiés, à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en vase.

L'ajout de vase, notamment à des proportions de 30 à 50% a présenté des résultats très intéressants en cisaillement relativement aux granulats routiers sans vase.

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Pour remédier au problème de l'envasement qui menace la capacité utile des barrages en Algérie, les services hydrauliques ont opté depuis plusieurs années en faveur du dévasement par dragage de plusieurs retenues. Cependant ses mêmes services se heurtent au problème des rejets des volumes considérables de vase.

Dans un esprit de développement durable et pour une bonne gestion de l'environnement, plusieurs domaines pour l'utilisation de la vase en tant que matière première et non plus comme déchet ont été ciblés, notamment, dans le domaine du génie civil.

La valorisation de la vase dans le génie civil et en particulier dans le domaine routier, peut présenter plusieurs avantages, elle permet d'une part de libérer les espaces occupés par la vase, et d'autre part de diversifier les sources de granulats afin de compenser le manque de matériaux dont souffrent certaines régions.

L'intérêt majeur qui a été à l'origine de cette étude est la possibilité de remplacer partiellement un matériau naturel habituellement utilisé dans la construction routière (granulats routier) de très bonnes caractéristiques, par un autre matériau auxiliaire dont les caractéristiques sont connues médiocres (la vase de barrage). De formuler ainsi, un nouveau matériau (mélange) pouvant répondre aux exigences des normes en vigueur.

Pour réaliser cette étude, sont reconstitués des mélanges de granulats routiers avec différentes proportions de vase (10 à 60%). Ces mélanges sont soumis d'abord à des essais d'identification, ensuite à des essais mécaniques, à savoir, les essais de compactage Proctor, les essais de portance CBR avant et après immersion et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Les principales conclusions auxquelles nous sommes parvenus sont les suivantes :

L'incorporation de la vase, notamment pour des proportions allant de 10 à 30%, améliore sensiblement la densité sèche des mélanges à des teneurs en eau acceptables. Les mélanges

présentent ainsi une meilleure aptitude au compactage. Ceci est signe d'économie de sources naturelle, notamment alluvionnaire et d'économie d'eau, considérée une denrée rare dans certaines régions.

En ce qui concerne, la portance des mélanges avant et après immersion, bien qu'elles soient plus réduites en présence de la vase, néanmoins elles restent acceptables et vérifient les exigences des normes, notamment pour des teneurs en vase ne dépassant pas les 30%. Avec des gonflements très faibles en présence d'eau considérés non nuisibles.

La résistance des granulats routiers étudiés aux chocs et à l'usure est évidemment acceptable. C'est des matériaux habituellement utilisés dans les corps de chaussées.

Les mélanges présentent des résistances très intéressantes au cisaillement direct à la boîte, marquées spécialement par des cohésions très intéressantes, en plus des angles de frottements acceptables, particulièrement, pour des teneurs en vase de 30 à 50%

Les mélanges étudiés (granulats routiers + vase) présentent ainsi des propriétés mécaniques très intéressantes sous les différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis pour un matériau de chaussée vérifiant les conditions exigées par les normes.

Cette recherche peut présenter un intérêt capital en géotechnique routière. Les résultats obtenus montrent la possibilité de réutiliser la vase de barrage dans le domaine routier. Ce travail présente également un intérêt plus vaste, notamment du point de vue environnemental.

En perspectives, nous pouvons dire que, des prolongements directs de ce travail sont à encourager, car cette étude mérite d'être complétée par d'autres essais, notamment à long terme sous l'effet d'autres sollicitations mécaniques (sollicitations cycliques, ...) et apporter des améliorations et des traitements aux liants hydrauliques si nécessaire. Elle mérite également, qu'elle soit concrétisée à l'échelle réelle, en associant les universitaires et les entreprises afin d'étudier le comportement de ces matériaux sur un tronçon de route et d'élargir éventuellement leur utilisation pour d'autres domaines de construction.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdellatif B-A, Frédéric Baillot et Menoueri K ., 2006.** Document de «la faim de l'eau» la boue dans les Barrages. Le magazine des journalistes scientifiques. Université Saad Dahleb de Blida.
- Agence de l'eau de France., 2002.** Chapitre1:Formation des sols GGC 112 C.
- Agostini Franck .,2006.** Inertage et valorisation des sédiments de dragage marins .Thèse de doctorat de l'université de Lille. Discipline : Génie Civil.
- ANB.,** Agence nationale des barrages.
- Arquie G., 1972.**Théorie générale de l'influence de la teneur en eau sur les résultats du compactage , BLPC. p. 61- 62. Vol. 179.
- Arquie G et G.MOREL.,1988.** Le compactage, p 321.
- Benkadja R.,2005.** *Colloque CMEDIMAT.* ENSET Oran (Algérie).
- Bérubé M-A.,2001.** Technologie des granulats. Notes du cours GLG-18832 : Technologie des granulats, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec.
- Biarez ., 1974.** La pratique du compactage " compte rendu.
- Bouddal O., 2007.** Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, mémoire de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Boussaid k., 2005.** Sols intermédiaire pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles. Thèse de doctorat de l'école centrale de nantes et l'université de nantes(france).
- CEBTP.,1984.**Centre expérimentale de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. France.
- Cole LW, Mack J W et Packard R.G .,1988.**Whitotopping and ultra-thin whiteotopping the us experience .8th International symposium on Concrete road, pp.203-217.
- Cordary D .,1995 .** Mécanique des sols, édition Lavoisier, Paris, janvier1995 .
- Costet J et Sanglerat G., 1981 :** Cours pratique de mécanique des sols, 1 plasticité et calcul des tassements, 3eme Edition, Dunod, Janvier 1981.
- Djedid A , Bekkouche A et Benyelles Z., 1998.**"introduction a la mécanique des sols. 1" : département de génie civil, université Tlemcen (Algérie) ., p. 5.

**Dubois Vincent., 2006** .Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins .Valorisation en technique routière. Thèse de doctorat de l'université d'Artois. Discipline : génie civil.

**Faure M, 1998.** Routes – Les cours de l'ENTPE, éditions Aleas Lyon, 1998, Tome2, pp255, ISBN 2-908016-90-7.

**Graf W., 2000.** Hydraulique Fluviale. Presse Polytechnique Romande.

**Guilbault P.,2007.**compactage et décompactage, article. : Chambre d'agriculture Giroude, 2007.vol6.

**Holtz R., Kovacs W., 1981.** An introduction to geotechnical engineering. Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.

**Holz R et Williamd Kovac . , 1991.**traduit par jean Lafleur : introduction à la géotechnique. Edition Presses Internationales Polytechnique ( aout 1991) ISBN:978-2-553-0022269.; F. Schollosser, 1997).

**Jeuffroy G .,1978.**Conceptions et constructions des chaussées , éditions Eyrolles paris ,1978.

**LCPC .,1987.**Essai de cisaillement à la boîte, méthode d'essai LPC n° 21, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées, Paris, France.

**LCPC.,1994** .Conception et dimensionnement des structures de chaussées ,guide technique lpc setra 1994.

**Lérau J., 2006.**Géotechnique1, Cours-Chapitres 1, Institut National Des Sciences Appliquées De Toulouse, 2005-2006.

**Makhaly BA.,2008.** Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussées et évaluation de leur qualité, Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies (DEA) en Géosciences Option : Environnements sédimentaires, Mention : Géotechnique, 2008.

**Neto manuelle .,2007** .Scenarios de gestion de boues de dragage de cours d'eau : rôle des bactéries dans la mobilité des polluants métalliques. Thèse doctorat à l'institut national des sciences appliquées de Lyon.

**Norme AFNOR (FD P18-011),,2009.**Béton -définition et classification des environnements chimiquement agressifs -Recommandation pour la formulation des bétons.

**Norme AFNOR (NF EN 1744 - 1), ( P 18 – 660 - 1).**Analyse chimique., Détermination chlorures solubles dans l'eau.et détermination de la teneur en sulfates.

**Norme AFNOR (NF EN 18-572),,1990.**Granulats .Essai d'usure micro deval .Décembre 1990.

**Norme AFNOR (NF EN 18-573),,1990.**Granulats .Essai Las Angeles .Décembre 1990.

- Norme AFNOR (NF P18-598), 1991.** Granulats -équivalent de sable .Expérimental . Octobre 1991.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 047), 1998.** Détermination de la teneur pondérale en matière organique – Méthode par calcination. Décembre 1998.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 048), 1996.** Détermination de la teneur en carbonate – Méthode du calcimètre. Octobre 1996.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 050), 1995.** Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux ,méthode par étuvage. Septembre 1995.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 051), 1993.** Détermination des limites d'Atterberg; limite de liquidité à la coupelle- limite de plasticité au rouleau .Mars 1993.
- Norme AFNOR (NF P 94 -054), 1991.** Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Octobre 1991.
- Norme AFNOR (NF P94-056), 1996.** Analyse granulométrique par tamisage à sec après levage .Mars 1996.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 078), 1997.** Indice CBR après immersion, indice CBR immédiat, indice portant immédiat. Mai 1997.
- Norme AFNOR (NF P 94 - 093), 1999.** Détermination des références de compactage d'un matériau .Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié ,octobre 1999.
- Norme AFNOR (NF P 94-71 - 1), 1994.** Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : Cisaillement direct. Août 1994.
- Oumrani N ., 2009 .** Influence des sédiments sur la stabilité d'un barrage en exploitation cas du barrage CHEURFAS II : mémoire de magister 2008-2009.
- Pouteau B., Balay JM., Chabot A et Larrad F., 2004.** Fatigue test and mechanical study of adhesion between concrete and asphalt. 9th international symposium on concrete roads , Istanbul turkey 2004.
- Proulhac N., Kerlann., 2006 .** Rapport Final du Schéma Directeur de gestion et de valorisation des sédiments de dragage de Rouen et Tancarville. Département de La Gironde .Bassin d'Arcachon.
- Remini B., 1997.** Envasement des Retenues de barrages en Algérie. Mécanisme et moyen de lutte par la technique du Soutirage. Doctorat d'état, E.N.P, Mars, 342 pages.
- Remini B., Avenard J M et Kettab A., 1997.** Livre de l'envasement des barrages pages 5 à 89.

- Remini B., Avenard J M et Kettab A., 1997.** La technique du soutirage en Algérie: un moyen de lutte contre l'envasement des retenues de barrages. Revue Technique Sciences et Méthodes no 3, mars, pp. 69-76.
- Remini B, Hallouche W., 2005.** Prévission de l'envasement dans les barrages du Maghreb .Larhyss journal , ISSN1112-3680,n° 04,juin 2005,pp.60-80.
- Remini B., Hallouche W et Achour B., 2009.** L'Algérie : Plus d'un siècle de désenvasement des barrages. L'état des ressources en eau du Maghreb en 2009. UNESCO. p : 123-142.
- Remini B ., Remini W .,2003.**La sédimentation dans les barrages de l'Afrique du nord. Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n° 02, Juin 2003, pp. 45-54.
- Robitaille V .,Tremblay D., 1997 .**Mécanique des sols, théorie et pratique, Edition Modulo, 1997, Canada.
- Roland Boutin .,2000.** livre de dragage et rejets en mer les produits de types vase.
- Roose E.,1994.**Introduction à la GCES. Bulletin pédologique FAO,420p.
- Semcha Abdelaziz., 2006 .**Valorisation des sédiments de dragage : applications dans le BTP, cas du barrage de FERGOUG .Thèse de doctorat de l'université de Reims Champagne-Ardenne. Discipline : génie civil shrinking and mudrock break down. Clay minerals, pp. 235-260.
- Sidi Adda Mustapha.,2005.** Modélisation de l'envasement des retenues de barrages, mémoire de magister a USTO ORAN.
- Silwerbrand J., Whitetoppings.,1998.**8th international symposium on concrete road 1998.pp139-148.
- Tchouani Nana J M .,1999.** Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols).Institut Internationl d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.
- Tchouani Nana J M., Callaud., 2004.** - Cours de mécanique des sols, Tome 1 : Propriétés des sols - 137 pages.
- Tractebel engineering., 2002.** Barrage de Taksebt sur l'oued Aissi .Agence nationale des barrages. monographie volume 1a-texte ,chapitre 1à9. Mars 2002.
- Tran Ngoc Thanh., 2009.** Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière, Thèse de doctorat de l'université d'Artois. Spécialité : Génie Civil , Volantes Dans le domaine Routier (Terrassements et couches de chaussées).

**USCS.**, united system class soil., système unifié de classification des sols.

**Vanoni V.A., 1977.** Sedimentation engineering. ASCE, Hydraulic Division.

**Xavier Lurton., Dugelay S., Augustin J M.,1994.** Analysis of multibeam echo-sounder signals from the deep seafloq Proc. IEEE Oceans'94, vol. III, pp 213-2 18, 1994.