

## TABLE DES MATIERES

### Avant – Propos

### Introduction Générale.....1

### 1<sup>ère</sup> Partie : Synthèse bibliographique

#### Chapitre 1. - Généralités sur les granulats routiers.....4

1. - Définitions et présentation générale.....	4
2. - Nomenclature et Classification.....	4
3. - Les fuseaux granulométriques.....	4
4. - Les différentes approches pour l'étude des matériaux non liés.....	5
5. - Caractéristiques géométriques des granulats routiers.....	6
5.1. - Etat de surface des granulats.....	6
5.2. - Angularité des granulats.....	6
5.3. - La forme des granulats.....	7
6.4. - La granularité des granulats.....	7
6. - Le Compactage des matériaux.....	7
7. - Dimensionnement des structures de chaussées.....	8
7.1. - Les modèles empiriques et semi empiriques de dimensionnement.....	9
7.2. - Les méthodes rationnelles de dimensionnement.....	11

#### Chapitre 2. - Rhéologie des matériaux granulaires.....13

1. - Interaction entre les grains.....	13
2. - Ecoulement des grains en cisaillement plan homogène.....	13
2.1. - Les régimes d'écoulement.....	14
2.2. - Les lois de comportement.....	14
3. - Comportement expérimental des matériaux granulaires.....	15
3.1. - Notion de résistance au cisaillement.....	15
3.2. - Evaluation du comportement mécaniques des graves non traitées avec le triaxial à chargement répété.....	18
3.3. - Conclusion.....	19

#### Chapitre 3. - Mélange et compacité granulaires.....20

1. - Les mélanges granulaires.....	20
1.1. - Les mélanges binaires.....	20
1.2. - Les mélanges ternaires.....	21
2. - La compacité granulaire.....	22
2.1. - Mélange de deux granulats secs.....	22
2.2. - L'effet de paroi.....	23
2.3. - L'effet d'interférence.....	24
2.4. - Conclusion.....	25

### 2<sup>ème</sup> Partie : Identification et Caractéristiques des matériaux - Evaluation de la qualité

**Chapitre1. - Esquisses géologiques de la Presqu'île du Cap-Vert.....28**

Introduction.....28

1. - Les formations basaltiques.....28

2. - Les formations calcaires.....28

3. - Les Silexites.....29

**Chapitre2. - Les caractéristiques mécaniques des granulats.....30**

1 - Essais caractéristiques de la fabrication.....30

1.1. - Analyse granulométrique.....30

1.2. - Le coefficient d'aplatissement.....32

1.3. - L'Equivalent de Sable.....33

2. - Les essais caractéristiques des propriétés intrinsèques.....34

2.1. - Masses volumiques.....34

2.2. - Résistance à l'usure et aux chocs.....35

2.2.1. - Essai Los Angeles.....35

2.2.2 - Essai Micro - Deval.....35

3. - Essai Proctor - Essai CBR.....35

**Conclusion générale et Discussions.....40**

**REFERECES BIBLIOGRAPHIQUES**

# Introduction Générale

La conception et le dimensionnement d'une chaussée s'appuient essentiellement sur trois critères :

- la portance de la plate-forme,
- la qualité des matériaux utilisés en couches de chaussée ;
- le niveau du trafic.

Les caractéristiques des matériaux constituant les assises des chaussées doivent répondre à certaines exigences minimales de qualité. En ce qui concerne le corps de la chaussée plusieurs catégories de matériaux peuvent être utilisées. Cependant, les ingénieurs routiers, par souci d'économie, sont contraints de tenir compte des distances de transport et des moyens d'exploitation des gisements. Ceci les a amené à utiliser des matériaux très particuliers ou présentant des qualités inférieures et cela dans toutes les couches du corps de chaussée.

En Afrique tropicale et équatoriale, les formations latéritiques représentent les plus abondantes ressources de matériaux «économiquement» disponibles. Ces matériaux une fois extraits sont livrés directement aux clients sans subir de traitements industriels, ce qui réduit leur coût. Au Sénégal on a toujours compté sur ces formations latéritiques pour réaliser les assises de chaussées. Cependant il est important d'attirer l'attention des concepteurs de chaussées sur un certain nombre de constats effectués :

- le niveau du trafic et le nombre de poids lourds ne cessent de croître (augmentation généralisée du trafic aussi bien du point de vue nombre de cycles que de la charge à l'essieu), ce qui se traduit par une augmentation des exigences de la qualité du matériel,
- Une demande de plus en plus importante en matériaux de construction ;
- La raréfaction des matériaux latéritiques de qualité satisfaisants aux spécifications.

Face à cette situation, les ingénieurs routiers font appel, souvent aux liants hydrauliques comme le ciment pour améliorer ou stabiliser la latérite crue. Cependant il est à noter que ces mélanges posent des problèmes aussi bien dans leur mise en œuvre que dans leur comportement mais aussi du fait du coût élevé du ciment.

C'est ainsi que des réflexions sont menées allant dans le sens d'utiliser d'autres types de matériaux pour le corps de chaussée notamment en couche de base où les exigences sont plus sévères. Parmi ces solutions on peut citer :

- l'utilisation du Tout-venant de Basalte 0/31,5 en couche de fondation au niveau de Colobane sur l'autoroute à p ayage Patte d'Oie-Malick Sy, par l'entreprise Jean Lefebvre Sénégal.
- l'utilisation de la Grave-Bitume (GB : Basalte concassé 0/20 stabilisé au liant hydrocarboné) comme couche de base sur l'autoroute Patte d'oie-Malick SY.
- l'utilisation de la Grave Reconstituée Humidifiée (GRH) de basalte 0/31,5 en couche de base au niveau de la route Patte d'oie-Aéroport et sur la Voie de Dégagement Nord (VDN).
- les études effectuées sur les possibilités d'utilisation du concassé calcaire de Bandia.
- les études sur le granulat type Silexite.

Ainsi, dans le but de diversifier les solutions techniques à apporter à la réalisation des corps de chaussées, il est présenté, dans ce mémoire, les résultats et analyses relatives sur les possibilités d'utilisation des granulats concassés de Basalte, Calcaire et Silexite en couches d'assise de chaussée.

Ce mémoire comporte deux parties :

La première partie est essentiellement consacrée à l'étude bibliographique. Elle commence par des généralités sur les caractéristiques géométriques principales des granulats routiers et leur influence sur les propriétés mécaniques des matériaux. Une étude est faite sur le compactage et les méthodes de dimensionnement des chaussées. Dans cette partie nous avons mis l'accent sur la rhéologie et le comportement mécanique des matériaux granulaires. Cette partie se termine par une étude sur la compacité et les mélanges granulaires.

La deuxième partie est une étude expérimentale. Elle comporte les résultats des essais d'identifications des caractéristiques physiques et mécaniques des différents types de granulat et la discussion de ces résultats par comparaison avec les spécifications et normes appliquées au Sénégal.

Nous terminerons cette étude par une conclusion générale et des discussions sur les critères de spécification technique pour une meilleure optimisation des caractéristiques géotechniques des granulats concassés.

---

# **1<sup>ère</sup> Partie**

## **Synthèse bibliographique**

---

# Chapitre 1. - Généralités sur les granulats routiers

## 1. - Définitions et présentation générale

La norme française définit le granulat comme un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 80 mm, destiné notamment à la confection des mortiers et des bétons ainsi qu'à celle des couches de roulement, de base et de fondation des chaussées et aux voies ferrées.

Ils sont appelés fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballast suivant leurs dimensions.

Les granulats peuvent être d'origines diverses :

- Naturelle comme les alluvions ou les formations résiduelles,
- Provenir du concassage des roches massives comme le basalte, le calcaire, les grès ;
- Artificiels ou provenant de sous-produits industriels.

## 2. - Nomenclature et Classification

La norme française définit la classification des granulats d'après les dimensions de leurs grains exprimée en ouvertures de tamis à mailles carrées en millimètres.

Un granulat est dit :

- $d/D$  s'il satisfait aux conditions suivantes :  
Refus sur le tamis de maille  $D$  et tamisât au tamis de maille  $d$ , compris :
  - entre 1 et 15 % si  $D > 1,58d$ ,
  - entre 1 et 20 % si  $D \leq 1,58d$ .Refus nul sur le tamis de maille  $1,58D$ , tamisât au tamis de maille  $0,63d < 3\%$ ,  $d$  étant  $\geq 0,5\text{mm}$ .
- $0/D$  s'il satisfait aux conditions suivantes :  
Refus sur le tamis de maille  $D$  compris entre 1 et 15 %,  
Refus nul sur le tamis de maille  $1,58D$ .

Il existe six classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes  $d$  et  $D$  des granulats rencontrés :

- les fillers  $0/D$  avec  $D < 2\text{ mm}$  et au moins 70 % de passant à  $0,063\text{ mm}$ ,
- les sablons  $0/D$  avec  $D \leq 1\text{ mm}$ , et moins de 70 % de passant à  $0,063\text{ mm}$  ;
- les sables  $0/D$  avec  $1 < D \leq 6,3\text{ mm}$  ;
- les graves  $0/D$  avec  $D > 6,3\text{ mm}$  ;
- les gravillons  $d/D$  avec  $d \geq 1\text{ mm}$  et  $D \leq 125\text{mm}$  ;
- les ballasts  $d/D$  avec  $d \geq 25\text{ mm}$  et  $D \leq 50\text{ mm}$ .

La norme française distingue deux types de Graves non traitées (GNT), selon leur mode d'élaboration :

- GNT type A obtenue en une seule fraction directement sur une installation de criblage et concassage, permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 %.
- GNT type B obtenue par mélange de deux (ou plusieurs) fractions granulométriques différentes. Elles sont malaxées et humidifiées en centrale, permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 % pour la catégorie B1 et 82 % pour la catégorie B2. Ce type de GNT permet d'obtenir une meilleure qualité de mise en oeuvre.

## 3. - Les fuseaux granulométriques

Bien qu'elle soit appliquée dans ce paragraphe à la granulométrie, elle doit être étendue à l'ensemble des propriétés des granulats (Equivalent de sable, etc.). Le fuseau granulométrique est la zone délimitée par deux courbes granulométriques enveloppes. On distingue :

- Le fuseau de spécification propre à la technique considérée, qui définit la zone dans laquelle doit se situer les fuseaux de tolérance.

- Le fuseau de fabrication, qui contient 95 % des courbes granulométriques du matériau fabriqué. Un fuseau de fabrication est entièrement inclus dans le fuseau de régularité. Sa définition requière au moins 15 valeurs afin d'être suffisamment représentatif et est établi par le producteur de granulats.
- le fuseau de régularité, ou de tolérance, qui définit l'étendue de la zone dans laquelle doit se situer 95 % des courbes obtenues au cours du contrôle.

#### **4. - Les différentes approches pour l'étude des matériaux non liés**

En fonction de l'échelle d'observation, il y a différentes approches qui peuvent être adoptées pour la détermination et l'étude des caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussées.

##### **4.1. - L'approche microscopique**

L'observation pour cette approche se fait à l'échelle des granulats. On observe les caractéristiques géométriques et physiques des grains (Gidel, 2001 et Habiballah, 2005).

Les observations à relever à l'échelle granulaire afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de la grave non traitée sont les suivantes :

- Les caractéristiques liées à la géométrie globale des grains : la granularité, la taille des grains et leur forme,
- Les caractéristiques liées à l'état de surface sont généralement la rugosité, l'angularité et la forme des grains ;
- Les caractéristiques mécaniques des grains sont évaluées selon leurs duretés et leurs résistances. La dureté des granulats est un facteur à prendre en compte dans la classification des matériaux non liés des chaussées souples. En absence de liant, les granulats sont amenés à supporter plus d'efforts d'attrition et de fragmentation. La résistance à ce genre d'agression repose sur la nature minéralogique des granulats. Cette résistance est mesurée par l'essai Los Angles (LA) et par l'essai Micro-Deval en présence d'eau.

##### **4.2. - L'approche macroscopique**

L'échelle de l'observation est celle d'un échantillon homogène dont les dimensions sont suffisamment supérieures au diamètre maximal des grains afin de pouvoir assimiler l'échantillon à un milieu continu (Gidel, 2001 et Habiballah, 2005). Grâce à cette approche, il est facile de simuler des sollicitations et de relever les réponses de l'échantillon. Cette approche est l'une des bases des méthodes de dimensionnement rationnel des chaussées. Parmi les essais utilisés, il y a l'essai CBR (Californian Bearing Ratio) et l'essai triaxial à chargements répétés (TCR).

##### **4.3. - L'approche globale**

Pour cette approche, l'observation des phénomènes se fait à l'échelle des couches (Gidel, 2001 et Habiballah, 2005). Elle permet l'étude du comportement de l'ensemble d'une structure de chaussée en prenant en compte les conditions in situ non réalisables dans les deux premières approches. Dans le cas des chaussées souples, l'approche globale de l'étude du comportement mécanique des matériaux à l'échelle des couches est basée sur la mesure de la déformation verticale en surface de la chaussée. La méthode réglementaire consiste en une évaluation globale de l'état de la structure et du sol support à partir de la comparaison de la déflection mesurée avec des seuils prédéfinis (*exemple de la structuration du code de calcul Alizé 3*). L'approche globale s'appuie sur des essais réalisés sur l'ensemble chaussée-sol support, notamment l'essai de plaque statique et cyclique, la dynaplaque, le manège de fatigue et les chaussées instrumentées.

## **5. - Caractéristiques géométriques des granulats routiers (Tourenq et Denis, 1982 in Gaye, 1995)**

Les matériaux constituant les différentes couches d'une chaussée peuvent être des matériaux concassés ou roulés. Cependant, afin de disposer d'un angle de frottement le plus fort possible, il est nécessaire d'exiger un indice de concassage d'autant plus élevé que le trafic est plus important et la charge légale à l'essieu plus lourde.

Les caractéristiques géométriques principales des granulats routiers sont : l'état de surface, l'angularité, la forme et la granularité.

### **5.1. - Etat de surface des granulats**

Dans le cas des roches polycristallines ( $\varnothing > 1 \text{ mm}$ ), la rugosité dépend de la structure de la roche. Si le grain est monominéral ( $\varnothing < 1 \text{ mm}$ ), la surface est généralement lisse.

Pour les roches polycristallines, la rugosité dépend de la dimension «  $d$  » des cristaux. Plus une roche a un « grain fin », plus sa cassure est lisse. Par contre, les roches à « gros grain » ont toujours des surfaces rugueuses.

L'état de surface des grains joue un rôle au niveau de la maniabilité des matériaux, de la stabilité des assises non traitées et de la microrugosité des couches de surfaces. Cependant, l'action du trafic tend à polir la surface des grains, mais il est admis qu'une bonne microrugosité assure généralement une bonne adhérence à faible vitesse.

### **5.2. - Angularité des granulats**

Elle joue un rôle important pour les gravillons de la couche de roulement, en améliorant l'adhérence, et pour ceux des assises de chaussée, dont elle améliore la stabilité.

Pour un granulat de roche massive, elle est égale à 100 %.

Pour un granulat d'origine alluvionnaire, elle est définie par deux données :

- l'indice de concassage  $IC$ , proportion en poids d'éléments supérieurs à la dimension  $D$  du granulat élaboré,
- le rapport de concassage  $RC$ , rapport entre  $d$  du matériau soumis au concassage et  $D$  du granulat obtenu.

Pour les assises de chaussées non traitées l'angularité favorise les propriétés mécaniques en augmentant l'angle de frottement interne : celui-ci augmente d'environ  $12^\circ$  dans un essai triaxial quand on passe des billes de verre entièrement roulées aux billes de verre concassées.

Pour les couches de roulement, ce facteur favorise l'adhérence pneumatique, la rupture du film d'eau et le drainage.

La maniabilité et la compactibilité sont également liées à l'angularité : le déplacement relatif des grains et leur mise en place sont facilités lorsqu'ils sont arrondis.

### **5.3. - La forme des granulats**

Elle joue un rôle important à la fois pour les granulats de la couche de roulement, des gravillons plats ayant tendance à se coucher au moment du compactage, et pour les matériaux d'assise, des granulats plats ou allongés réduisant la compacité et la stabilité.

Elle a aussi une grande influence sur les caractéristiques mécaniques des matériaux (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentation dynamique).

cubes, sphères	trois dimensions à peu près égales (bonne compacité)
plaquettes	une dimension beaucoup plus petite que les deux autres (mauvaise compacité)
aiguilles	une dimension beaucoup plus grande que les deux autres (très mauvais compacité)

**Tableau 1. - Formes des granulats.**

#### **5.4. - La granularité des granulats**

Elle caractérise la répartition du granulat en tranches dimensionnelles. La granularité a une importance primordiale car elle permet d'obtenir une compacité maximale et d'éviter la ségrégation au moment de la mise en œuvre.

La granularité que l'on peut maîtriser et optimiser pour tous les matériaux, apparaît comme le recours le plus général pour corriger les autres caractéristiques géométriques des granulats et dans une certaine mesure une résistance mécanique déficiente.

### **6. - Le Compactage des matériaux (Kabre, 1991 in Gaye, 1995)**

#### **6.1. - Définition**

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et organiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage *in situ*).

#### **6.2. - Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages**

Le compactage met le matériau dans un état suffisamment serré de telle sorte qu'un tassement ultérieur soit impossible ou peu important. Les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuant ainsi l'attrition. En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides.

Le compactage entraîne une élévation des caractéristiques mécaniques. En effet, le resserrement des grains augmente le nombre de contact entre eux et par conséquent leur frottement. L'angle de frottement interne et la cohésion en sont accrus. Il y a également augmentation considérable du module de déformation.

#### **6.3. - Les paramètres influents du compactage**

##### **○ La teneur en eau**

L'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor.

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 spécifique sec  $\gamma_d$  en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui présente un maximum appelé Optimum Proctor séparant de gauche à droite la branche sèche et la branche 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 (Branche sèche). Par contre lorsque la teneur en eau est élevée (Branche 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.

### ○ La nature du matériau

Le comportement et les sollicitations développés par les matériaux sont plus ou moins fonction de leur nature. De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques.

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Ces matériaux sont peu sensibles à l'eau mais il est souvent difficile d'améliorer leurs caractéristiques (Energie de compactage à fournir plus importante).

### ○ L'énergie de compactage

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues.

Khaye, Morel et Machet (1979) *in* Gaye (1995) montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage.

Martinez (1980) *in* Gaye (1995) remarque que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui n'atteignent pas les charges de rupture peut être de trois types :

- Adaptation : l'énergie dissipée et la déformation permanente est nulle et la réponse du matériau est réversible et élastique,
- Accommodation : les déformations permanentes sont stabilisées et l'énergie dissipée n'est pas nulle (phénomène d'hystérésis). La réponse réversible est non linéaire ;
- Rochet : l'énergie dissipée et les déformations permanentes augmentent avec la sollicitation jusqu'à la stabilisation ou la rupture (déformation plastique).

### ○ L'angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines

Des matériaux très anguleux se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage.

Arquie et Morel (1988) *in* Gaye (1995) montrent qu'un matériau ayant une bonne granularité aura une densité maximale plus élevée qu'un matériau creux ou ayant un excès de sable.

Kabre (1991) *in* Gaye (1995) indique que la compacité augmente avec le coefficient

$$\text{d'uniformité } C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}.$$

$D_{60}$  et  $D_{10}$  sont les diamètres des tamis qui laissent passer respectivement 60 % et 10 % du matériau.

Morel et Machet (1980) *in* Gaye (1995) trouvent que pour une énergie de compactage donnée, l'indice des vides décroît avec le pourcentage d'éléments fins ( $< 80\mu\text{m}$ ).

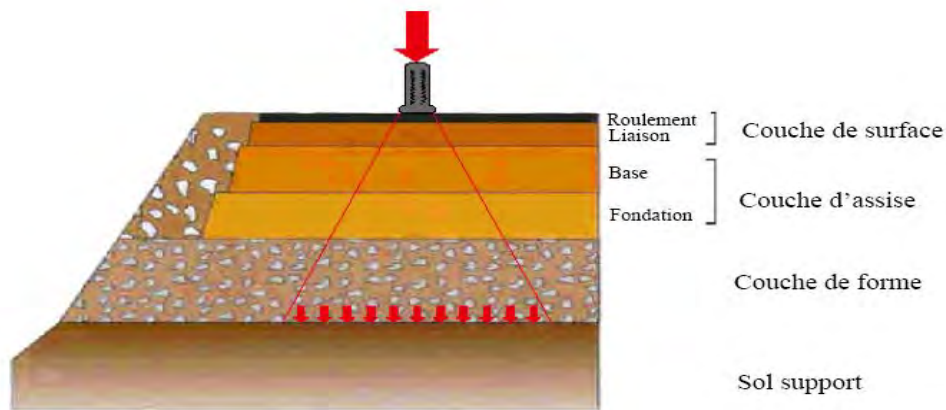
### ○ Le sol-support

Pour une même épaisseur de matériau, un support plus rigide conduit à des densités plus élevées. Les sollicitations développées par un rouleau vibrant sont considérablement influencées par les caractéristiques du sol-support.

## 7. - Dimensionnement des structures de 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 la répartition latérale des contraintes dues à des charges roulantes en surface afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel.

La structure de la chaussée est constituée du bas vers le haut de la Plate-forme (éventuellement surmontée d'une couche de forme), de l'assise et de la couche de surface.



**Fig. 1.** - Structure de chaussée type et répartition des contraintes [Guide technique SETRA (1994)].

La plate-forme constitue le support sur lequel repose la chaussée. Elle est constituée du sol support (déblai ou remblai, sol en place ou rapportée) désigné dans sa zone supérieure (sur 1m d'épaisseur environ), par le terme Partie Supérieure des Terrassements (PST), et dont la surface constitue l'arase de terrassement ; et d'une couche de forme éventuelle.

L'assise est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

Eventuellement on peut trouver, entre la plate-forme et la fondation une sous-couche.

La couche de surface est la couche supérieure de la chaussée. Elle est constituée de la couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, et le cas échéant, d'une couche de liaison, intermédiaire entre les couches d'assise et la couche de roulement qui permet d'assurer une bonne adhérence entre la couche de base et la couche de roulement.

### 7.1. - Les modèles empiriques et semi empiriques de dimensionnement

Ces modèles sont fondés sur une observation expérimentale des chaussées et de leur comportement sous trafic. Il existe plusieurs méthodes empiriques et semi empiriques parmi lesquelles nous avons l'habitude de citer la méthode du CBR et celle du CEBTP.

#### 7.1.1. - La méthode du CBR

Elle est basée d'une part sur la résistance au poinçonnement du sol de fondation, résistance appréciée par un essai normalisé le, CBR, et d'autre part sur la théorie de Boussinesq donnant la répartition en profondeur des pressions verticales.

On considère un massif homogène, isotrope et élastique limité par un plan horizontal et de dimension infinie. Si l'on applique à la partie supérieure du massif une charge verticale  $P$  répartie uniformément sur un cercle de rayon  $R$ , il en résulte sur un plan horizontal situé à une profondeur  $z$ , une pression verticale  $\sigma_z$ .

A la profondeur  $z = e$  correspondant par exemple à l'épaisseur de la chaussée, la pression  $\sigma_e$  qui s'exerce sur le sol de fondation doit être inférieure à la résistance au poinçonnement  $I$  de ce sol.

$$\sigma_e = KI \text{ (K coefficient de sécurité tenant compte du caractère empirique de l'essai).}$$

Ceci a permis d'établir des abaques donnants, en fonction du CBR, l'épaisseur nécessaire du corps de chaussée.

### 7.1.2. - La méthode proposée par le CEBTP pour les pays tropicaux

Cette méthode s'appuie sur les principes de bases suivantes :

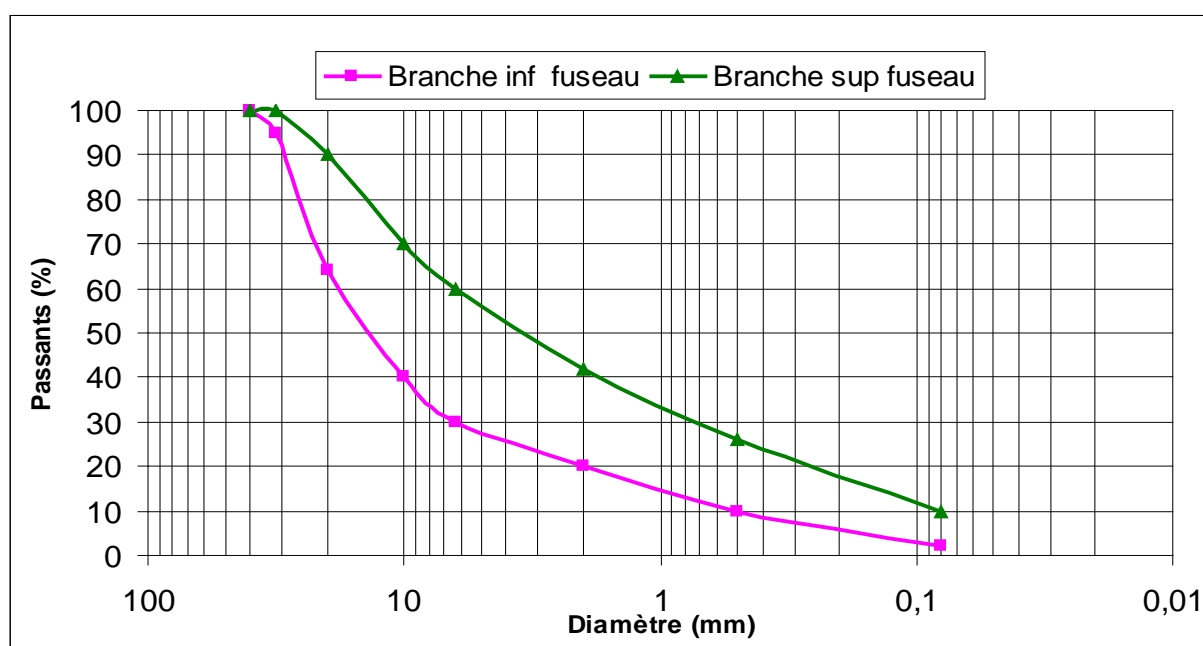
- Dans le cas des chaussées souples, l'indice portant de la Plate-forme et l'intensité du trafic déterminent l'épaisseur totale de la chaussée,
- Dans le cas des chaussées à assise traitée donc susceptibles d'une rupture en traction, le dimensionnement précédant qui vise uniquement à éviter le poinçonnement de la forme, doit être complété par une analyse théorique pour s'assurer que les contraintes de traction à la base des couches rigidifiées sont compatibles avec les performances des matériaux.

Essieu équivalent de 13 tonnes	Essieu équivalent de 8,2 tonnes	Classes de Plate-forme d'après Le CEBTP	
$T_1 < 5.10^5$	$T_1 < 3.10^6$	5 < CBR	S1
$5.10^5 < T_2 < 1,5.10^6$	$3.10^6 < T_2 < 10^7$	5 < CBR < 10	S2
$1,5.10^6 < T_3 < 4.10^6$	$10^7 < T_3 < 2,5.10^7$	10 < CBR < 15	S3
$4.10^6 < T_4 < 10^7$	$2,5.10^7 < T_4 < 6.10^7$	15 < CBR < 30	S4
$10^7 < T_5 < 2.10^7$	$6.10^7 < T_5 < 10^8$	CBR > 30	S5

**Tableau 2. -** Classes de trafic équivalent et de plate forme (CEBTP, 1984).

### Spécifications du CEBTP pour couches de bases des chaussées : cas des concassés 0/d

- Indice portant CBR à 95% de l'OPM et après 4 jours d'imbibition supérieur à 80,
- Fuseau 0/31.5 ;



**Fig. 2. -** fuseau 0/31.5 Concassés 0/d (CEBTP, 1984)

- Pourcentage de fines compris entre 2 et 10 % ;
- Equivalent de sable (ES) :

ES supérieur ou égal à 30 pour trafic T1 - T2,

ES supérieur ou égal à 40 pour trafic T3 - T4 ;

- Porosité :  $n = 100 \times \left(1 + \frac{\gamma_{d_{\max}}}{\gamma_s}\right) < 15\%$  ;
- Les résistances exigées pour les granulats constitutifs de la couche de base sont :
  - Los Angeles inférieur ou égal à 45 (T1 – T3) ou à 30 (T4 – T5),
  - Micro-Deval inférieur ou égal à 15 (T1 – T3) ou à 12 (T4 – T5).

## 7.2. - Les méthodes rationnelles de dimensionnement

Ces méthodes sont basées sur les comportements élastiques et viscoélastiques des matériaux et donnent, en fonction de la géométrie du pneumatique, de l'épaisseur et des rapports de modules des différentes couches de la chaussée, la valeur des contraintes soit de compression, soit de traction aux différentes interfaces.

Les contraintes et les déformations sont calculées au niveau de chaque couche par :

$$\sigma_z^{adm} = \frac{0,3 \times CBR}{1 + \log N} \quad \text{en bars} \quad [1]$$

Selon le nombre équivalent d'essieu NE, la valeur seuil de la déformation élastique au sommet du sol-support est calculée par la formule suivante :

$$\varepsilon_z^{adm} = A \times (NE)^{-0,222} \quad \text{en mm} \quad [2]$$

A = contrainte pour laquelle la rupture en flexion sur éprouvette de 360 jours, est obtenue pour  $10^6$  chargements.

$$\begin{aligned} A &= 0,0016 \text{ pour les trafics} & T < T_3 \\ A &= 0,012 \text{ pour les trafics} & T \geq T_3 \end{aligned}$$

Ces valeurs sont comparées avec celles obtenues en laboratoire soit sur la résistance à la compression, soit sur la résistance à la traction des matériaux constituant la chaussée.

La grave non traitée est classée en trois catégories en fonction de la classe de trafic, de la propreté des granulats, de leur dureté, de leur indice de concassage et de leur teneur en fines. A chaque catégorie est attribué un module de Young variant entre 200 et 600 MPa. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.35 à défaut d'informations spécifiques.

	Valeur du module de Young pour la GNT ( Chaussée souple à faible trafic )											
Chaussée à faible trafic ( T < T3 )												
Couche de base	Catégorie 1 : E <sub>GNT</sub> = 600 MPa Catégorie 2 : E <sub>GNT</sub> = 400 MPa Catégorie 3 : E <sub>GNT</sub> = 200 MPa											
Couche de fondation ( GNT subdivisée en sous-couches de 25 cm d'épaisseur )	E <sub>GNT</sub> [1] = k E <sub>plate-forme support</sub> E <sub>GNT</sub> [sous-couche i] = k E <sub>GNT</sub> [sous-couche (i-1)] <table><tr><td>catégorie</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td></tr><tr><td>k</td><td>3</td><td>2.5</td><td>2</td></tr></table>				catégorie	1	2	3	k	3	2.5	2
catégorie	1	2	3									
k	3	2.5	2									

**Tableau 3. -** Valeurs du module de Young pour la grave non traitée selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)].

La déformation verticale au sommet du sol est aussi déterminée à partir du code de calcul ALIZE. Cette valeur est comparée avec la déformation verticale admissible.

Il faut que  $\mathcal{E} < \mathcal{E}_z^{adm}$  sinon il y a orniérage.

## Chapitre 2. - Rhéologie des matériaux granulaires

### 1. - Interaction entre les grains (Rognon, 2006)

#### Le contact de Hertz

Le contact non cohésif entre deux grains se compose généralement d'une répulsion élastique normale  $N$  et d'une résistance au glissement tangentielle  $T$  (fig. 3. (b)).

Le modèle de Hertz décrit le contact normal entre deux grains purement élastiques, qui se déforment donc lorsqu'ils sont soumis à une force. Dans le cas d'un contact entre deux sphères, le calcul réalisé par Hertz en 1880 relie la force de répulsion élastique normale au contact  $N$  à la déflexion élastique  $h$ .

$$N = \frac{E\sqrt{a}}{3(1-\nu^2)} h^{3/2} \quad [3]$$

$a$  = Diamètre des grains

$E$  = Module de Young

$\nu$  = Coefficient de Poisson

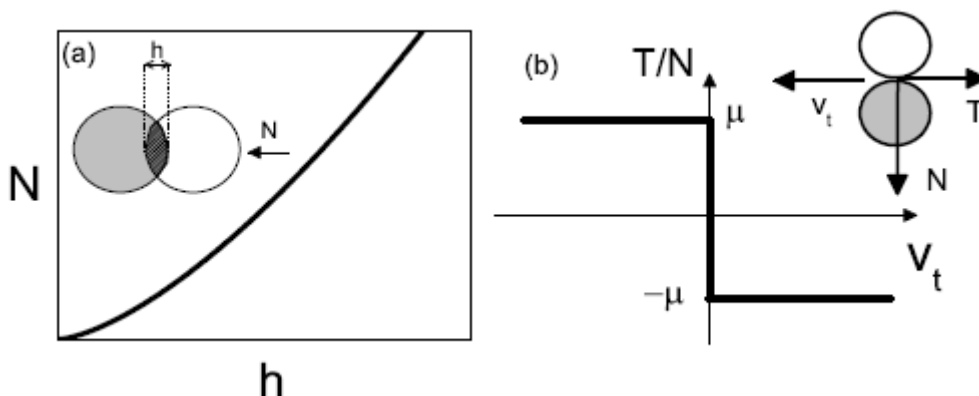
#### Le coefficient de frottement

Il y a dissipation plastique dès que la contrainte tangentielle  $T$  est non nulle, ce qui conduit à des déformations plastiques. Ces déformations plastiques restent limitées sur l'aire annulaire de contact tant que  $T$  est inférieur au produit de l'effort normal aux billes  $N$  et du coefficient de frottement  $\tan \varphi$ .

Quand  $|T| = N \tan \varphi$  cette aire de glissement s'étend à toute la surface de contact et un déplacement apparaît entre les deux billes.

Cette description appelée **loi de Coulomb** permet de décrire les phénomènes de déplacement et d'écoulement granulaires.

Le coefficient de frottement  $\tan \varphi$  est lié à l'état de surface des matériaux qui n'est jamais parfaitement lisse : une rugosité existe à l'échelle microscopique. Cette rugosité est à l'origine du frottement entre les grains. Son effet est de favoriser une déformation plastique des grains.

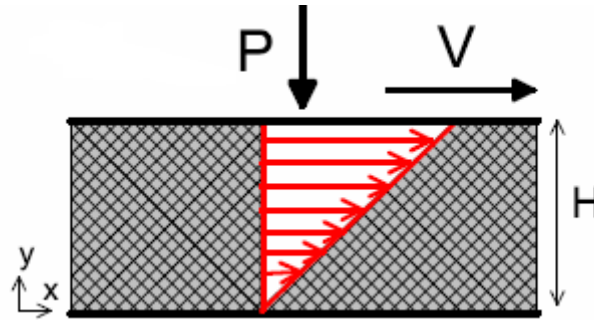


**Fig. 3. -** Loi de contact sans cohésion : (a) contact de hertz décrivant la répulsion normale  $N$  et (b) critère de Coulomb simplifié décrivant le glissement tangentiel [Rognon, 2006].

### 2. - Ecoulement des grains en cisaillement plan homogène (Rognon, 2006)

Le cisaillement plan homogène est la géométrie d'écoulement la plus simple pour décrire les caractéristiques du comportement rhéologique des grains non cohésifs. Elle consiste à générer

un écoulement entre deux parois parallèles en exerçant une pression  $P$ , ceci en l'absence de gravité. Les résultats sont obtenus par simulation numérique en imposant le taux de cisaillement  $\dot{\gamma} = \frac{V}{H}$  et en mesurant la contrainte de cisaillement  $\tau$ .



**Fig. 4.** - Géométries d'écoulement et forme du profil de vitesse en cisaillement plan homogène (Rognon, 2006)

## 2.1. - Les régimes d'écoulement

Les simulations numériques menées par Cruz (cité par Rognon, 2006) ont montré que le régime d'écoulement des grains rigides de masse  $m$  est contrôlé par un nombre sans dimension appelé nombre inertiel  $I$ .

L'expression de  $I$  dans un système à deux dimensions est :

$$I = \dot{\gamma} \sqrt{\frac{m}{P}} \quad [4]$$

Ce nombre représente le rapport entre deux temps : le temps inertiel  $\sqrt{m/P}$  et le temps lié au cisaillement  $1/\dot{\gamma}$ .

Les faibles valeurs de  $I$  ( $I \leq 10^{-3}$ ) correspondent à un « régime quasi-statique » où l'inertie des grains est négligeable. Le matériau a un comportement de type solide plastique.

Les grandes valeurs de  $I$  ( $I \geq 0,3$ ) correspondent à un « régime collisionnel » où les grains interagissent par collision binaire. Le comportement dans ce régime est décrit par la même théorie cinétique appliquée aux gaz denses.

Entre ces deux régimes ( $10^{-3} \leq I \leq 0,3$ ) existe un régime d'écoulement appelé « régime dense » où l'inertie des grains n'est pas négligeable. Le réseau de contact percole à travers la cellule.

## 2.2. - Les lois de comportement

### 2.2.1. - Loi de frottement de Coulomb

Si la pression et le taux de cisaillement sont imposés, il suffit de mesurer la contrainte de cisaillement. La loi de comportement des grains secs et sans cohésion peut s'écrire sous forme d'une relation linéaire entre deux nombres sans dimension : le nombre inertiel  $I$  et le coefficient de frottement effectif  $\mu$ , rapport des contraintes tangentielle et normale  $\mu = \tau/P$  (fig. 5. (a)).

$$\mu = \tan \varphi + bI \quad [5]$$

Cette relation est appelée « loi de frottement ».

L'angle de friction  $\varphi$  et la pente  $b > 0$  sont propres à la nature des grains en écoulement

### 2.2.2. - Loi de dilatance

Un paramètre fondamental dans les écoulements granulaires est la fraction solide  $\nu$  (ou compacité) qui est le rapport entre la surface occupée par les grains et la surface totale. Elle dépend de l'état de cisaillement des grains (fig. 5. (b)).

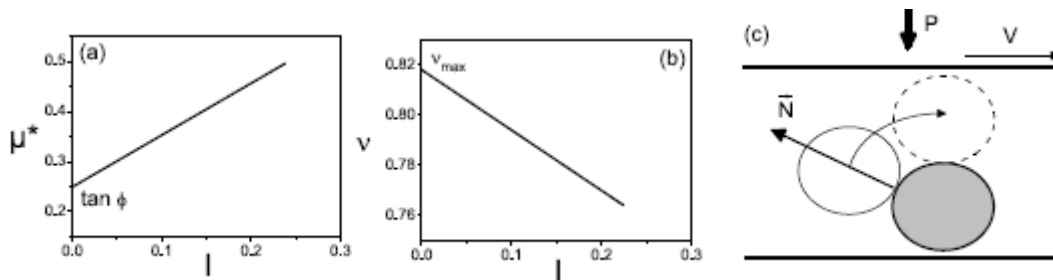
$$\nu = \nu_{\max} - aI \quad [6]$$

Cette relation est appelée « loi de dilatance ».

La compacité maximale  $\nu_{\max}$  et la pente  $a > 0$  sont propres à la nature des grains en écoulement.

Un empilement de grains initialement lâche se contracte tandis qu'un empilement initialement dense se dilate (désenchevêtrements).

Pour cisailer le matériau, il est nécessaire que les grains passent les uns au dessus des autres fig. 5. (c). Lorsque le nombre inertiel augmente, par augmentation du taux de cisaillement ou par diminution de la pression, les désenchevêtrements sont respectivement plus fréquents ou plus faciles, ce qui conduit à l'expansion du matériau. Par ailleurs, le passage d'un grain par dessus un autre s'accompagne d'une force  $\vec{N}$  qui tend à s'opposer au mouvement (fig. 5. (c)) et qui est à l'origine de l'augmentation du frottement avec le nombre inertiel.



**Fig. 5.** - Comportement rhéologique de grains sans cohésion : (a) loi de frottement, (b) loi de dilatance, (c) origine du frottement et de la dilatance [Rognon, 2006].

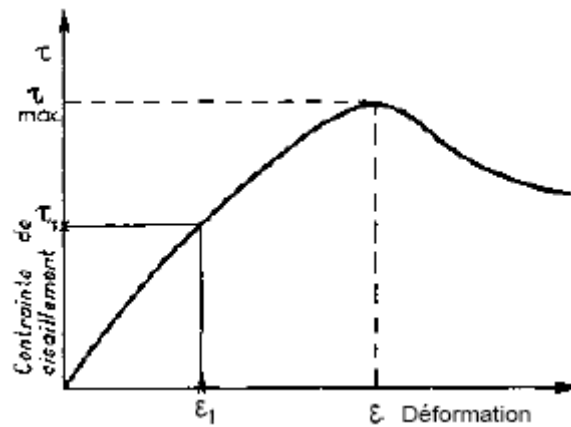
## 3. - Comportement expérimental des matériaux granulaires

### 3.1. - Notion de résistance au cisaillement

#### 3.1.1. - Définition

Lorsqu'un système de force est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement entraînant des déformations du sol. La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de celle-ci.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction de la déformation  $\varepsilon$  dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique indiqué par la figure 6. La résistance au cisaillement est définie, sur ce graphique comme étant le maximum de la contrainte de cisaillement  $\tau_{\max}$ .

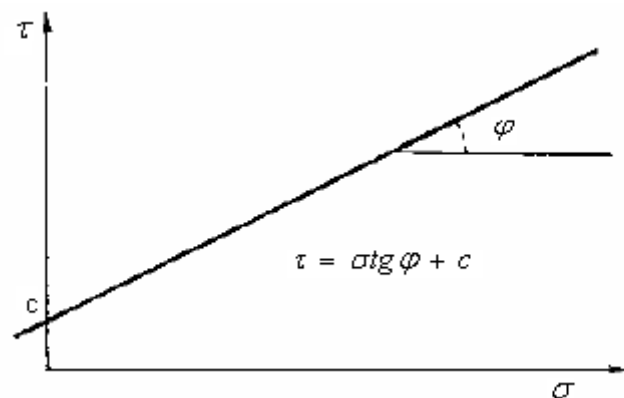


**Fig. 6. - Courbe contrainte-déformation**

Ainsi, pour chaque système de force  $(\sigma, \tau)$ , on peut tracer à la rupture un cercle de Mohr. L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est appelée « courbe intrinsèque ». Coulomb a montré que la courbe intrinsèque des sols était une droite d'équation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad [7]$$

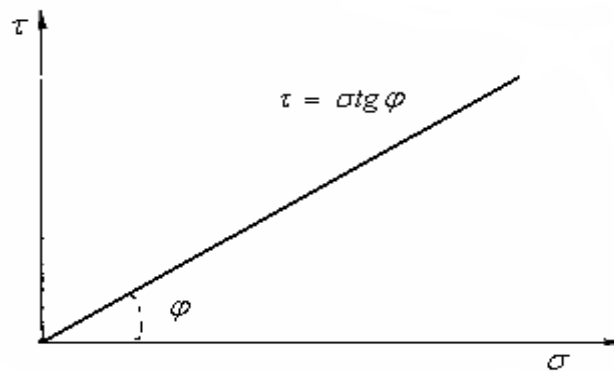
- $c$  a les dimensions d'une contrainte et caractérise la « cohésion »
- $\varphi$  est appelé « angle de frottement interne »



**Fig. 7. - Courbe intrinsèque et détermination de  $c$  et  $\varphi$**

### 3.1.2. - Résistance au cisaillement des sols pulvérulents

Les sols pulvérulents sont des sols sans cohésion ( $c=0$ ). La théorie de Coulomb montre que la courbe intrinsèque d'un tel type de sol est une droite passant par l'origine :  $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi$



**Fig. 8. -** Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent

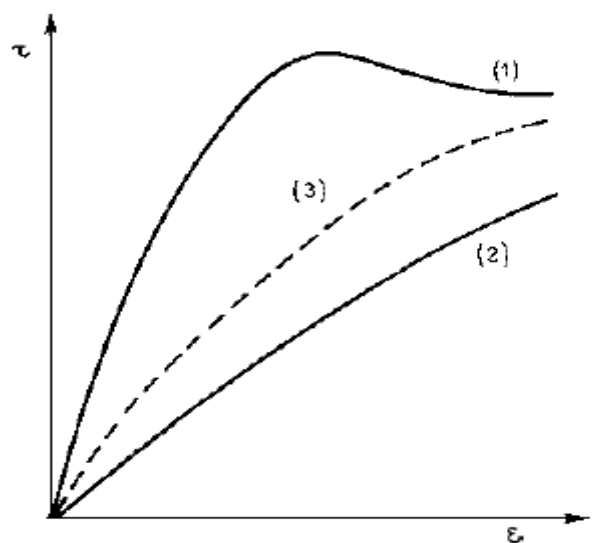
La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est déterminée par la valeur de son angle de frottement interne, qui dépend principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides.

### 3.1.3. - Courbes contrainte-déformation d'un matériau pulvérulent

Lorsqu'on effectue un essai de cisaillement direct sur un matériau pulvérulent très compact on obtient une courbe telle que (1) présentant un maximum prononcé au-delà de laquelle elle décroît de plus en plus lentement. Dans ce cas l'indice des vides est faible car les grains sont enchevêtrés. Le maximum de la courbe correspond à l'effort de cisaillement qu'il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan de rupture.

Pour un sable lâche on obtient une courbe (2) ne présentant pas de maximum. Elle croît de plus en plus lentement pour tendre vers la courbe (1) dans le domaine des grandes déformations. Dans ce cas le serrage des grains est lâche et au cours de l'essai le volume initial de l'échantillon diminue.

Pour une valeur intermédiaire de l'indice des vides appelée « indice des vides critique », l'essai se fait à volume pratiquement constant. On obtient la courbe (3).

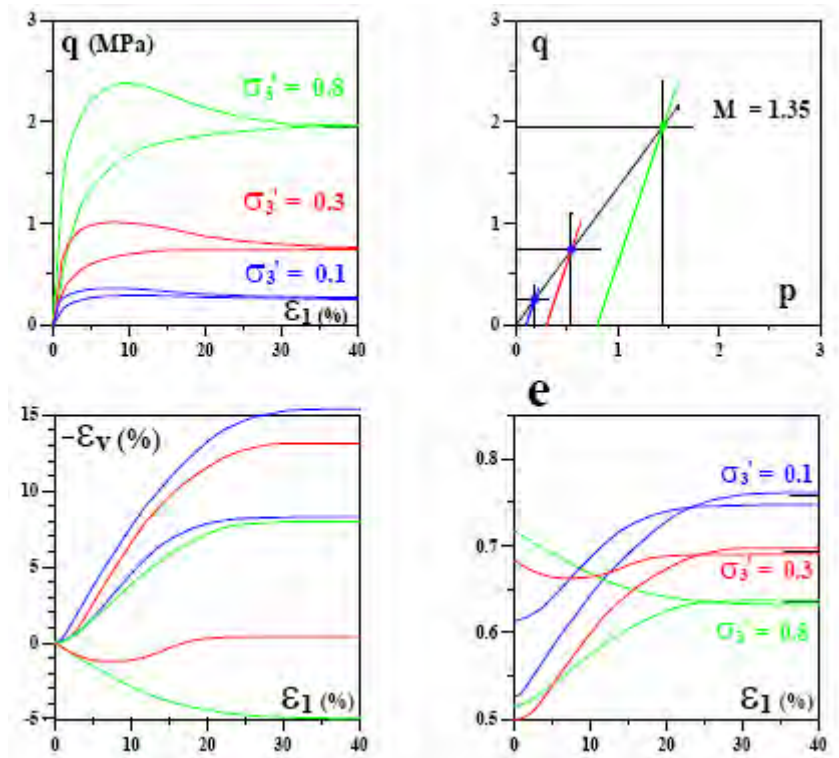


**Fig. 9. -** Courbe contrainte-déformation d'un sol pulvérulent

### 3.2. - Evaluation du comportement mécanique des graves non traitées avec le triaxial à chargement répété (Gidel, 2001 et Habiballah, 2005)

Pour illustrer le comportement expérimental des matériaux granulaires, on présentera les résultats d'essais triaxiaux réalisés par Bouvard et Stutz, (1982) in Habiballah (2005) sur le sable d'Hostun. Le chargement est réalisé en exerçant simultanément une contrainte de confinement  $\sigma_3$  et une charge verticale  $q$  appelée déviateur des contraintes. Les déformations axiale  $\varepsilon_1$  et radiale  $\varepsilon_v$  sont mesurées par des capteurs. Les résultats de ces essais, typiques pour les matériaux granulaires sont illustrés par la figure 10.

Les courbes de variation du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale  $q(\varepsilon_1)$  finissent par un palier qui représente la plasticité parfaite. On observe également une augmentation du déviateur de rupture avec la contrainte de confinement.



**Fig. 10.** - Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun [Bouvard (1982)] in Habiballah (2005).

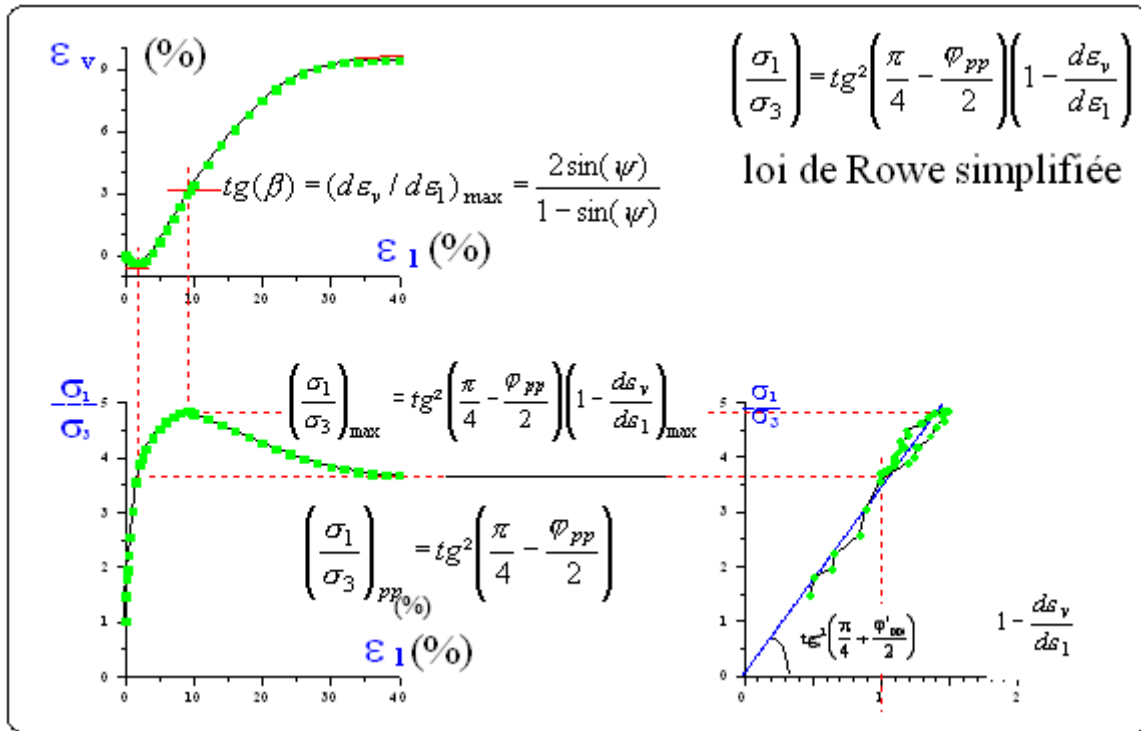
Dans le plan  $(p, q)$ , les paliers de déformation plastique se trouvent sur une droite passant par l'origine et de pente  $M$  qui correspond à l'angle de frottement  $\varphi_{pp}$  de plasticité parfaite, dans le plan de Mohr.

Les courbes de la variation volumique  $e(\varepsilon_1)$  et  $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$  commence toujours par une contractance volumique jusqu'à une déformation de  $\varepsilon_1 = 10^{-2}$  environ. Cette phase de contractance sera suivie par une phase de dilatation dont la pente maximale  $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$  correspond au pic la courbe  $q(\varepsilon_1)$  d'après la loi de Rowe (fig. 11). Cette pente diminue jusqu'à 0

correspondant à l'indice des vides critiques ou à l'état de plasticité parfaite. Dans cette phase, le matériau se déforme sans variation de volume.

La dilatance est donc caractérisée par  $\tan \beta = \left( \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \right)$  ou par l'angle de dilatance  $\psi$ .

Tant que l'état des contraintes reste en dessous de la droite dans le plan (p, q), le matériau aura un comportement contractant. Au-delà de cette droite, la compacité augmente et le matériau se dilate.



**Fig. 11. - :** Visualisation de la dilatance dans le plan de Rowe ( $\sigma'_1/\sigma'_3$  ;  $1-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ ) in Habiballah (2005)

### 3.3. – Conclusion

L'étude du comportement des matériaux granulaires se fait en dissociant le comportement réversible (ou élastique) du comportement irréversible (ou anélastique).

Dans un essai triaxial, les déformations permanentes augmentent rapidement dès les premiers chargements. Elles se stabilisent par la suite et le comportement devient pratiquement élastique. Cependant, si les sollicitations sont trop élevées, les déformations permanentes augmentent continuellement jusqu'à la rupture éventuelle du matériau.

Ainsi, le comportement d'un matériau granulaire est considéré comme élastique linéaire pour des niveaux de déformations faibles et plastique si les déformations plastiques sont importantes. De ce fait le comportement est plutôt elastoplastique.

Certains auteurs pensent que les matériaux granulaires n'ont pas de domaine d'élasticité initial et que ce domaine est créé seulement par écrouissage.

## Chapitre 3. - Mélange et Compacité granulaires

### 1. - Les mélanges granulaires (Gabrysiak, 2007)

Pratiquement, il n'est pas toujours facile de trouver un matériau granulaire naturel ou manufacturé satisfaisant et on est souvent amené à reconstituer un granulat à partir de n autres.

#### 1.1. - Les mélanges binaires

**1<sup>ère</sup> méthode :** Soit deux granulats (A et B), de masse  $M_{T[A]}$  et  $M_{T[B]}$ , que l'on désire mélanger dans des proportions respectives  $X_A\%$  et  $X_B\%$ , afin d'obtenir un granulat C. Le refus cumulé du mélange exprimé en % au tamis d'ouverture  $D_i$  considéré est :

$$M_{T[C]} = X_A\%M_{T[A]} + X_B\%M_{T[B]} \quad R\%_{[C]D_i} = X_A\%R\%_{[A]D_i} + X_B\%R\%_{[B]D_i}$$

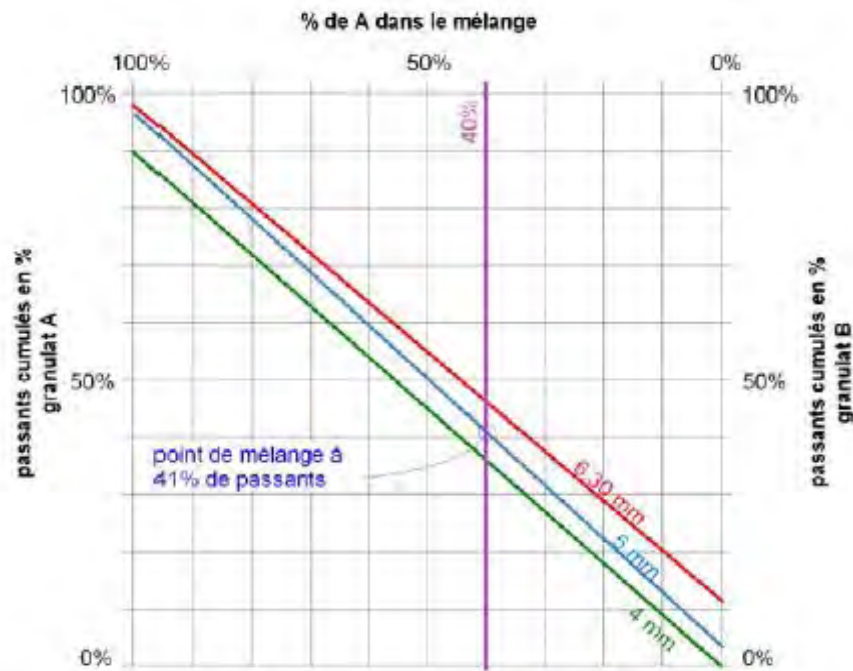
$M_{T[C]}$  = Masse totale du mélange A + B,

$R\%_{[A]D_i}$  = Refus cumulé exprimé en % de l'échantillon A au tamis d'ouverture  $D_i$  ;

$R\%_{[B]D_i}$  = Refus cumulé exprimé en % de l'échantillon B au tamis d'ouverture  $D_i$  ;

$R\%_{[C]D_i}$  = Refus cumulé exprimé en % de A + B au tamis d'ouverture  $D_i$ .

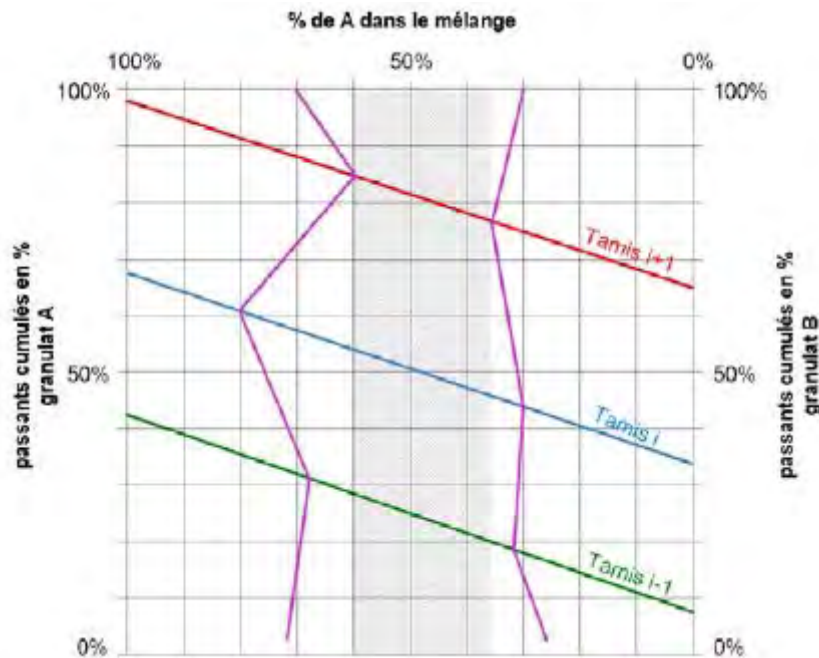
**2<sup>ème</sup> méthode (méthode graphique) :** Sur les axes verticaux, on reporte les passants des granulats A et B pour chaque tamis. Puis on joint les points par une ligne appelée ligne de combinaison. Pour une proportion donnée de A dans le mélange (ligne verticale de mélange), on détermine le point de passage du mélange en % de passant.



**Fig. 12. - Les mélanges granulaires binaires : méthode graphique (Gabrysiak, 2007)**

**3<sup>ème</sup> méthode (méthode graphique appliquée aux fuseaux) :** La méthode graphique est très pratique pour trouver les proportions d'un mélange situé dans un fuseau donné. Il suffit de

reporter sur chacune des lignes de combinaison le maxi et le mini (défini par le fuseau) pour chaque tamis et de joindre ces maxima et ces minima par des lignes brisées. Si ces deux lignes se croisent, il est impossible d'obtenir un mélange entrant parfaitement dans le fuseau. Si elles ne se croisent pas, le domaine situé entre les deux lignes verticales tracées à partir des points les « plus à l'intérieur » des deux lignes brisées définit la phase des combinaisons possibles qui satisfont aux exigences du fuseau.

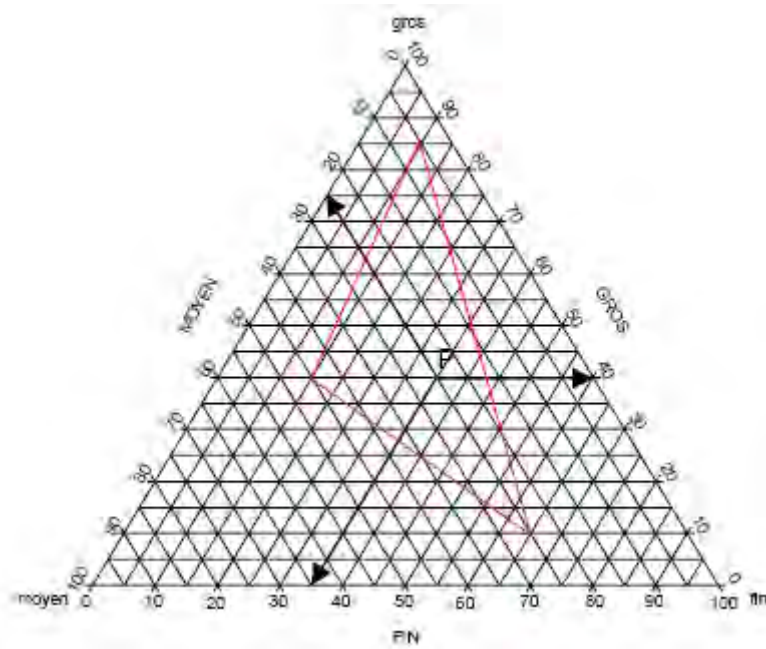


**Fig. 13.** - Les mélanges granulaires binaires : méthode appliquée aux fuseaux granulométriques (Gabrysiak, 2007)

## 1.2. - Les mélanges ternaires

De façon pratique, pour mélanger trois granulats on commence par se fixer les limites granulaires (gros, moyen, fin). On divise ensuite chacun des trois granulats utilisés en trois fractions qui détermineront les coordonnées de trois points représentatifs des trois granulats dans le diagramme triangulaire. On joint ces trois points qui forment en général un triangle.

On caractérise ensuite le fuseau imposé par un point représentatif P sur le même diagramme. Si le point P est à l'intérieur du triangle quelconque formé par les trois points représentatifs des granulats, il est impossible de combiner afin d'obtenir un mélange exactement conforme aux exigences.



**Fig. 14.** - Les mélanges granulaires ternaires : méthode du diagramme triangulaire (Gabrysiak, 2007)

## 2. - La compacité granulaire (Gabrysiak, 2007)

### 2.1. - Mélange de deux granulats secs

Soit un mélange d'un granulat fin S et d'un granulat grossier G.

Le mélange est caractérisé par la proportion  $p = \frac{V_{SG}}{V_{SG} + V_{SS}}$  [8]

- $V_{SS}$  : volume absolu du granulat fin,
- $V_{SG}$  : volume absolu du granulat grossier.

Lorsqu'un récipient de volume  $V_T$  est rempli d'un granulat, une partie de ce volume seulement est occupée par des grains solides ( $V_s$ ). L'autre partie reste vides ( $V_v$ ).

On désigne par indice des vides le rapport :  $e = \frac{V_v}{V_s}$  [9]

Ainsi l'indice des vides du mélange granulaire est :  $e_m = \frac{V_v}{V_{SG} + V_{SS}}$  [10]

Chacun des granulats a son propre indice des vides :

- $e_s$  = indice des vides du granulat fin,
- $e_g$  = indice des vides du granulat grossier.

### Variation de l'indice des vides du mélange $e_m$ en fonction de la proportion p

- pour  $p = 0$  (granulat fin seul),  $e_m = e_s$
- pour  $p = 1$  (gros granulat seul),  $e_m = e_g$

Pour simplifier le raisonnement, on suppose que  $V_{SS} + V_{SG} = 1$  (Unité) [11]

De ce fait on a :  $p = V_{SG} \quad V_{SS} = (1 - p) \quad e_m = V_v$

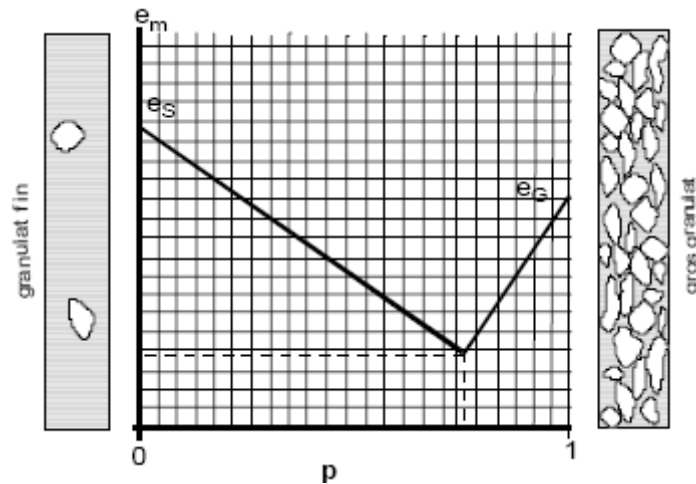
Si on démarre le mélange avec le granulat fin auquel on ajoute quelques grains du granulat grossier, les vides du mélange ne sont que les interstices entre les grains fins :

$$e_m = e_s \times V_{SS} = e_s \times (1 - p) \quad [12]$$

Si on part du gros granulat en ajoutant quelques grains du granulat fin, ces grains fins vont se loger dans les interstices laissés par les gros grains. Ainsi, le volume des vides du mélange est égal au volume des vides du gros granulat diminué du volume absolu du granulat fin :

$$e_m = e_G \times V_{SG} - V_{SS} = e_G \times p - (1 - p) = p \times (e_G + 1) - 1 \quad [13]$$

[12] et [13] sont deux expressions différentes de variation de l'indice des vides suivant l'ordre dans lequel on mélange les deux types de granulat. Ainsi les deux hypothèses ne peuvent être vérifiées simultanément par un même mélange. Donc on ne peut pas conserver à la fois la structure du granulat fin et celle du granulat grossier. En réalité, il y a interaction entre ces deux structures définie par : l'effet de paroi et l'effet d'interférence.



**Fig. 15.** - Evolution théorique de l'indice des vides d'un mélange granulaire (Gabrysiak, 2007)

## 2.2. - L'effet de paroi

Lorsqu'on détermine expérimentalement l'indice des vides du mélange de quelques grains du granulat grossier avec le granulat fin, on constate que cet indice est supérieur à ce que donnerait l'équation [12] :

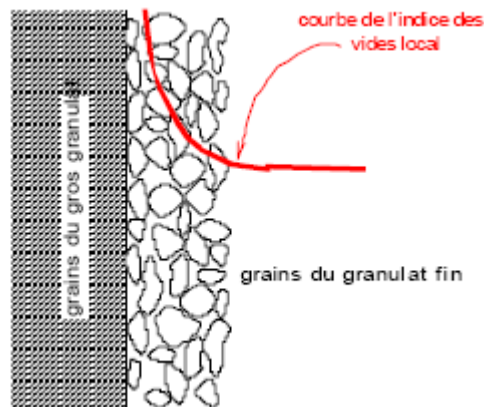
$$e_m = e_s \times (1 - p) + e_D \times p \quad [14]$$

A. Caquot (1937) interprète ce phénomène comme étant l'effet des parois des grains du gros granulat sur l'arrangement des grains du granulat fin.

En effet, dans toute section parallèle à la paroi, on peut définir un indice des vides local qui est le rapport entre l'aire des sections traversant des vides et l'aire des sections traversant des pleins. On observe que lorsqu'on se rapproche de la paroi, l'indice des vides local augmente

et tend vers l'infini. Lorsqu'on s'éloigne de la paroi, l'indice des vides local tend vers l'indice des vides du mélange.

Ainsi, la présence de toute paroi (gros grain, peau de coffrage, armature, etc.) décompacte le granulat fin (Fig. 16.)

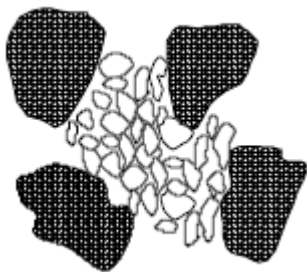


**Fig. 16. -** Effet de la paroi sur la compacité granulaire (Gabrysiak, 2007)

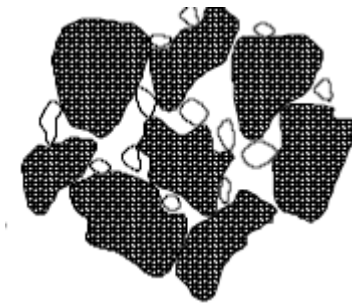
### 2.3. - L'effet d'interférence

Lorsque la proportion de gros granulats atteint un seuil de concentration, la manière dont ils sont disposés influe sur la compacité. En effet une partie des grains fins occupe les vides laissés par les gros grains. L'effet des parois des gros grains entraîne un décompactage des grains fins.

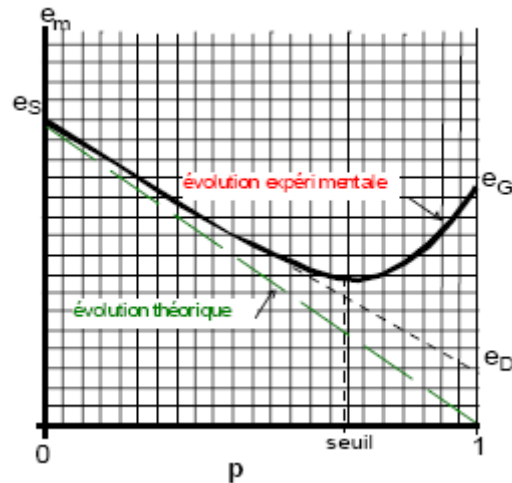
La disposition relative des parois des gros granulats détermine la forme et le volume des interstices dont dépend l'arrangement du granulat fin dans le mélange donc de son indice des vides. On parle ainsi d'interférence entre la structure du gros granulat et celle du granulat fin.



**Fig. 17. -** Pas d'interférence



**Fig. 18. -** Interférence

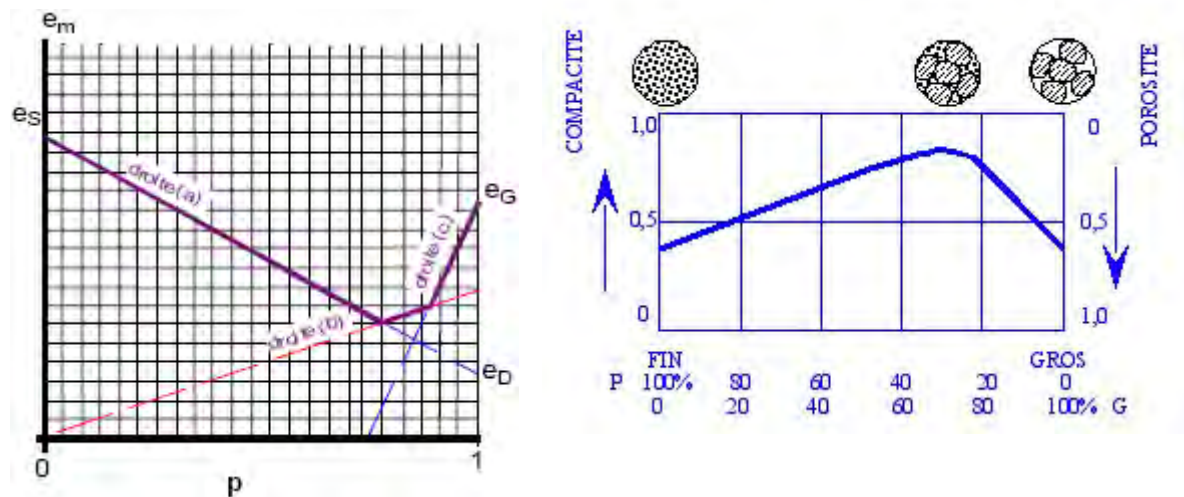


**Fig. 19.** - Evolution théorique et expérimental de l'indice des vides du mélange granulaire (Gabrysiak, 2007)

## 2.4. - Conclusion

Dans un mélange granulaire il y a généralement un effet de paroi et d'interférence du gros granulat sur le granulat fin. De ce fait, l'indice des vides du mélange ne peut pas être inférieur à une valeur minimale correspondant à une proportion optimale du gros granulat.

Ces différentes interactions, montrées théoriquement et expérimentalement visibles, ne sont pas facilement quantifiables. Cependant, lorsque le mélange comporte un granulat très fin, on admet la modélisation suivante :



**Fig. 20.** - Modélisation de l'évolution de l'indice des vides, de la compacité et de la porosité (Gabrysiak, 2007)

L'analyse de l'évolution de l'indice des vides montre :

⇒ Droite (a) :  $e_m = e_s \times (1 - p) + e_D \times p$  Le mélange est riche en éléments fins, le gros granulat intervient par sa surface spécifique.

⇒ Droite (b) :  $e_m = k \times p$  Le gros granulat intervient par la granulométrie de ses interstices, donc à la fois par sa surface spécifique et son indice des vides.  $k$  est un coefficient qui a une signification physique complexe.

⇒ Droite (c) :  $e_m = (e_G + 1) \times p - 1$  Le mélange est pauvre en grains fins, le gros granulat intervient par son indice des vides.

L'analyse de la variation de la compacité et de la porosité montre que la condition essentielle pour obtenir le moins de vides possibles (meilleure compacité) dans un mélange de granulat fin et de granulat grossier est: 35 % de fins et 65 % de grossiers.

Certains laboratoires corrigent par exemple la mesure de la masse volumique apparente afin de tenir compte de l'effet de paroi (grains/récipient).

Si la mesure est réalisée avec un récipient cylindrique, on a la correction suivante :

$$\rho_0 = \frac{m}{V} \quad \text{Avec } m = \text{masse du granulat (g) et } V = \text{volume du récipient (cm}^3\text{)}$$

$$\rho = \frac{\rho_0}{1 - \frac{0,10 \times S \times D}{V}} \quad [15]$$

S : surface intérieure du récipient y compris la face d'arasement (mm<sup>2</sup>)

V : volume intérieur du récipient (mm<sup>3</sup>)

D : taille maximale du granulat (mm).

---

**2<sup>ème</sup> Partie**  
**Identification et Caractéristiques des matériaux**  
**Evaluation de la qualité.**

---

# Chapitre 1. - Provenance des matériaux de l'étude

## Introduction

Les formations géologiques faisant l'objet d'une exploitation pour la production de granulats sont en général des roches massives (basalte, grès, calcaire, silex) du Bassin sénégal-mauritanien. Ce bassin est le plus occidental et le plus étendu des bassins méso-cénozoïques de la marge Atlantique africaine qui s'est individualisé au Trias à la suite de la séparation des plaques africaine et américaine.

Le bassin Sénégal-mauritanien est relativement calme. Seule la partie occidentale (Cap-Vert et région de Thiès) a été affectée par des phénomènes tectoniques et des épisodes volcaniques localisées le long de failles généralement orientées NE-SW.

## 1. - Les formations basaltiques (Dia, 1982)

La partie occidentale du bassin sénégal-mauritanien a été le siège d'un important volcanisme vers la fin du Tertiaire sur l'ensemble du Cap Vert et du Plateau de Thiès, et au quaternaire sur la presqu'île de Dakar.

Le premier épisode volcanique a lieu au Miocène. Il se manifeste par des épanchements de basalte dans la presqu'île du Cap-Vert et des intrusions dans la région de Thiès (Diack).

Le Basalte est une roche magmatique effusive très commune. C'est une roche noire (mésocrate à mélanocrate), microlitique, comportant des plagioclases, et des pyroxènes, accompagnés selon les cas d'olivine, d'hypersthène, de magnétite, d'ilménite ; il peut s'y ajouter, en faible pourcentage, soit de quartz, soit des feldspathoïdes. Trois types de faciès ont été identifiés à Diack :

- un faciès à grains fins, majoritaire, représenté essentiellement par des Basanites. Il a une structure microlitique porphyrique à phénocristaux de pyroxène et d'olivine, dans une mésostase riche en verre et en microlites de plagioclase, de microcristaux de pyroxène et d'olivine.
- un faciès à grain moyen moins abondant que le faciès précédant. La structure est doléritique intersertale avec pourcentage élevé de plagioclase en lattes englobant des pyroxènes et/ou des olivines en phénocristaux ou en microcristaux.
- un faciès à gros grain représenté par une roche grenue entièrement cristallisée, sans mésostase interstitielle. La structure est de type grenue pegmatitoïde contenant de nombreuses lattes de plagioclase et des cristaux de pyroxène.

Un second épisode volcanique a eu lieu au Quaternaire. C'est le « volcanisme des mamelles » qui n'affecte que la région de Dakar. Il est de composition doléritique et basanitique.

## 2. - Les formations calcaires (Dramé, 2004)

Les formations calcaires du bassin sénégal-mauritanien sont d'âge Crétacé Supérieur à Paléocène et sont présentes dans une grande extension dans la Presqu'île de Cap Vert et le Plateau de Thiès. Les sondages exécutés dans les carrières calcaires de Bandia où les matériaux ont été prélevés montrent une lithologie constituée essentiellement de calcaire gréseux et de calcaire franc.

### 2.1. - Le calcaire gréseux

Ce calcaire a une couleur jaunâtre avec un aspect massif et très dure. Vu au microscope, il a une texture de type « wackstone ». Les éléments figurés sont principalement constitués de minéraux de quartz et d'éléments biogènes (algues vertes, fragments de lamellibranches et de bryozoaires, des débris de gastéropodes recristallisés en calcite, des plaques d'échinodermes) pris dans une matrice micritique partiellement recristallisée.

## 2.2. - Le calcaire franc

Ce calcaire est de couleur blanchâtre à jaunâtre avec une diversité de faciès :

- **Le calcaire lumachelique** : très fossilifère, blanchâtre, très poreux, peu fracturé, massif, dur et renferme de rares cavités de dissolution. Les éléments figurés sont arrondis et brisés attestant un transport. La texture est de type « packstone ». Les bioclastes sont des fragments de mollusques associés à des débris de gastéropodes et des plaques d'échinodermes. La porosité intergranulaire est remplie par de la micrite.
- **Le calcaire microcoquillier** : à pâte fine, très poreux, fracturé et à rare cavité de dissolution. La texture est de type « packstone » avec parfois une tendance « wackstone ». Les bioclastes sont essentiellement des plaques d'échinodermes cimentées par la micrite.
- **Le calcaire macrocoquillier** : calcaire massif, cristallin, peu poreux, avec des débris coquilliers brisés, corrodés ou épigénisés en calcite. La texture est de type « packstone » avec une phase de liaison micritique. Les éléments biogènes sont des algues, des fragments de lamellibranches, de mollusques et de gastéropodes.
- **Le calcaire cristallin microfossilifère** : massif et très fossilifère. Il renferme de rares recristallisations de calcite et de rares cavités de dissolution. La texture est de type « packstone » avec des plaques de calcite secondaire. Les bioclastes sont des miliolidés, des plaques d'échinodermes et de bryozoaires.
- **Le calcaire crayeux** : calcaire non coquillier, peu ou pas fossilifère, avec un aspect tendre et friable. Il s'intercale dans le calcaire cristallin. La texture est de type « mudstone » à rares plaques d'échinodermes. La phase de liaison est constituée essentiellement de micrite.
- **Le calcaire altéré** : il est au sommet des couches calcaires. Il se présente sous forme de blocs emballés dans une matrice à argile noire parfois latéritisée.

## 3. - Les silexites (Diémé, 1991 in Gaye, 1995)

Ce sont des roches hypersiliceuses se présentant sous forme de rognons ou groupées en passés plus ou moins horizontaux dans les niveaux phosphatés de la région de Taïba formés à partir du Paléocène pour se développer ensuite à la base de l'Eocène.

Ces roches sont issues d'une silicification secondaire par remplacement de matériel initial et reconcentration à partir d'un stock de silice biogène. La nature du minéral siliceux néoformé dépend souvent de la composition du milieu ambiant : quartz en milieu siliceux, calcédoine (silice plus ou moins fibreuse) en milieu riche en ions alcalins ou alcalino-terreux, opale (silice riche en eau) dans un milieu riche en phyllithes (argile).

Un échantillon d'un tout-venant de Silexite montre que la roche est constituée de 91% de silex, 6% d'induré phosphaté, 3% de fines à éléments phosphatés et argileux.

Le silex se présente généralement sous forme de blocs à cœur sombre et à cortex blanc. L'observation au microscope optique révèle que les silex sont composés de 30 à 40% d'opale, et 60 à 70% de calcédoine.

Cette prédominance de la calcédoine s'explique par sa stabilité chimique plus grande que celle de l'opale.

Les relations entre ces deux minéraux montrent que l'opale s'est cristallisée la première, puis la calcédoine se cristallise par épigénisation de l'opale.

## Chapitre 2. - Les caractéristiques mécaniques des granulats

L'aptitude des granulats à être utilisés dans les assises de chaussée est appréciée par un certain nombre d'essais dont les principaux sont les suivants.

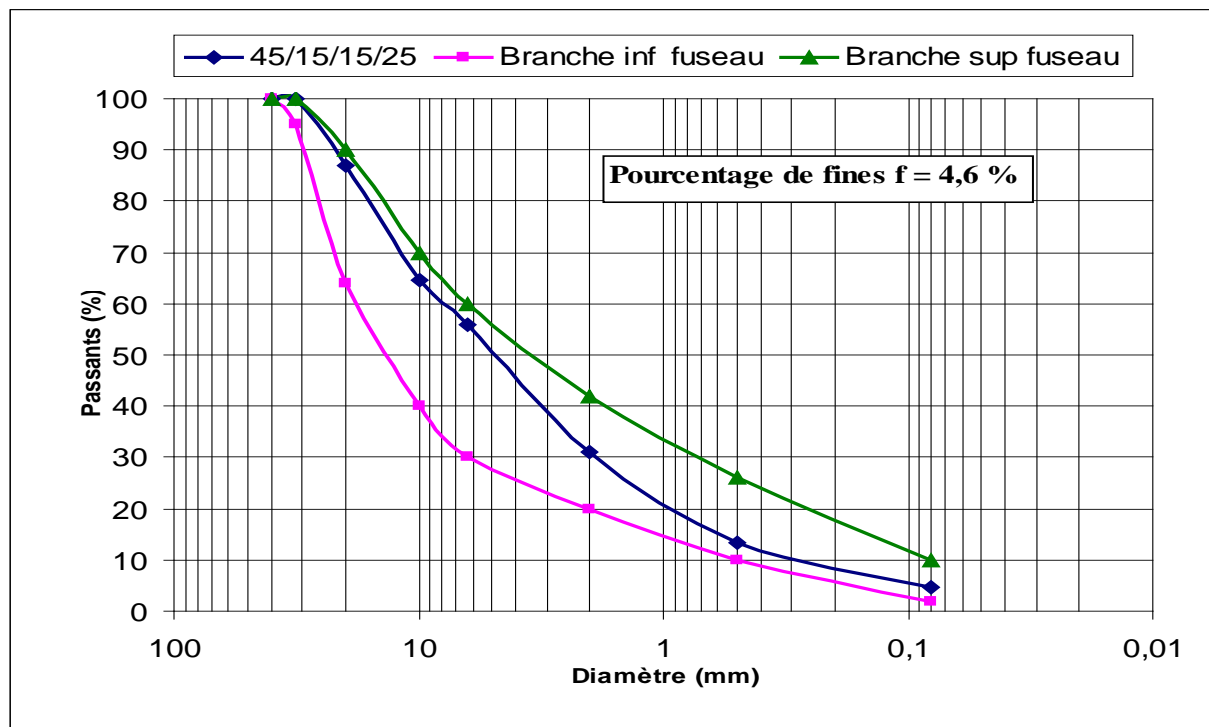
### 1. - Essais caractéristiques de la fabrication

#### 1.1. - Analyse granulométrique

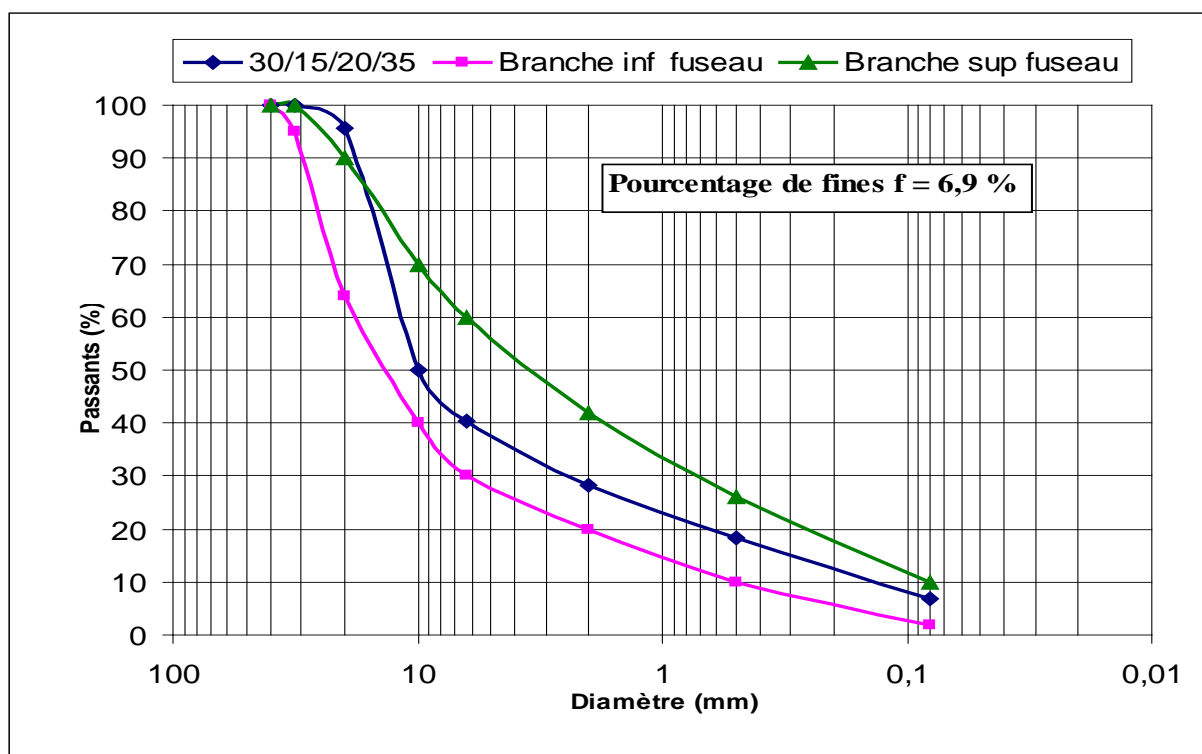
- On appelle analyse granulométrique l'opération permettant de déterminer
  - La granulométrie : c'est-à-dire la détermination de la grosseur des grains et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons,
  - La granularité : c'est-à-dire la répartition dimensionnelle des grains dans un granulat.

L'analyse granulométrique consiste à fractionner le matériau en différentes coupures à l'aide de tamis à maille carrée. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers. Les masses des différents refus sont rapportées à la masse initiale sèche du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme de graphique en portant les ouvertures des tamis en abscisse, sur une échelle logarithmique, et les pourcentages en ordonnée, sur une échelle arithmétique. La courbe appelée courbe d'analyse granulométrique est tracée de manière continue et peut ne pas passer rigoureusement par tous les points.

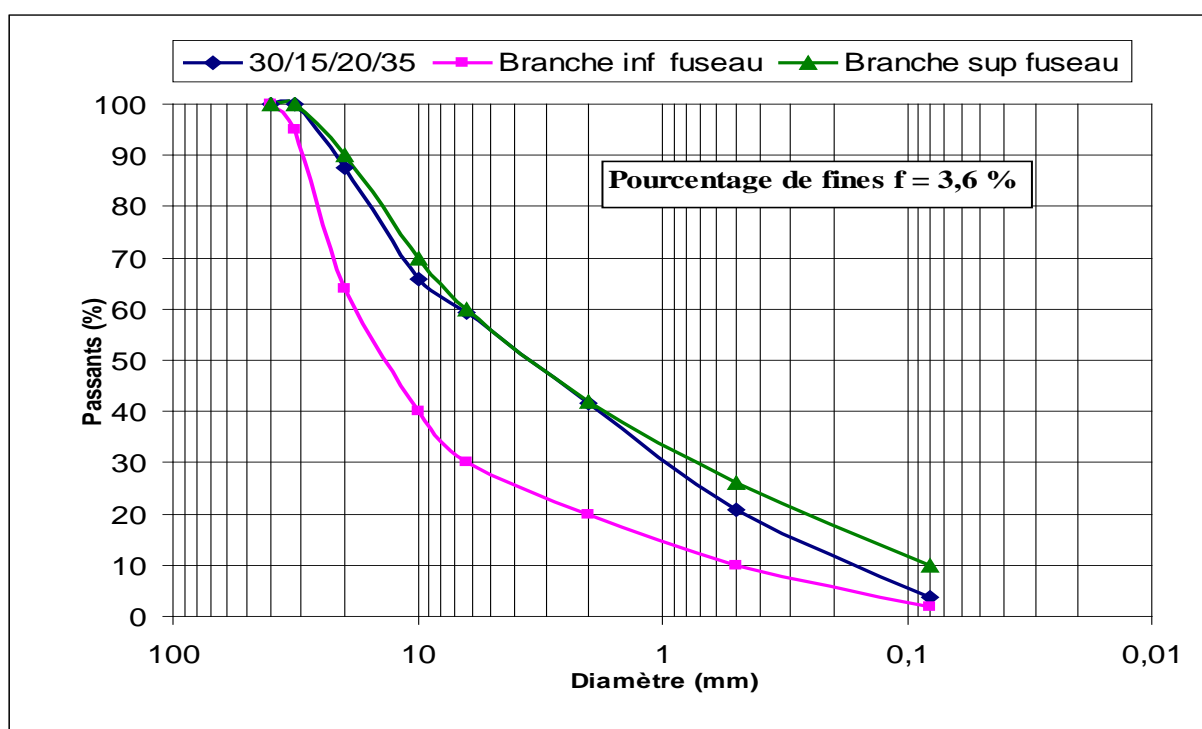
- Les tamis sont normalisés. Les ouvertures de mailles carrées permettent un classement granulaire. Les dimensions successives des mailles carrées suivent des progressions géométriques de raison  $\sqrt[10]{10} = 1,25$  pour la série française.



**Fig. 21. -** Courbe granulométrique de la fraction 0/31,5 du Basalte dans le fuseau 0/31,5 Concassés 0/d du CEBTP (1984).



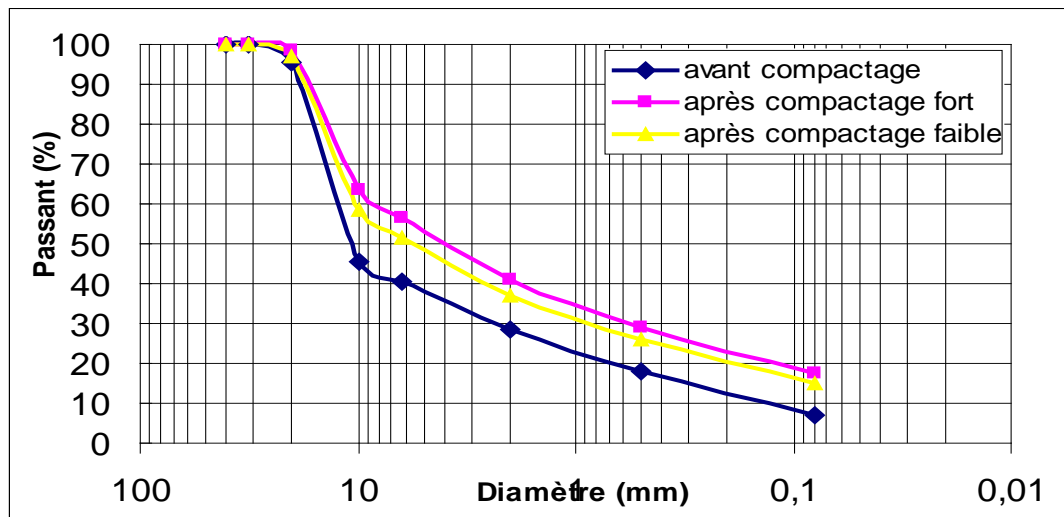
**Fig. 22.** - Courbe granulométrique de la fraction 0/31,5 du Calcaire dans le fuseau 0/31,5 Concassés 0/d du CEBTP (1984).



**Fig. 23.** - Courbe granulométrique de la fraction 0/31,5 du Silexite dans le fuseau 0/31,5 Concassés 0/d du CEBTP (1984).

Les différentes courbes granulométriques indiquent une granularité continue et étalée. Seul le calcaire n'entre pas dans le fuseau de spécification du CEBTP ; cela est dû à un pourcentage de refus faible au niveau du tamis de maille 20 mm. En effet c'est la forme de la courbe qui est plus importante. Elle conditionne l'aptitude au compactage, l'absence de ségrégation et la compacité du matériau. Plus les contacts entre les grains sont nombreux, plus la couche sera stable, plus le matériau sera compact, moins on risquera de voir se produire des déplacements des grains et par suite des tassements. A cet égard, ce sont donc les courbes continues et bien graduées qui sont les plus satisfaisantes.

Le pourcentage de fines est satisfaisant. Si ce pourcentage est nul ou insuffisant pour combler les vides entre les gros grains, le matériau est peu compact. S'il est excessif il y a formation de boue au compactage et donc une augmentation ultérieure des déformations permanentes. Cependant pour le calcaire le malaxage et le compactage produisent des fines qui peuvent passer d'un pourcentage de 7 à 17,31 %. C'est pourquoi la fourchette de 4 à 10 % de fines proposée par le CEBTP semble ne pas être adaptée à toutes les catégories de granulats calcaires. Si le pourcentage de fines après compactage risque de dépasser un certain seuil, il faudrait diminuer cette fourchette. La nature minéralogique de ces fines joue un rôle important.



**Fig. 24. -** Granulométrie après compactage du Calcaire.

## 1.2. - Le coefficient d'aplatissement

La forme d'un granulat est définie par trois grandeurs géométriques :

- La longueur L, distance minimale de deux plans parallèles tangents aux extrémités du granulat,
- L'épaisseur E, distance minimale de deux plans parallèles tangents au granulat ;
- La grosseur G, dimension de la maille carrée minimale du tamis qui laisse passer le granulat.

Le coefficient d'aplatissement A d'un ensemble de granulats est le pourcentage pondéral des

éléments qui vérifient la relation :  $\frac{G}{E} > 1,58$

On fait un tamisage classique sur une colonne de tamis normalisés à mailles carrées afin de séparer les granulats en une succession de classes granulaires d/D dont les dimensions sont telles que  $D = 1,25d$ . Les différentes classes granulaires d/D ainsi isolées sont tamisées une à

une sur une grille à fentes parallèles d'écartement  $E = d/1,58$  (ce qui correspond aussi à  $E=D/2$ ).

L'échantillon est tamisé sur un tamis de 4 mm d'ouverture et le refus de masse  $M_0$  est utilisé pour la détermination de A.

Pour une classe granulaire d/D donnée, on peut définir un coefficient d'aplatissement partiel.

$$A_i = 100M_{ei}/M_{gi}$$

Avec  $M_{gi}$  = masse de la classe granulaire d/D,

$M_{ei}$  = masse passant à travers le tamis à fentes d'écartement E correspondant.

Le coefficient d'aplatissement global A s'exprime en intégrant les valeurs partielles déterminées sur chaque classe granulaire :

$$A = \sum M_{ei} / \sum M_{gi}$$

Type de granulat	Basalte	Calcaire	Silexite
Coefficient d'aplatissement (%)	14,93	6,1	24,93

**Tableau 4. - Coefficient d'aplatissement des différents types de granulats**

*La forme des granulats calcaires est meilleure que celle des granulats de Basalte et de Silexite. Ceci indique une difficulté relative au concassage des Basaltes et des Silexites due à leur aspect trop massif.* Toujours est-il que les granulats de Silexite ont une forme plus plate que celle des granulats de basalte.

Des matériaux très anguleux ne se mettent pas toujours facilement en place et la compacité après compactage peut ne pas être élevée. C'est ainsi que les graves concassées, qui comportent une fraction importante de sable rond, sont plus maniables et plus aisément compactables. Cependant la forme des granulats a également une forte influence sur la résistance aux déformations permanentes. En effet les matériaux alluvionnaires roulés résistent mal à l'orniérage. Une étude au triaxial, sur l'influence de la forme des granulats (roulés ou concassés) sur le comportement des Graves Non Traitées a montré que les matériaux concassés ont la meilleure résistance aux déformations permanentes.

### 1.3. - L'Equivalent de Sable

L'Equivalent de sables est un rapport conventionnel volumétrique entre les grains fins et les autres. Il permet donc de caractériser l'importance des fines par une valeur numérique.

Cet essai s'applique assez bien aux sols faiblement plastiques et peut s'appliquer à tous les matériaux grenus.

L'essai est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau à étudier. On lave l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 minutes, on mesure les éléments suivants :

- hauteur H1 : sable propre + éléments fins,
- hauteur H2 : sable propre seulement.

Il existe deux types de mesures en fonction du degré d'argilosité du matériau. En effet pour les sols par exemple, la mesure de la hauteur H2 peut être délicate, on substitue à l'essai visuel, l'essai au piston.

Type de granulat	Basalte	Calcaire	Silexite
Equivalent de Sable (%)	50,82	45,22	52

**Tableau 5.** - Equivalent de sable des différents types de granulats

L'Equivalent de sable élevé satisfaisant à tous les niveaux de trafic. Il indique le degré de pollution des éléments sableux des granulats. Plus l'Equivalent de sable est élevé, moins le matériau contient d'éléments fins nuisibles. A cet égard *les calcaires sont moins propres que les Basaltes et les Silexites. Cependant la gangue phosphatée des Silexites doit être éliminée. Cet essai rend compte globalement de la quantité des éléments les plus fins mais est moins fiable en ce qui concerne l'aspect qualitatif c'est-à-dire donne peu d'informations sur la nature de ces fines.* C'est pourquoi il faut savoir si ces particules fines sont « inertes » c'est-à-dire sont un simple filler minéral provenant du broyage de la roche par concassage comme les fines siliceuses ou calcaires, ou s'il s'agit de particules « actives » c'est-à-dire des particules argileuses qui vont se gonfler en présence d'eau faisant chuter le frottement interne jusqu'à l'annuler presque totalement entraînant l'orniérage de la couche incriminée.

## 2. - Les essais caractéristiques des propriétés intrinsèques

### 2.1. - Masses volumiques

#### 2.1.1. - Définitions

##### ○ La masse volumique absolue

La masse volumique absolue d'un matériau est la masse de l'unité de volume de ce matériau, déduction faite de tous les vides, aussi bien des vides entre les grains que des vides à l'intérieur des grains.

La densité absolue est le rapport de la masse absolue d'une unité de volume du matériau à température donnée à la masse du même volume d'eau distillée à la même température.

##### ○ La masse volumique réelle

La masse volumique réelle d'un matériau est la masse de l'unité de volume de ce matériau déduction faite des vides entre particules. La déduction ne concerne pas les vides compris dans le matériau mais seulement ceux entre les particules.

La densité réelle est le rapport de la masse réelle d'une unité de volume du matériau sec dans l'air à température donnée à la masse d'un égal volume d'eau distillée à la même température.

##### ○ La masse volumique apparente

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique de l'unité de volume du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules. La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté.

Type de granulat	Basalte	Calcaire	Silexite
Poids spécifique (kN/m <sup>3</sup> )	27,25	24,44	24

**Tableau 6.** - Poids spécifique des différents types de granulats

## 2.2. - Résistance à l'usure et aux chocs

### 2.2.1. - Essai Los Angeles

Cet essai permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par choc et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Il consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau à une série de chocs et de frottements dans la machine Los Angeles. A un coefficient Los Angeles faible correspond un excellent matériau. Dans la machine Los Angeles, introduire la prise d'essai  $M = 5000$  g et la charge de boulets de la classe granulaire choisie. Après 500 rotations de la machine, à une vitesse régulière comprise entre 30 et 33 tr/min, recueillir le granulat et le tamiser à 1,6 mm, peser le refus  $m$ .

Par définition le coefficient Los Angeles est le rapport :  $LA = \frac{m}{M} \times 100$

### 2.2.2. - Essai Micro-Deval

L'essai permet de mesurer la résistance à l'usure par frottements entre les granulats et une charge abrasive. Il consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite dans un broyeur, dans des conditions bien définies, à sec ou en présence d'eau. Plus le coefficient Micro-Deval est élevé, meilleur est le matériau.

Dans les cylindres de la machine, introduire chaque prise d'essai  $M = 500$  g et la charge abrasive (billes en acier de 10 mm de diamètre) correspondant à la classe granulaire choisie.

Les essais peuvent s'effectuer à sec ou en présence d'eau. Dans ce dernier cas, on ajoutera 2,5 litres d'eau par essai. Après rotation des cylindres à une vitesse de 100 tr/min pendant 2 heures, tamiser le matériau sur le tamis de 1,6 mm et peser le refus  $m$ .

Par définition le coefficient Micro-Deval est le rapport :  $M_D = \frac{m}{M} \times 100$

Type de granulat	Basalte	Calcaire	Silexite
Los Angeles (%)	12,54	32,65	21
Micro-Deval (%)	16	54,7	17

**Tableau 7. -** Los Angeles et Micro-Deval des différents types de granulats

Les coefficients Los Angeles et Micro-Deval du Basalte et du Silexite sont conformes aux spécifications. Les granulats de basalte et de Silexite montrent une grande résistance à l'usure et à la fragmentation. Cependant le Silexite est moins résistant que le Basalte. Les Calcaires ont une faible résistance à l'usure et au frottement.

## 3. - Essai Proctor - Essai CBR

### 3.1. - L'essai Proctor modifié

Cet essai simule l'évolution du sol au cours du compactage et permet de déterminer pour une énergie de compactage donnée, la teneur en eau optimale pour obtenir la densité sèche maximale.

L'essai consiste à compacter l'échantillon dans un moule standard, à l'aide d'une dame normalisée, à raison de 55 coups par couche (5 couches). Le compactage s'effectue avec des teneurs en eau croissantes rapportées au poids du matériau sec. Après chaque opération on mesure la densité humide ( $\gamma_h$ ) du matériau et la teneur en eau ( $w$ ) puis on calcule la densité sèche ( $\gamma_d$ ).

On trace ensuite la courbe Proctor du matériau avec en abscisse les teneurs en eau et en ordonnée les densités sèches. On détermine ensuite la teneur en eau optimale qui correspond à la densité sèche maximale.

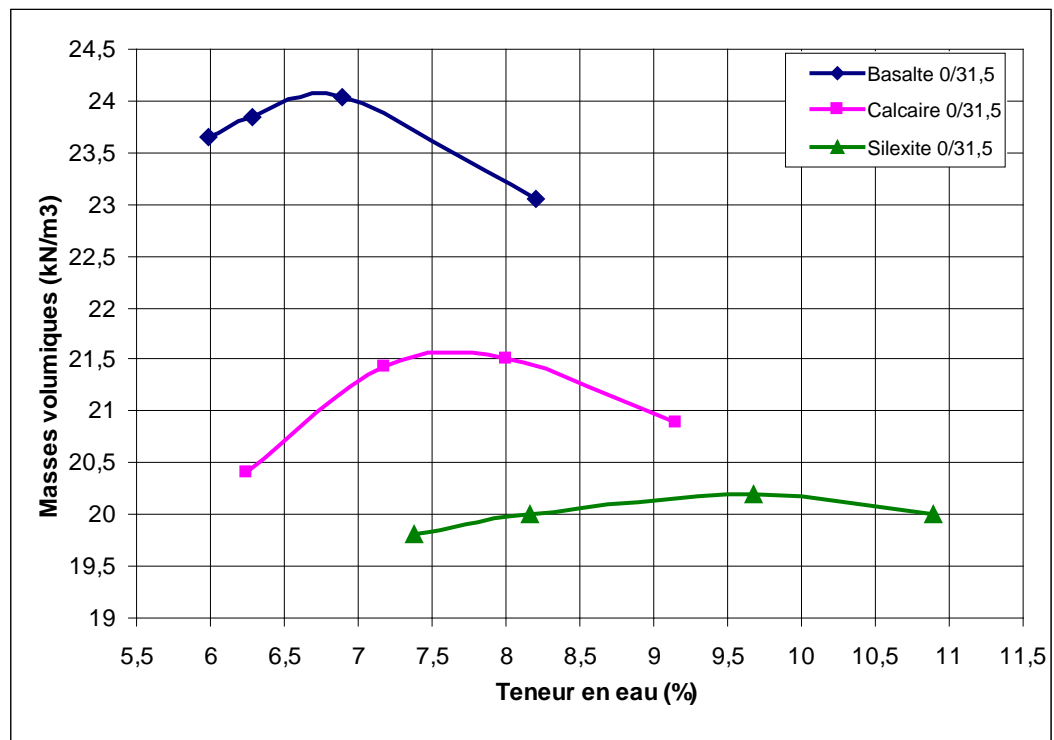


Fig. 25. - Courbes Proctor des différents types de granulat.

	Basalte	Calcaire	Silexite
$\gamma_{d \text{ max}}$ (kN/m³)	24,04	21,6	20,21
$W_{opt}$ (%)	6,8	7,65	9,5
$\gamma_s$ (kN/m³)	27,25	24,44	24
Porosité $n$ (%)	11,84	12	15,64

Tableau 8. - Caractéristiques physiques des différents types de granulats

### 3.2.- L'essai CBR

Il sert à caractériser la portance du matériau c'est à dire la charge qu'il peut supporter sans se rompre, mais également à mesurer l'aptitude d'une chaussée à une perméabilité amenée par une forte immersion en cas de fortes pluies. Le CBR est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part et dans un matériau de référence (13,6 kN) d'autre part.

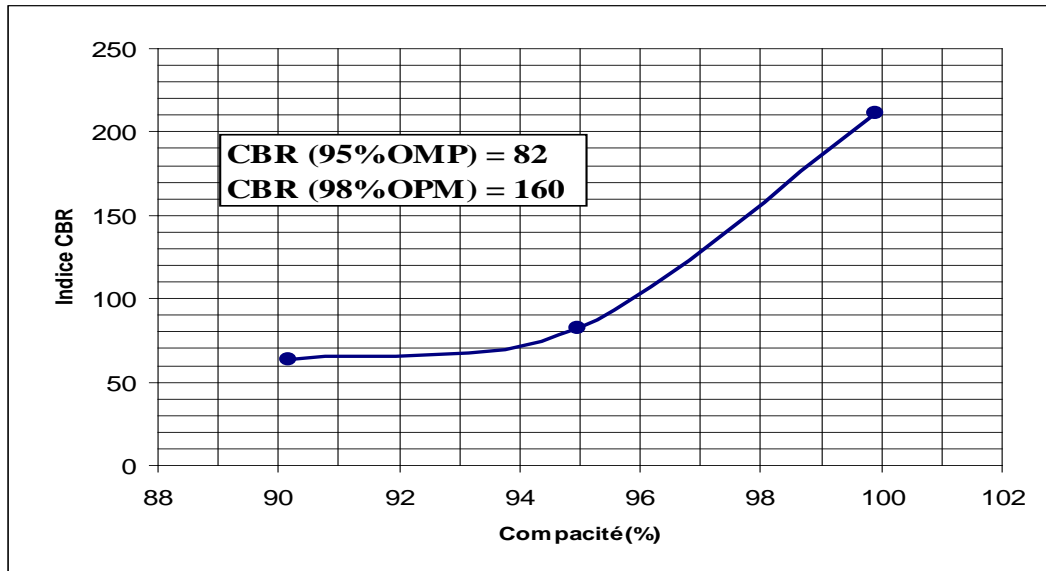
Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}
 & - ICBR_{2,5} = 100F_{2,5}/13,6 \\
 & - ICBR_5 = 100F_5/20,5 \\
 & ICBR = \max(ICBR_{2,5}; ICBR_5)
 \end{aligned}$$

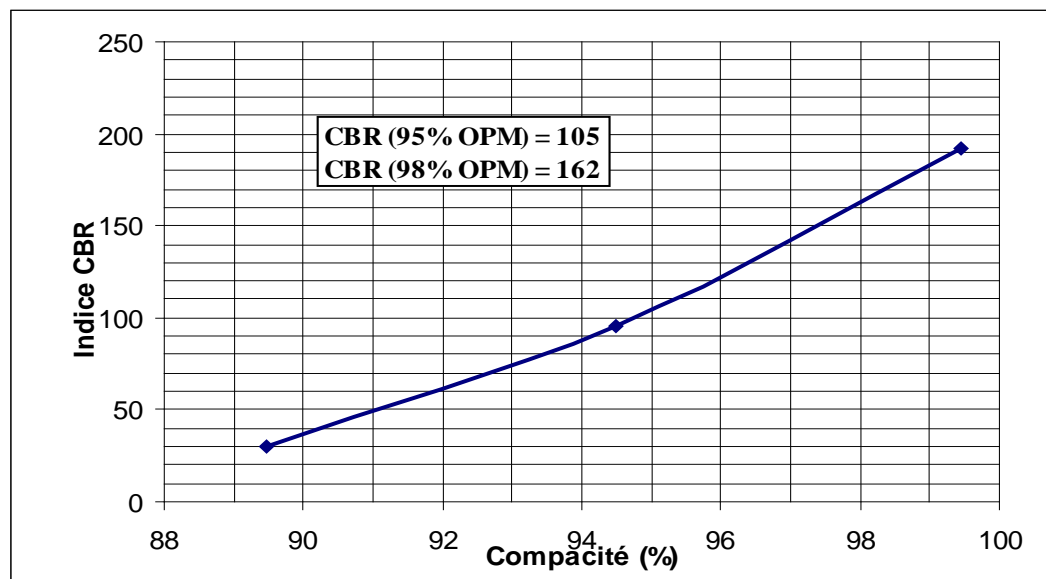
$F_{2,5}$  = Force à 2,5 mm d'enfoncement,

$F_5$  = Force à 5 mm d'enfoncement.

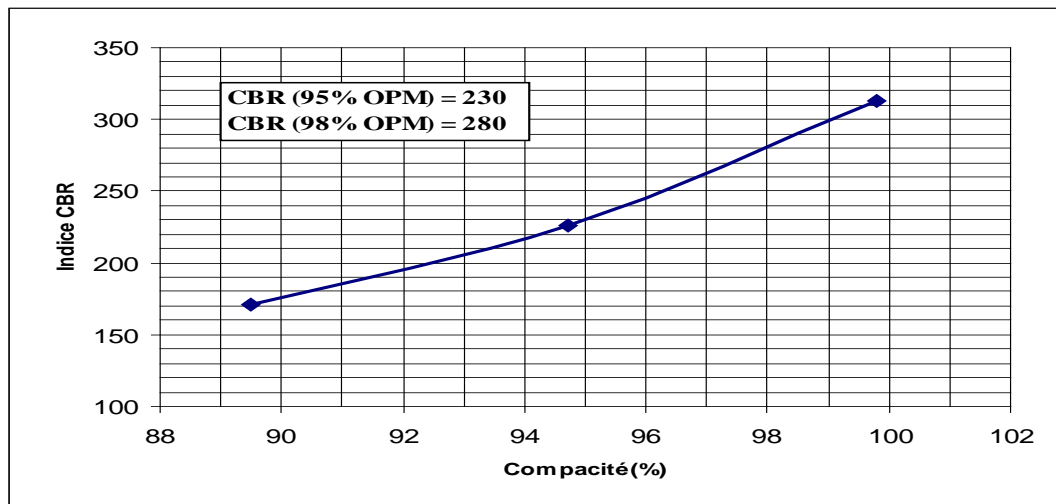
Le matériau est compacté à la teneur en eau optimale suivant les procédures de l'essai Proctor modifié : 3 moules CBR qui seront compactés respectivement à raison de 55, 25, et 10 coups par couche (5 couches par moule). Après immersion des moules pendant 4 jours, on détermine son poids et sa densité humide. On poinçonne ensuite le moule avec un piston de 4,9cm de diamètre à une vitesse de 1,27mm/min. On trace la courbe indices CBR/Compacités. Le CBR à 95% de l'OPM se mesure à un enfoncement de 2,5mm ou 5mm sur la courbe de 25 coups (c'est-à-dire à une compacité de 95%).



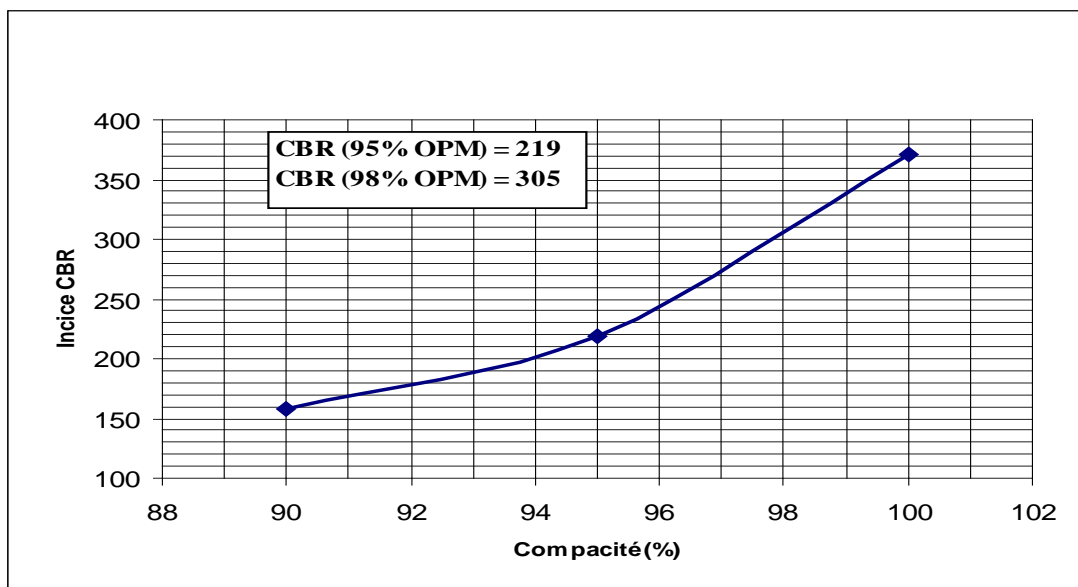
**Fig. 26. -** Etude CBR après 96 heures d'imbibition du Basalte 0/31,5



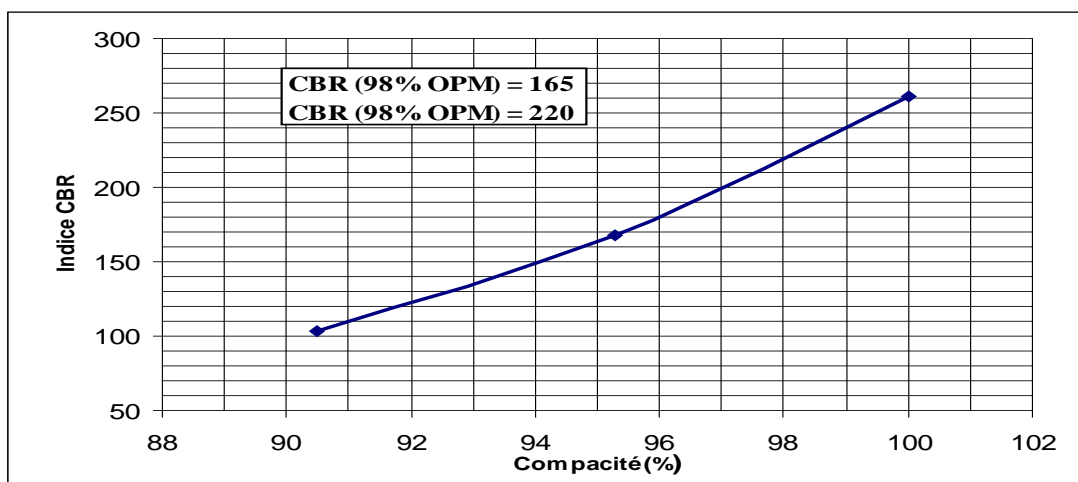
**Fig. 27. -** Etude CBR après 96 heures d'imbibition du Silexite 0/31,5



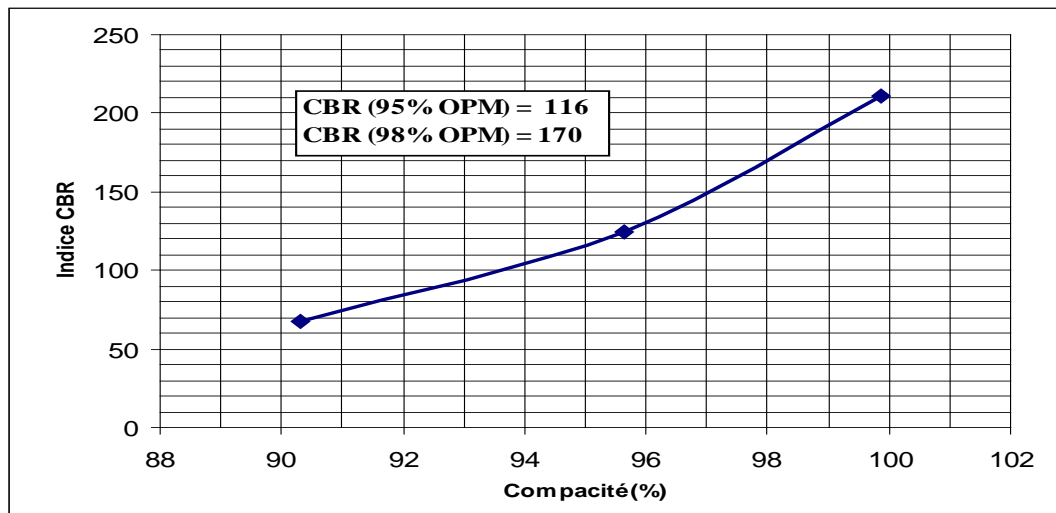
**Fig. 28.** - Etude CBR après poinçonnement immédiat du Calcaire 0/31,5



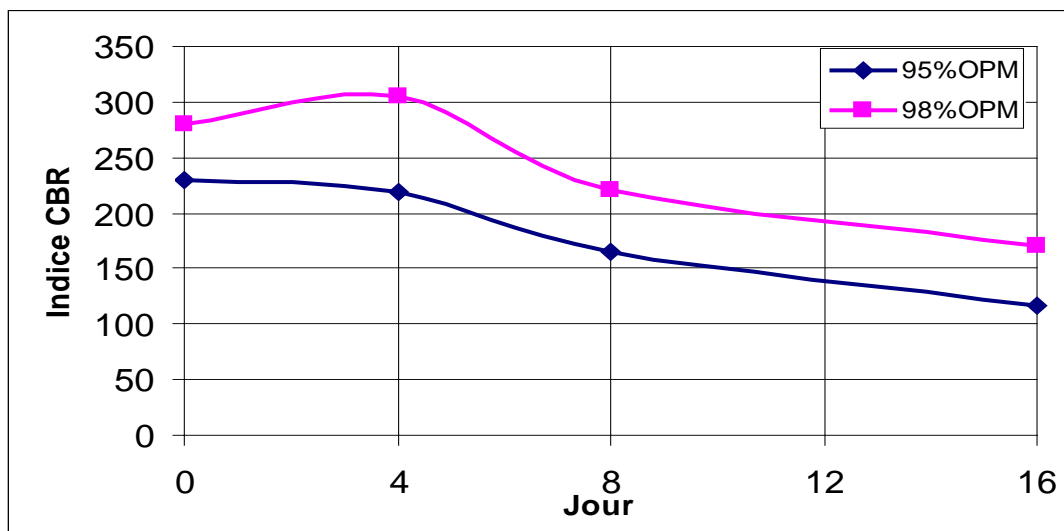
**Fig. 29.** - Etude CBR après 96 heures d'imbibition du Calcaire 0/31,5



**Fig. 30.** - Etude CBR après 8 jours d'imbibition du Calcaire 0/31,5



**Fig. 30.** - Etude CBR après 16 jours d'imbibition du Calcaire 0/31,5



**Fig. 31.** - Evolution du CBR du Calcaire en fonction de la durée d'imbibition

*L'Indice Portant CBR à 95%OPM du Calcaire (219) est largement supérieur à celui du Silexite (105) et du Basalte (82). En se basant sur cet essai on a tendance à penser, à tort, que le Calcaire a les meilleures performances mécaniques que le Basalte. Ceci est dû au fait que malgré la dureté du squelette, le Basalte est un matériau sans cohésion, tirant sa stabilité du seul frottement interne, donc sujet à l'attrition. Cependant le CBR à 98% de l'OPM peut atteindre 160 chez le Basalte, 162 chez le Silexite, et plus de 300 chez le Calcaire, ce qui démontre clairement les exigences de compacité des matériaux non liés. On doit avoir au moins 98% de compacité in situ.*

*Cependant il a été observé à 98% de compacité que l'Indice Portant CBR du Calcaire après 96h d'immersion (305) est supérieur à l'Indice Portant après poinçonnement immédiat (280). Ce comportement peut laisser penser que la présence d'eau a contribué à l'hydratation de la chaux entraînant une cimentation plus forte. C'est pourquoi il a été effectué des essais sur des échantillons immergés pour des durées de 8 à 16 jours pour mieux comprendre l'effet de l'eau. Le constat est que l'accroissement de la portance n'est pas un phénomène continu. Au-delà de 96 heures d'imbibition, la portance du matériau diminue.*

## Conclusion générale et discussions

Les études au laboratoire ont permis d'apprécier les possibilités d'utilisation des granulats concassés en corps de chaussée notamment en couche de base.

Le Basalte, de par ses performances physiques, mécaniques et géotechniques, satisfait entièrement aux spécifications techniques du CEBTP pour la réalisation des corps de chaussée.

Le Sillexite peut également être utilisé en couche d'assise. Cependant des améliorations doivent être apportées à l'élaboration de ce matériau quant à la forme et la granularité des mélanges.

L'utilisation du Calcaire en couche de base doit être limitée aux trafics inférieurs ou égaux à T3 du fait de sa faible résistance à l'usure et au frottement.

Cependant, du fait des limites que présentent les résultats des études, limites liées à la non reproductibilité des essais, à l'utilisation d'une seule carrière de Calcaire, à l'absence de certaines classes granulaires, à la non réalisation des essais de compression, etc. il est nécessaire de:

- Continuer à multiplier les essais,
- Procéder à des améliorations (ciment), à des stabilisations (bitume), ou à des mélanges (litho stabilisation) ;
- Réaliser des planches d'essais pour étudier le comportement sous trafic des matériaux.

L'étude a permis de mettre en évidence les caractéristiques générales des granulats concassés. Ceux-ci présentent des atouts certains par :

- La nature granulaire dépourvue de liant, ce qui constitue un écran contre la remontée des fissures,
- La portance élevée en compacité maximale.

Cependant les critères de spécifications techniques du CEBTP sont discutables pour plusieurs raisons :

- On peut avoir un mélange granulaire optimal avec une courbe granulométrique très bien étalée mais qui sort ou qui n'entre pas parfaitement dans le fuseau de spécification. Ceci démontre clairement les limites du fuseau. Ce dernier ne tient pas compte de la production excessive de fines au cours du compactage de certains matériaux comme les calcaires. De plus, le fuseau s'applique exclusivement aux tout-venants de concassage et non aux graves reconstituées à partir de différentes classes granulaires.
- Des matériaux comme le calcaire ou la latérite ont souvent des indices portant CBR supérieurs à ceux du Basalte. C'est pourquoi, si on se base sur cet essai on a tendance à penser, à tort, que le Calcaire a les meilleures performances mécaniques que le Basalte. Ceci montre que l'indice portant CBR n'est pas un critère de spécification technique fiable pour les matériaux concassés. Cet essai n'est pas adapté à ces types de matériaux.
- Le paramètre Equivalent de Sable retenu dans la spécification pour déterminer la proportion des fines contenues dans le mélange granulaire ne rend pas compte de l'aspect qualitatif de ces fines. Cet essai est de moins en moins utilisé en géotechnique routière depuis l'introduction de la valeur au bleu de méthylène. Ce dernier fournit des informations sur la nature minéralogique de ces fines qui, si elles sont argileuses, sont responsables des pertes ultérieures de portance en présence d'eau.

- Il faut noter également que, attribuer des performances mécaniques à des GNT principalement à partir des mesures de dureté des granulats (Los Angeles et Micro-Deval) est réducteur et pas toujours satisfaisant. Par exemple en France, les GNT calcaires ne sont utilisées qu'en couche de fondation et pour de faibles niveaux de trafics du fait de leurs faibles résistances mécaniques et de leurs fortes sensibilités à l'eau. Cependant des études ont montré que, sous chargements triaxiaux répétés, les GNT calcaires ont généralement un très bon comportement mécanique caractérisé par une forte rigidité et de faibles niveaux de déformations permanentes.

Il sort de cette étude que le comportement mécanique de ces matériaux est encore mal maîtrisé. De ce fait, les méthodes de dimensionnement ne tiennent pas compte parfaitement du comportement rhéologique de ces matériaux.

En effet, l'orniérage est le principal mode de dégradation des chaussées souples. Il est dû principalement au cumul des déformations plastiques dans les différentes couches de matériaux non liés. C'est pourquoi un dimensionnement rationnel des chaussées souples passe par une bonne modélisation du comportement mécanique et rhéologique de ces matériaux.

C'est pourquoi le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a mis au point un appareil triaxial à chargements répétés, spécialement conçu pour l'étude des sols supports de chaussées et des matériaux non traités utilisés en couche d'assise.

Ceci met en avant tout l'intérêt de l'essai triaxial à chargements répétés qui permet de caractériser le comportement des matériaux non liés à partir du mélange granulaire oeuvré, plus représentatif de l'état du matériau dans la chaussée, et non plus à partir des seules caractéristiques de ses granulats.

## REFERECES BIBLIOGRAPHIQUES

**BCEOM-CEBTP (1984).** - Guide Pratique de dimensionnement dans les pays tropicaux, Ministère Français de la Coopération, 155 pages.

**BCEOM-CEBTP (1975).** - Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, tome 2, Etudes et construction, 480.

**CHEVOIR, F. (2005).** - Rhéologie des matériaux granulaires. - LMSC - UMR LCPC - ENPC - CNRS – Institut Navier, 59 pages.

**DIA, A. (1982).** - Contribution à l'étude des caractéristiques pétrographiques pétrochimiques et géotechniques des granulats basaltiques de la presqu'île du Cap-Vert et du Plateau de Thiès (Carrière de Diack - Sénégal) , Thèse de 3<sup>ème</sup> cycle, Fac Sciences, 179 pages.

**DRAME, A. (2004).** - Caractérisation géologique et géochimique du panneau I de la carrière de Kirène pour l'approvisionnement en calcaire de la cimenterie : élaboration d'une esquisse d'un schéma d'exploitation. – Mémoire de fin d'études ingénieurs, IST, UCAD, N°133, 91 pages.

**DUPAIN, LANCHON, ST ARROMAN. (2004).** - Granulats, Sols, Ciments et Bétons, 3<sup>ème</sup> édition, 236 pages.

**FALL. M. (1993).** - Identification et caractérisation mécanique de graveleux latéritiques du Sénégal : Application au domaine routier. Thèse Doctorat INPL en Génie Civil et Minier (Nancy), 274 pages.

**GABRYSIAK, F.** - Les granulats, Chapitre 2, 35 pages.

**GAYE, M.G. (1995).** - Caractérisation et performance d'un granulat type nouveau en corps de chaussée : les Silexites (produits secondaires dans la chaîne de production de la CSPT-Taïba). IST, 69 pages.

**GIDEL, G. (2001).** - Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. Thèse de Doctorat, EDSPI, Université de Bordeaux I, 251 pages.

**HABIBALLAH. T. (2005).** - Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées. Application au calcul de l'orniérage des chaussées souples. Thèse de doctorat Génie civil, Université de Limoge, 177 pages.

**IK CONSULTANCE. (2004).** - Rapport d'étude de caractérisation mécanique de granulats à béton de Diack et Bandia. 6 pages.

**JEUFFROY, G (1967).** - Conception et construction des chaussées, tome 1, Eyrolles.

**LCPC, SETRA. (1994).** - Conception et dimensionnement des structures de chaussées : guide technique.

**LCPC, SETRA. (1992).** - Réalisation des remblais et des couches de forme, Guide technique, Fascicule I, 96 pages.

**NDIAYE, N.D. (1996).** - Tout-venants concassés de calcaires Paléocène et litho stabilisation pour couche de base des chaussées au Sénégal. - Séminaire international sur les matériaux routiers, 67 pages.

**OVARLEZ, G. (2002).** - Statique et rhéologie d'un milieu granulaire confiné. - Thèse de doctorat, Université de Paris XI Orsay, 134 pages.

**ROGNON, P. (2006).** - Rhéologie des matériaux granulaires cohésifs. Application aux avalanches de neiges denses. - Thèse de doctorat, ENPC, 185 pages.

**ROUX, J.N. *et al* (2007).** - Géométrie et propriétés élastiques des matériaux granulaires. - 18<sup>ème</sup> congrès français de la mécanique, 6 pages.

**Mémoire de DEA (Diplôme d'Etudes Approfondies) en Géosciences**  
**Option : Environnements sédimentaires**  
**Mention : Géotechnique**

Présenté par :  
**Makhaly BA**

Titre :  
**Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussée et évaluation de la qualité**

Soutenu le 13 Juin 2008  
Devant la commission d'examen composée de :

Mamadou FALL	UCAD	Président
Meissa FALL	UCAD	Rapporteur
Mouhammadoul B. DIOUF	UCAD	Examineur
Moustapha DIENE	UCAD	Examineur

**Résumé**

Au Sénégal, il a été observé une augmentation généralisée du niveau du trafic routier et une rareté des matériaux latéritiques de bonne qualité. Ceci limite la performance de ces matériaux quoique très usités dans la réalisation des assises de chaussées.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre des recherches sur l'utilisation de matériaux de substitution en construction routière. Des études ont été faites au laboratoire de géotechnique de Jean Lefebvre du Sénégal allant dans le sens d'utiliser les granulats concassés de Basalte, Calcaire et Silexite en corps de chaussée.

Le travail consistait à reconstruire un mélange 0/31,5 à partir des différentes classes granulaires et d'en déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que les essais d'identification pour déterminer en laboratoire l'aptitude des tout-venants à être utilisés en corps de chaussée.

Les résultats obtenus en laboratoire permettent d'envisager l'utilisation des granulats concassés de Basalte, Calcaire et Silexite en construction routière. Les indices de portance CBR obtenus pour les différents types de matériaux sont supérieurs à ceux exigés par les spécifications du CEBTP.

Le Basalte, de par ses performances physiques, mécaniques et géotechniques, satisfait entièrement aux spécifications techniques du CEBTP pour la réalisation des corps de chaussée.

Le Silexite peut également être utilisé en couche d'assise. Cependant des améliorations doivent être apportées à l'élaboration de ce matériau quant à la forme et la granularité des mélanges.

L'utilisation du Calcaire en couche de base doit être limitée aux trafics inférieurs ou égaux à T3 du fait des faibles résistances à l'usure et au frottement.

Il faut noter également que, attribuer des performances mécaniques à des graves non traitées principalement à partir des mesures de dureté des granulats est cependant réducteur et pas toujours satisfaisant. Ceci met en avant tout l'intérêt de l'essai triaxial à chargements répétés qui permet de caractériser le comportement des matériaux non liés à partir du mélange granulaire oeuvré, plus représentatif de l'état du matériau dans la chaussée, et non plus à partir des seules caractéristiques des ses granulats.

Mots-clés : granulats - tout-venant – Basalte - calcaire – Silexite – CBR - CEBTP.