

Chapitre IV

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

IV.1 Introduction

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

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

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

a) Essais d'identification

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

b) Essais de dureté

- Essai Los Angeles ;
- Essai Micro-Deval ;

c) Essais de portance

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

IV.2.1 Essais d'identification

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

IV.2.1.1.1 But de l'essai

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

IV.2.1.1.2 Principe de l'essai

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

IV.2.1.1.3 Matériels utilisés

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

IV.2.1.1.4 Mode opératoire

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

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

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

Le [Tableau IV.1](#) résume phase par phase la procédure détaillée de réalisation de l'essai au bleu de méthylène.

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

Cinématique du dosage	Commentaires
a. Ajout de 5 cm ³ de bleu puis aller en 2.	1 ^{ère} phase : addition de bleu de méthylène par pas grossier (5 cm ³) suivi du test de la tache au bout de 1 min ± 10 s.
b. Test de la tache au bout de 1 min ± 10 s : - Si le test est négatif, retour en 1 ; - Si le test est positif, aller en 5.	Si le test est positif avec moins de 10 cm ³ de bleu de méthylène, recommencer l'essai avec une prise d'essai plus importante.
c. Ajout de 2 cm ³ de bleu puis aller en 4.	2 ^{ème} phase : au premier test immédiat positif, on ajoute le bleu par pas fin (2 cm ³) car la suspension est en voie de saturation.
d. Test immédiat de la tache après 1 min : - Si le test est négatif, retour en 3 ; - Si le test est positif, aller en 5.	/
e. Effectuer 5 fois la confirmation du test toutes les minutes pendant 5 minutes : - Si le test est négatif, retour en 3 ; - Si le test est positif, fin du dosage.	3 ^{ème} phase : confirmation du test positif pendant 5 minutes.

IV.2.1.1.5 Expression des résultats

- Teneur en eau de l'échantillon :

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

- Masse sèche de la prise d'essai :

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

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

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

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

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

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

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

Où :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.1.6 Interprétation des résultats

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

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

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

IV.2.1.2 Analyse granulométrique

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.2.1 But de l'essai

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

IV.2.1.2.2 Principe de l'essai

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

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

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

IV.2.1.2.3 Matériels utilisés

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

IV.2.1.2.4 Mode opératoire

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.2.5 Expression des résultats

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.2.6 Interprétation des résultats

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

Tableau IV.3 – Granulométrie en fonction de C_u .

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

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

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

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

IV.2.1.3 Limites d'Atterberg

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

IV.2.1.3.1 But de l'essai

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

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

IV.2.1.3.2 Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur la fraction 0/400 μm en deux phases :

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

IV.2.1.3.3 Matériels utilisés

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

IV.2.1.3.4 Mode opératoire

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

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

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

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

IV.2.1.3.5 Expression des résultats

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

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

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

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

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

IV.2.1.3.6 Interprétation des résultats

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

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

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.4.1 But de l'essai

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

IV.2.1.4.2 Principe de l'essai

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

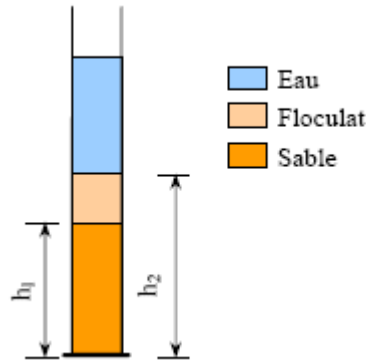


Figure IV.1 – Essai d'équivalent de sable (LCPC-GTR 2000).

IV.2.1.4.3 Matériels utilisés

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

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

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

IV.2.1.4.4 Mode opératoire

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

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

a)- Préparation du matériel d'essai

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

b)- Remplissage, agitation et lavage

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

IV.2.1.4.5 Expression des résultats

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

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

Où :

H₁: hauteur du sable propre + éléments fins (ou floculants) ;

H₂: hauteur totale du sable propre seulement.

IV.2.1.4.6 Interprétation des résultats

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

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

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

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

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

IV.2.1.5 Essai de compactage

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

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

IV.2.1.5.1 But de l'essai

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

IV.2.1.5.2 Principe de l'essai

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IV.2.1.5.3 Matériels utilisés

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

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

IV.2.1.5.4 Mode opératoire

a)- Préparation des échantillons pour essais

➤ Quantités à prélever

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

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

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

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

➤ Préparation de l'échantillon

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

➤ Détermination de la teneur en eau de départ

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

b)- Préparation du matériel

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

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

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

c)- Exécution de l'essai

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

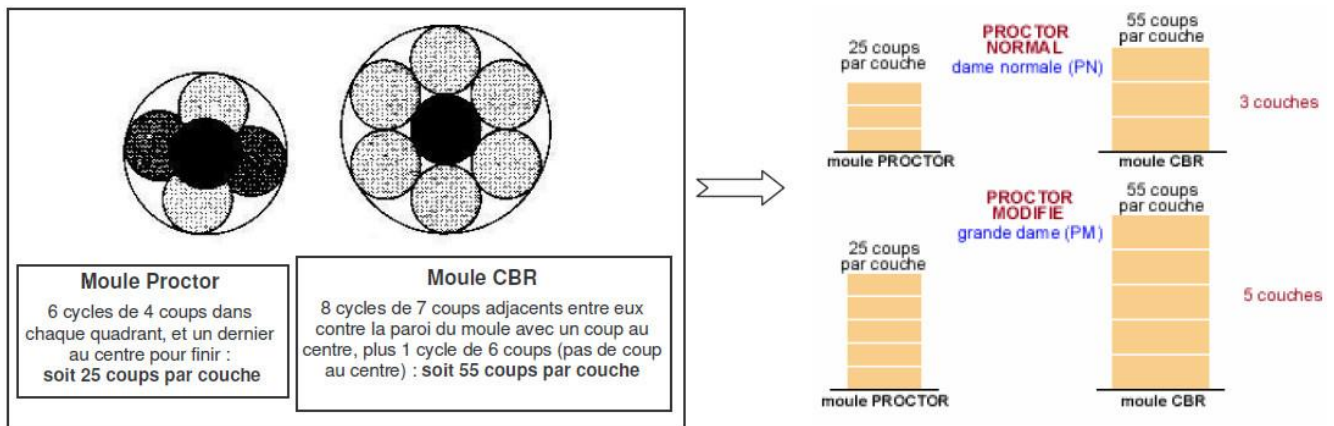


Figure IV.2 – Distribution des coups engendrés à la surface de chaque couche selon le type du moule utilisé.

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

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

IV.2.1.5.5 Expression et interprétation des résultats

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

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

Où :

γ_h : Poids volumique humide ;

ω : Teneur en eau.

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

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

Où :

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

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

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

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

IV.2.2 Essais de dureté

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

IV.2.2.1 Essai Los Angeles

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

IV.2.2.1.1 But de l'essai

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

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

IV.2.2.1.2 Principe de l'essai

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

IV.2.2.1.3 Matériels utilisés

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

IV.2.2.1.4 Mode opératoire

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

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

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

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

IV.2.2.1.5 Calcul du coefficient Los Angeles « LA »

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

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

IV.2.2.1.6 Expression et interprétation des résultats

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

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

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

IV.2.2.2 Essai Micro-Deval

IV.2.2.2.1 But de l'essai

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

IV.2.2.2.2 Principe de l'essai

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

IV.2.2.2.3 Matériels utilisés

La machine micro-Deval comporte les éléments suivants :

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

On a besoin aussi de :

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

IV.2.2.2.4 Mode opératoire

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

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

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

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

IV.2.2.2.5 Expression des résultats

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

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

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

- $m \text{ (g)} = 500 - m_1$ pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm ;
- $m \text{ (g)} = 10000 - m_1$ pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.

IV.2.2.2.6 Interprétation des résultats

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

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

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

IV.2.3 Essais sur la portance

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

IV.2.3.1.1 But de l'essai

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

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

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

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

IV.2.3.1.2 Principe de l'essai

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

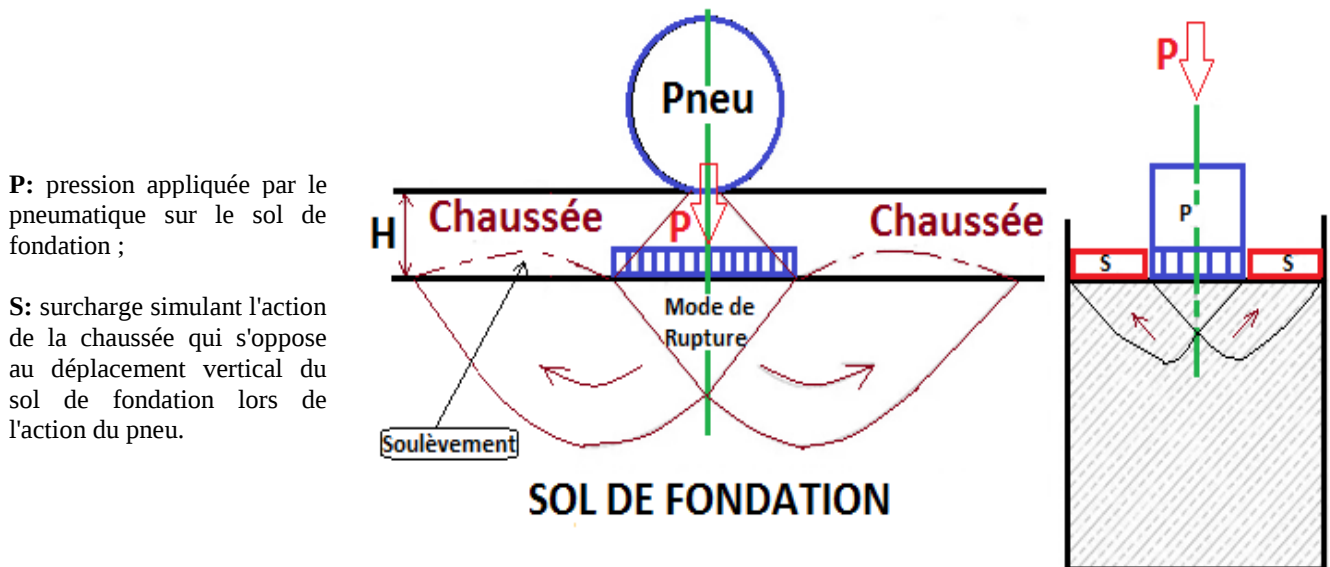


Figure IV.3 – Essai CBR simulant le phénomène de poinçonnement dans une chaussée routière.

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

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

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

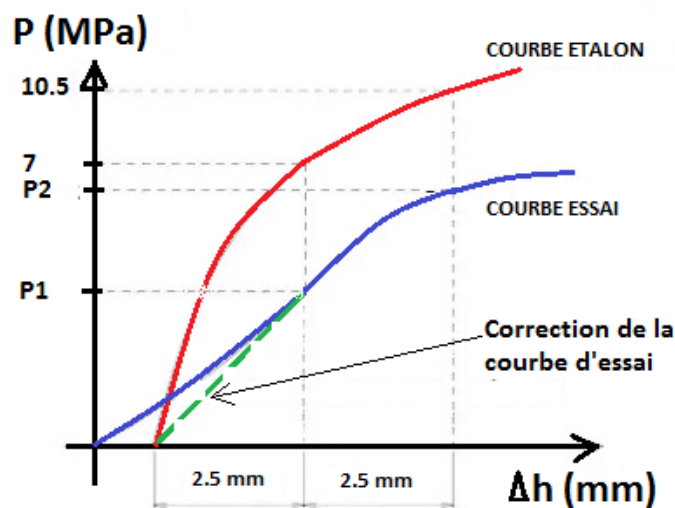


Figure IV.4 – Courbe contrainte-déformation.

Remarque :

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

IV.2.3.1.3 Matériels utilisés

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

IV.2.3.1.4 Mode opératoire

Avant d'introduire le matériau dans le moule :

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

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

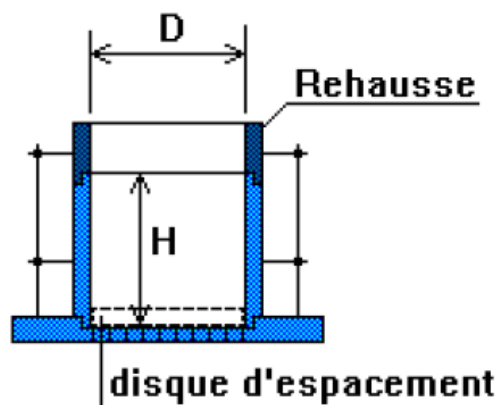


Figure IV.5 – Préparation du moule.

a)- Méthode de Confection

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

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

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

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

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

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

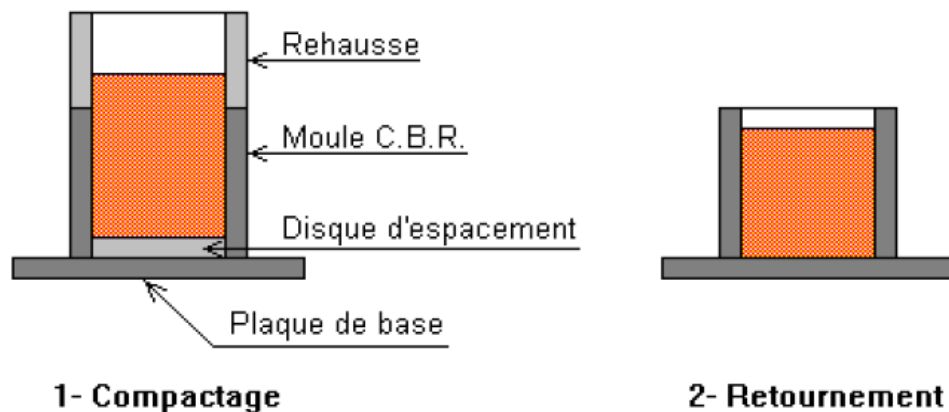


Figure IV.6 – Eprouvette après confection.

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

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

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

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

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

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

c)- Exploitation des mesures

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

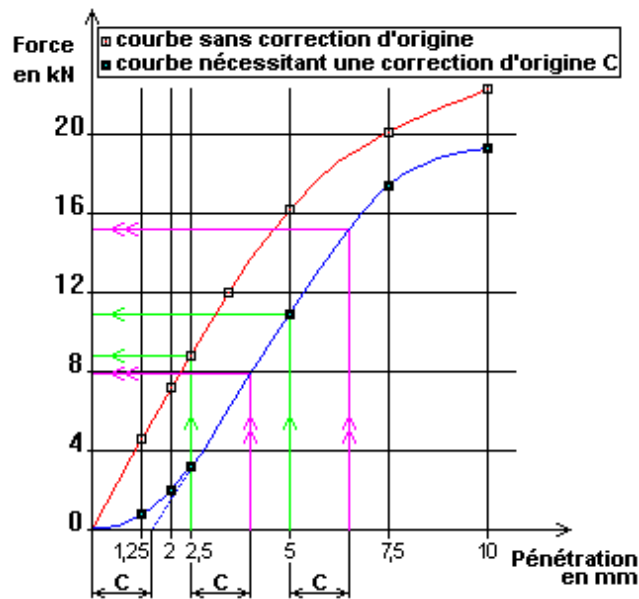


Figure IV.7 – Courbe effort-déformation.

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

IV.2.3.1.5 Expression et interprétation des résultats

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

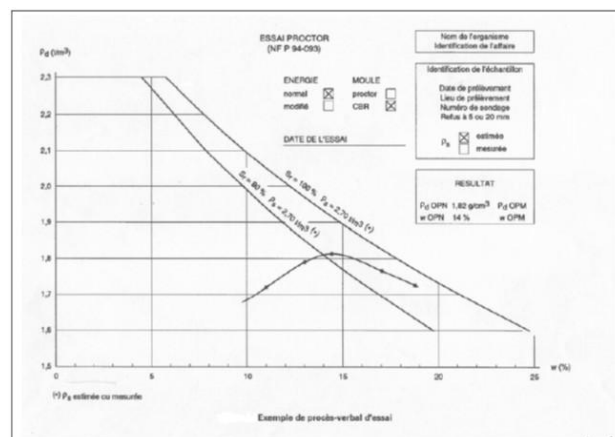


Figure IV.8 – Exemple de procès verbal d'essai.

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

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

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

Où :

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

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

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

IV.2.3.2 Essai à la plaque

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

IV.2.3.2.1 But de l'essai

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

IV.2.3.2.2 Principe de l'essai

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

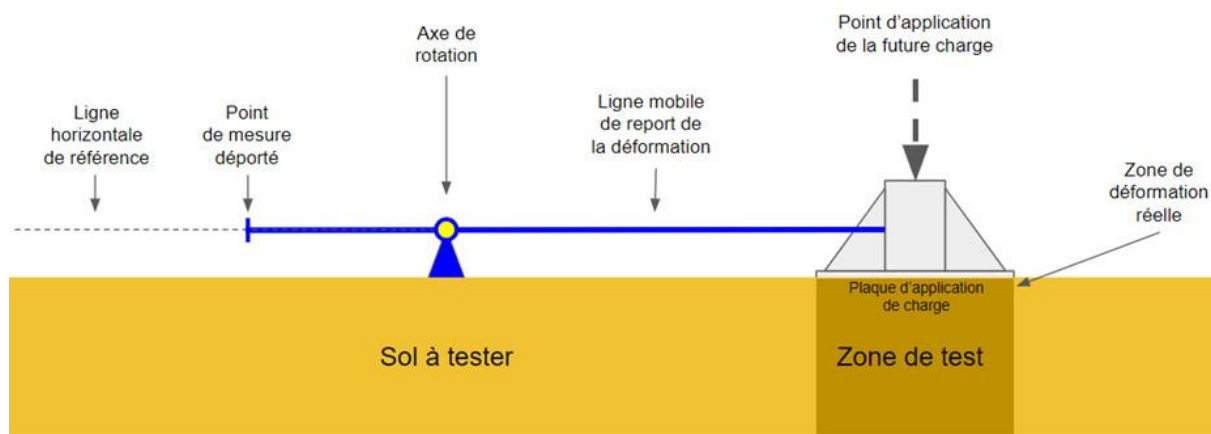


Figure IV.9 – Dispositif de mesure à vide (sans charge).

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

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

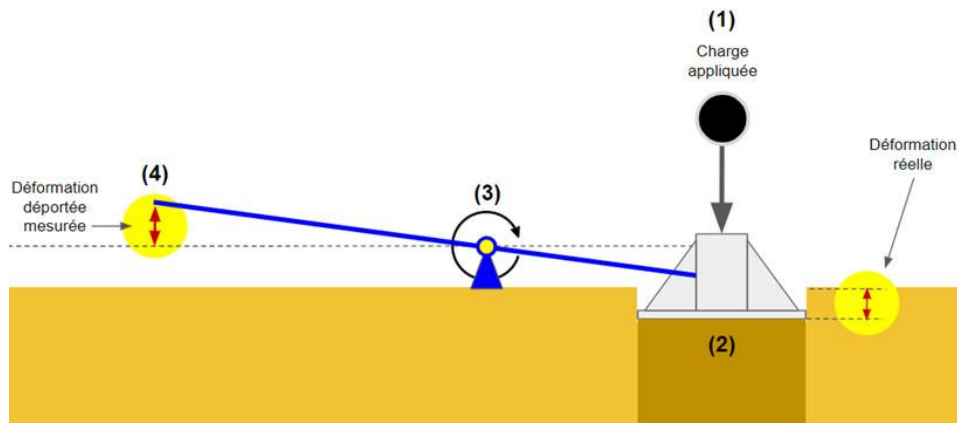


Figure IV.10 – Dispositif de mesure en charge.

IV.2.3.2.3 Matériels utilisés

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

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

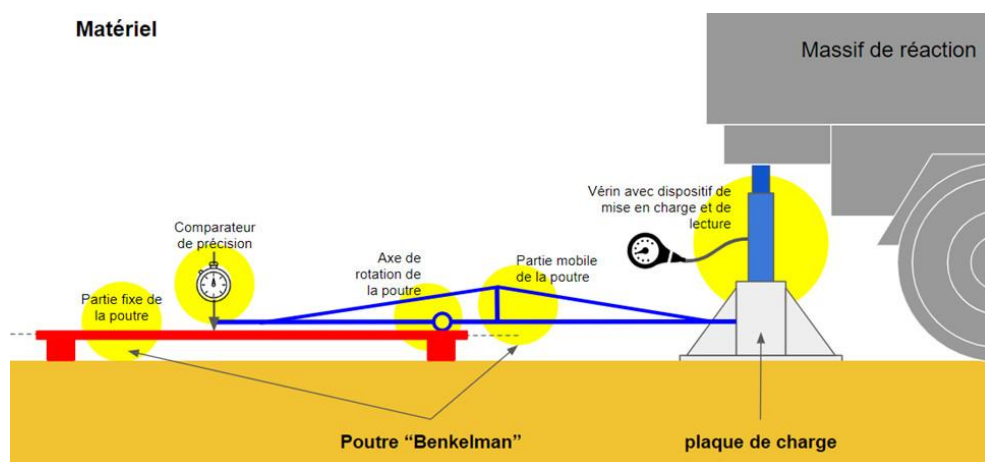


Figure IV.11 – Dispositif de mesure composé d'une poutre de Benkelman et un massif de réaction.

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

IV.2.3.2.4 Mode opératoire

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

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

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

IV.2.3.2.5 Expression des résultats

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

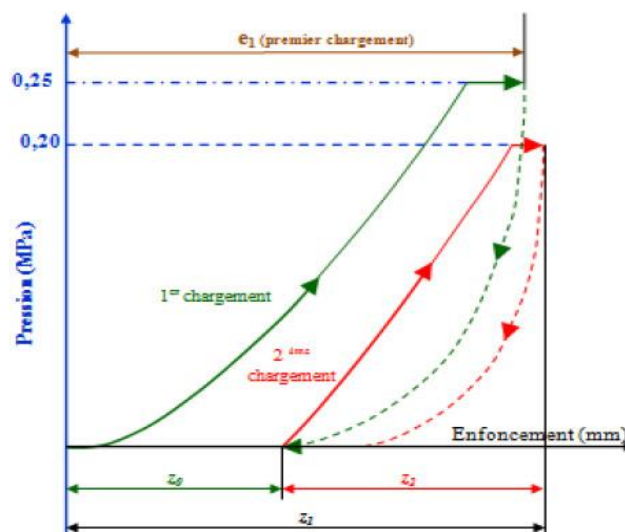


Figure IV.12 – Enfoncement de la plaque en fonction des deux pressions appliquées.

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

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

Où :

d : Diamètre de la plaque en (mm) ;

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

EV₂: Module de déformation statique en (MPa) ;

ν : Coefficient de poisson (sans unité) ;

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

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

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

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

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

IV.2.3.2.6 Interprétation des résultats

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IV.3.1 La méthode « VIZIR »

IV.3.1.1 Principe de la méthode « VIZIR »

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

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

IV.3.1.2 Classification et quantification des dégradations

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

IV.3.1.2.1 Les dégradations structurelles de « Type A »

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

- Les déformations ;
- Les fissurations de fatigue.

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

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

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

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

IV.3.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B »

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

Dans les dégradations de type B, on distingue :

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

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

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

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

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

IV.3.1.3 Relevé et notation des dégradations

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

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

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

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

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

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

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

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

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

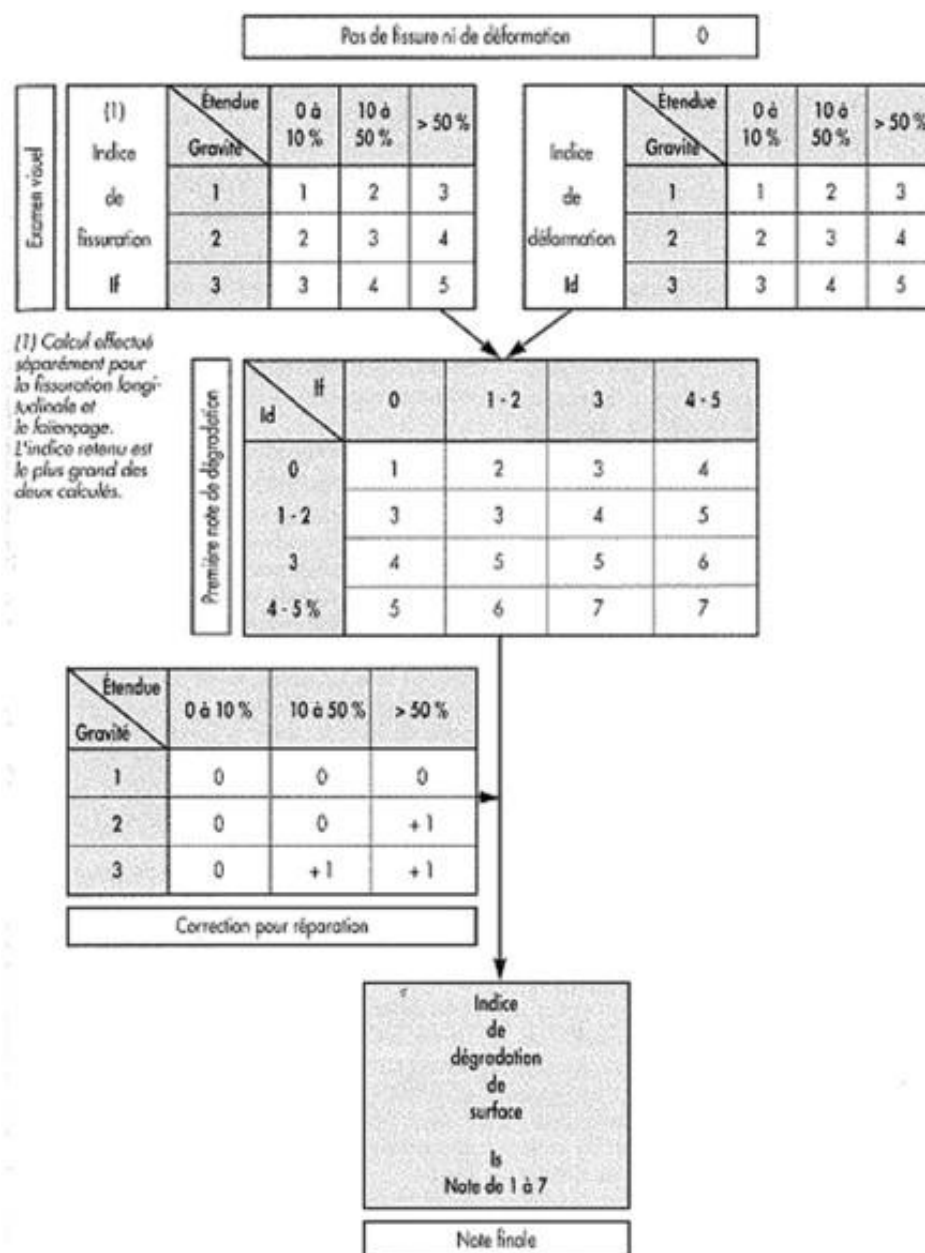


Figure IV.13 – Enfoncement de la plaque en fonction des deux pressions appliquées.

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

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

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

IV.3.1.4 Recherche de solutions

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

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

La solution technique est déterminée en deux étapes à savoir :

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

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

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

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

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

- **Q_1 , Q_2 et Q_3** : ces notes signifient qu'il n'y a rien à faire ou seulement des travaux d'entretien dont la solution sera donnée ultérieurement en fonction du trafic. Lorsqu'il n'y a que des travaux d'étanchéité à envisager, l'indice de fissuration intervient pour déterminer la date et la nature des travaux ;
- **Q_7 , Q_8 et Q_9** : ces notes signifient que la chaussée relève de travaux de renforcement dont l'épaisseur dépend du trafic. La solution est donnée ultérieurement ;

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

Indice de dégradation I_s / Déflexion	d1		d2
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
1 – 2 Peu ou pas de fissures ou pas de déformations	Q_1	Q_3	Q_6
3 – 4 Fissuré sans ou avec peu de déformation et déformations sans fissures	Q_2	Q_5	Q_8
5 – 6 – 7 Fissures et déformations	Q_4	Q_7	Q_9

- **Q_4 , Q_5 et Q_6** : il s'agit d'une zone d'indétermination qu'il convient de lever en recherchant la cause qui est à l'origine du désaccord entre la portance et l'examen visuel. Schématiquement, ceci peut se résumer de la manière suivante :
 - **Q_4** : chaussée présentant un état de dégradation prononcé malgré une bonne portance. Il convient de vérifier la validité de la déflexion (en particulier la période de mesure), ainsi que la nature des dégradations (en particulier l'orniérage des couches d'enrobés qui n'est pas lié à la déflexion). Selon la réponse, Q_4 sera reclassé en Q_2 (priorité à la déflexion) ou Q_7 (priorité à l'état de dégradation) ;
 - **Q_5** : même analyse que précédemment ; on tiendra compte de la position de la déflexion par rapport aux limites, ainsi que du trafic ; selon la réponse, on reclassera en Q_3 , Q_7 ou Q_8 ;
 - **Q_6** : chaussée présentant une forte déflexion sans dégradation apparente ; pour valider ou invalider l'état de surface, on vérifiera l'âge de la chaussée ou la date des derniers travaux, ainsi que le niveau de trafic. Selon la réponse, on reclassera en Q_3 ou Q_8 .

IV.3.1.4.2 Détermination de la solution

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

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

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

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

IV.3.2 La méthode « VIZIRET »

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

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

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

IV.3.3 La méthode « CEBTP-LCPC »

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

IV.3.3.1 Méthodologie

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

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

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

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

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

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

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

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

**cas les plus rares*

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

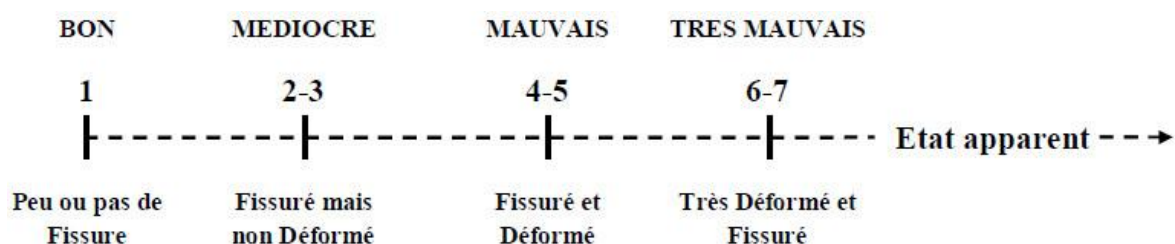


Figure IV.14 – Qualité apparente d'une section de chaussée ([CEBTP-LCPC 1985](#)).

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

IV.3.3.2 Calage des résultats

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

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

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

IV.4 Conclusion

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