

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
PARTIE A. LA GEOTECHNIQUE ROUTIERE	
Introduction.....	3
Chapitre I. La chaussée	3
I.1. Définition	3
I.2. Les différentes couches de chaussée	3
I.2.1. Couche de surface	3
I.2.2. Couche de base.....	4
I.2.3. Couche de fondation	4
I.2.4. Couche de forme	4
I.3. Les différentes catégories de chaussée	4
Chapitre II. Caractéristiques géométriques de chaussée	5
II.1. Le profil en travers	5
II.2. La largeur de chaussée	6
II.3. Zone de récupération et zone de dégagement de sécurité	6
II.4. Les bermes.....	7
Chapitre III. Dégradations des chaussées.....	7
III.1. Définition	7
III.2. Principales causes de dégradations des chaussées.....	7
III.2.1. Trafic.....	7
III.2.2. Conditions climatiques.....	8
III.2.3. Mise en œuvre.....	8
III.2.4. Mouvements de terrain.....	8
III.2.4.1. Introduction.....	8
III.2.4.2. Glissements de terrain.....	9
III.2.4.2.1. Définition.....	9
III.2.4.2.2. Conditions d'apparitions.....	9

III.2.4.2.3. Conséquences	10
III.2.4.3. Effondrements et affaissements.....	10
III.2.4.3.1. Définition.....	10
III.2.4.3.2. Conditions d'apparitions.....	11
III.2.4.3.3. Conséquences.....	12
III.2.4.4. Eboulements, chutes de blocs et de pierres.....	12
III.2.4.4.1. Définition.....	12
III.2.4.4.2. Conditions d'apparition.....	13
III.2.4.4.3. Conséquences.....	14
III.2.4.5. Tassements par retrait.....	14
III.2.4.5.1. Définition.....	14
III.2.4.5.2. Conditions d'apparition.....	14
III.2.4.5.3. Conséquences.....	14
III.3. Conclusion.....	14

**PARTIE B. ETUDE PRATIQUE ET TRAITEMENT DES DESORDRES DE LA
ROUTE NATIONAL N°4 ENTRE LES PK 108+500 AU PK 112+000 ET LES PK
146+000 AU PK 153+000**

Introduction	16
Chapitre I. Présentation de la zone d'étude.....	16
I.1. Situation géographique.....	16
I.2. Cadre climatique.....	17
I.3. Cadre géologique.....	18
I.3.1. Aperçu lithostratigraphique.....	19
I.3.2. Tectonophysique et Structure.....	20
I.3.3. Hydrographie et Hydrogéologie.....	21
Chapitre II. Reconnaissances géotechniques.....	22
II.1. Relevés topographiques.....	23
II.2. Etat de la route et relevés des dégradations.....	23
II.3. Investigation in-situ.....	24

II.4. Essais au laboratoire.....	28
II.4.1. Analyse granulométrique.....	30
II.4.3. Valeur au bleu du sol.....	32
II.4.4. Limites d'Atterberg.....	34
II.4.5. Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre.....	35
II.4.6. Détermination optimum Proctor.....	37
II.4.7. Classification des sols : GTR.....	40
II.4.8. Classification des sols : LCPC.....	40
Chapitre III. Modélisation numérique PLAXIS 8.2.....	41
III.1. Modélisation du comportement d'un sol.....	42
III.2. Génération du maillage.....	43
Chapitre IV. Analyse et interprétation des résultats.....	45
IV.2. Analyse des résultats.....	45
IV.3. Interprétation des résultats.....	47
Chapitre V. Solutions palliatives de traitement.....	48
V.1. Solution n°1.....	48
V.2. Solution n°2.....	52
V.3. Solution n°3.....	52
Conclusion générale.....	56
Bibliographie.....	57

Résumé

La route nationale 4 (RN4), surtout dans la région de Fès-Meknès, manifeste plusieurs sortes de désordres (fissurations, affaissements, Ondulations, etc.) qui posent de sérieux problèmes techniques et constituent aussi une gêne, voire un danger, pour les usagers. La concentration et la répétition de ces désordres justifiaient une étude détaillée notamment du tronçon entre les points kilométriques 108+500 et 112+000 et du tronçon entre les points kilométriques 146+000 et 153+000 sujet du présent mémoire.

L'étude du tracé passe d'une part, par une bonne connaissance de la géotechnique routière et les composantes de la chaussée, ainsi les différents désordres et leurs manifestations dans les routes, et d'autre part, par une bonne connaissance de la géologie et le climat de la région et une interprétation des résultats des campagnes de reconnaissance géotechnique. La présence des marnes dans le sol support des deux tronçons étudiés provoque des interactions avec la route où les eaux n'ont pas d'exutoire, donc en hiver les eaux de pluie stagnent dans les points bas, elles saturent le sol support argileux puis elles activent son instabilité volumétrique en provoquant son gonflement, par contre en été le dessèchement du sol support active le retrait des argiles et provoque son affaissement. Ces variations volumétriques saisonnières induisent au niveau des tracés souples des contraintes de cisaillement importantes qui génèrent des déformations irréversibles et l'apparition de dégradations dans les jonctions entre la chaussée et les accotements.

Dans le but de valider les résultats obtenus expérimentalement, une modélisation numérique par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 8.2. Les résultats obtenus numériquement sont assez proche a ceux de l'expérimentale. Et enfin une étude technique des solutions palliatives pour garantir la stabilisation des désordres et assuré la sécurité et le confort pour les usagers de cette route, fait l'objet d'un travail rigoureux.

Mots clés : Géotechnique, Route, Instabilités, Solutions, RN4, Fès, Meknès

Summary

The national road 4 (RN4), especially in Fes-Meknes area, manifests several kinds of disorders (cracks, subsidence, ripples, etc.) which made serious technical problems and constitute an inconvenience, even a danger, for the users. The concentration and repetition of these disorders justified a detailed study, in particular of the section between kilometric points 108 + 500 and 112 + 000 and the section between kilometric points 146 + 000 and 153 + 000 subject of this study.

The study of route passes on the one hand, by a good knowledge of the geotechnical road analysis and the components of the roadway, thus the various disorders and their manifestation in the roads, and on the other hand, by a good knowledge of the geology and the climate of the region and an interpretation of the results of the geotechnical investigation. The presence of marls in the supporting soil of the two sections studied, causes interaction with the road where the rainwater has no outlet, so in winter rainwater stagnates in the low points, they saturate the clay support soil and then they activate its volumetric instability causing its swelling, but in summer the drying of the support soil activates the shrinkage of the clays and causes its collapse. These seasonal volumetric variations induce at the level of the flexible plots important shear stresses, which generate irreversible deformations and the appearance of degradations in the junctions between the roadway and the shoulders.

In order to validate the results obtained experimentally, numerical modeling by the finite element method using PLAXIS 8.2 software. The results obtained numerically are rather close to those of the experimental one. Finally a technical study of palliative solutions to ensure the stabilization of disorders and ensured safety and comfort for users of this road, is the subject of rigorous work.

Keywords. Geotechnics, Road, Instabilities, Solutions, RN4, Fez, Meknes

Liste des figures

<i>Figure 1 : couches de chaussée</i>	3
<i>Figure 2 : catégories de chaussée</i>	5
<i>Figure 3 : Profil en travers</i>	6
<i>Figure 4 : Glissement de terrain</i>	9
<i>Figure 5 : Marque d'érosion à la base d'un talus</i>	10
<i>Figure 6 : Affaissement</i>	11
<i>Figure 7 : Effondrement</i>	11
<i>Figure 8 : Chutes de blocs et de pierres</i>	13
<i>Figure 9 : Situation géographique de La route nationale 4</i>	16
<i>Figure 10 : Situation géographique des tronçons étudiés</i>	17
<i>Figure 11 : Diagramme ombrothermique de Gaussen (ABHS Fès. 2013)</i>	18
<i>Figure 12 : précipitations moyennes interannuelles (ABHS Fès. 2014)</i>	18
<i>Figure 13 : Log lithostratigraphique synthétique du bassin du Fès-Meknès (Ait Brahim, 1991, Essahlaoui, 2000)</i>	19
<i>Figure 14 : Représentation des tronçons étudiés sur la carte géologique</i>	20
<i>Figure 15 : répartition des eaux de surface et souterraines de la région de Fès-Meknès</i>	22
<i>Figure 16 : sondeuse-carotteuse</i>	24
<i>Figure 17 : pelle mécanique</i>	24
<i>Figure 18 : Emplacement et lithologie des sondages carottés et mécaniques du PK 108+500 au PK 112+000</i>	26
<i>Figure 19 : Emplacement et lithologie des sondages carottés et mécaniques du PK 146+000 au PK 153+000</i>	27
<i>Figure 20 : Analyse granulométrique</i>	30
<i>Figure 21 : courbes granulométriques</i>	31

Figure 22 : Résultats de valeur au bleu de méthylène	32
Figure 23 : Cylindre de 3mm de diamètre se brisant en tronçons de 10 à 20 mm.....	33
Figure 24 : coupelle de Casagrande.....	34
Figure 25 : Teneur en eau correspondante à 25 coups de coupelle (limite de liquidité)	34
Figure 26 : pénétromètre à cône.....	34
Figure 27 : Description de l'appareillage.....	34
Figure 28 : courbes de consolidation d'un sol fin.....	35
Figure 29 : Courbe de compressibilité oedométrique.....	35
Figure 30 : Résultat Proctor.....	33
Figure 31 : Classification des sols : LCPC.....	41
Figure 32 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive.....	42
Figure 33 : Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)	42
Figure 34 : représentation de maillage d'un talus.....	43
Figure 35 : mode des conditions hydrauliques.....	44
Figure 36 : générer le champ des contraintes effectives initiales.....	44
Figure 37 : Déformation.....	46
Figure 38 : Déplacement verticale.....	46
Figure 39 : croquis du profil type de solution n°1 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130	50
Figure 40 : croquis du profil type de solution n°1 du PK 111+580 au PK 112+000 et du PK 112+130 au PK 112+400.....	51
Figure 41 : croquis du profil type de solution n°2 variante n°1 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130.....	53
Figure 42: croquis du profil type de solution n°2 variante n°2 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130.....	53

<i>Figure 43 : croquis du profil type de solution n°3 du PK 146+000 au PK 153+000.....</i>	54
--	----

Liste des tableaux

<i>Tableau 1 : Zones critiques du tronçon entre PK 108+500 et PK 112+000.....</i>	23
<i>Tableau 2 : Zones critiques du tronçon entre PK 146+000 et PK 153+000.....</i>	23
<i>Tableau 3 : Relevé des dégradations de la chaussée du PK 108+500 AU PK 112+000.....</i>	24
<i>Tableau 4 : Relevé des dégradations de la chaussée du PK 146+000 et PK 153+276.....</i>	24
<i>Tableau 5 : résultats des essais du tronçon de la RN4 entre PK 108+500 et PK 112+000.....</i>	29
<i>Tableau 6 : résultats des essais du tronçon de la RN4 entre PK 146+000 et les PK 153+000.....</i>	30
<i>Tableau 7 : Classification des sols : GTR.....</i>	40
<i>Tableau 8 : conclusion des solutions de traitement.....</i>	55

Introduction générale

Le réseau routier joue un rôle crucial dans l'implantation des activités économiques, l'installation et les mouvements des populations. De même, il est vital pour promouvoir les différents échanges aussi bien au sein de la région qu'avec les autres régions du pays. Avec le temps et d'autre facteur (le climat, le trafic, la nature du sol, etc.) une route peut subir différent dégradation (fissurations, affaissements, Ondulations, etc.) qui posent de grave problèmes techniques et constituent aussi une gêne, voire un danger, pour les utilisateurs. La présente étude a pour objet de présenter les causes des désordres du tronçon entre les points kilométriques 108+500 et 112+000, et du tronçon entre les points kilométriques 146+000 et 153+000 de la route national 4 qui relie la ville de Kenitra et la ville de Fès, et établir des solutions appropriés à leurs stabilisations. On montrera que, un diagnostic correct et une étude approfondie, peuvent, aboutir à des solutions de confortement.

Notre travail comporte deux parties :

La partie A est consacrée à la géotechnique routière, elle est subdivisée en trois chapitres : la chaussée où nous allons discuter sa définition, les différents couches et les catégories des chaussés ; les Caractéristiques géométriques de la chaussée ont été abordée dans le deuxième chapitre ; le troisième chapitre est réservé à la différente dégradation de la chaussée et leurs conséquences.

La partie B comporte cinq chapitres :

Présentation de la zone d'étude, où sont étudiés les caractères généraux de la région, sa morphologie, son climat et la géologie qui est consacré à l'étude lithologique et structurale des terrains intéressés par le tracé de la route nationale 4, ainsi qu'à leur hydrographie et hydrogéologie. Le deuxième chapitre est réservé à l'étude géotechnique de chacune de ces formations, à partir d'essais de laboratoire et d'observations de terrain ; et une description de la Modélisation numérique par PLAXIS 8.2 dans le troisième chapitre ; l'analyse et interprétation des résultats ont été abordées dans le quatrième chapitre ; le cinquième chapitre réservé aux solutions de traitement ; enfin, on termine par une conclusion.

PARTIE A. LA GEOTECHNIQUE ROUTIERE

Introduction

La géotechnique routière est une science expérimentale qui se fond en partie sur les données récoltées lors d'essais au laboratoire et sur terrain. C'est le domaine d'étude des propriétés physico-chimiques, mécaniques et hydraulique des sols, et leurs applications en construction des routes.

Chapitre I. La chaussée

I.1. Définition

Au sens structurel : c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées (fig. 1) de façon à permettre la reprise des charges, et au sens géométrique c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

I.2. Les différentes couches de chaussée

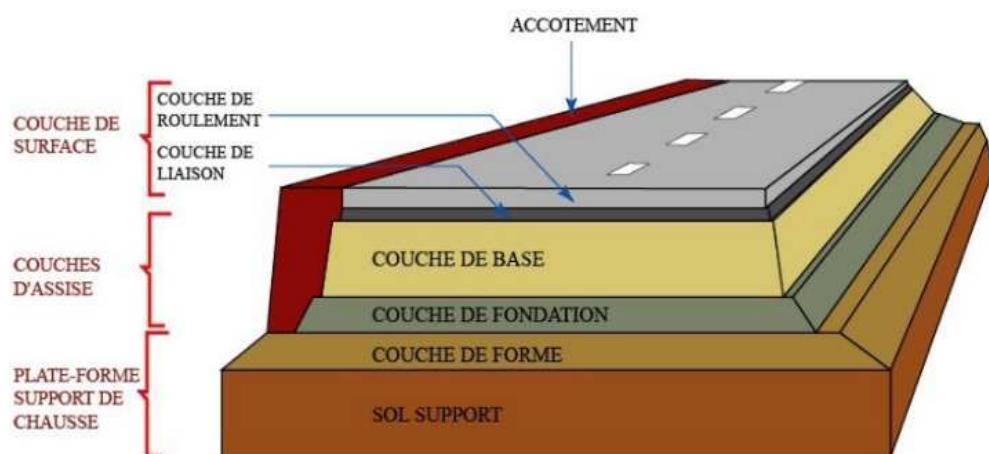


Figure 1 : couches de chaussée

I.2.1. Couche de surface

Elle est composée des couches de roulement et d'une couche de liaison (fig. 1) et elle est en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure. Le rôle de couche de roulement est d'encaisser les efforts de cisaillement provoqués par la circulation, d'imperméabiliser la surface de la chaussée et assurer la sécurité (adhérence) et le confort (bruit et uni.). Et le rôle de couche de liaison est d'assurer une transition avec les couches inférieures plus rigides.

I.2.2. Couche de base

Elle reprend les efforts verticaux et repartis les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

I.2.3. Couche de fondation

Elle a le même rôle que celui de la couche de base.

I.2.4. Couche de forme

Elle est généralement prévue pour répondre à certains objectifs en fonction de la nature du sol support :

Sur un sol rocheux : elle joue le rôle de nivellation afin d'aplanir la surface ;

Sur un sol peu portant (argileux à teneur en eau élevée) : Elle assure une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

Actuellement, on tient de plus en plus compte du rôle de portance à long terme apporté par la couche de forme dans le dimensionnement et l'optimisation des structures de chaussées. Eventuellement, une couche drainante ou anti-contaminant peut être intercalé entre la couche de forme et la couche de fondation.

I.3. Les différentes catégories de chaussée

Il existe deux catégories de chaussées (fig. 2):

- Les chaussées classiques (souples et rigides)
 - ✓ Les chaussées souples : Sont des structures de chaussée dans laquelle l'ensemble des couches liées qui les constituent, sont traités aux liants hydrocarbonates. La couche de fondation et/ou de base peuvent être constituée de grave non traitée.
 - ✓ Les chaussées rigides : Ces structures comportent une couche de béton de ciment. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton de ciment), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche de réglage éventuelle (couche de forme). La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu ou discontinue) avec ou sans

éléments de liaison aux joints et, joue un double rôle: elle est à la fois la surface de roulement et la couche de base.

- Les chaussées inverses (mixtes ou semi-rigides)

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation).

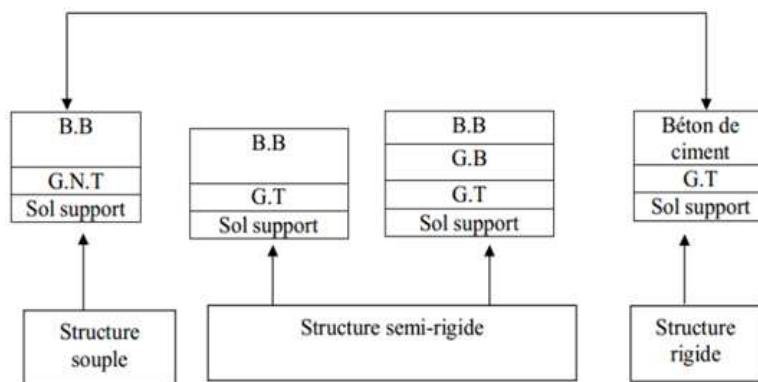


Figure 2 : catégories de chaussée

GB : grave bitume

GT : grave traité

G.N.T : grave non traité

BB : béton bitumineux

Chapitre II. Caractéristiques géométriques de chaussée

II.1. Le profil en travers

Le Profil en travers (fig. 3) est une coupe transversale menée selon un plan vertical perpendiculaire à l'axe de la route projetée. Pour la bonne compréhension des profils en travers, quatre précisions doivent être apportées :

- la chaussée
- la largeur de voie : comprend une part du marquage de délimitation des voies ($1/2$ axe pour chaque voie d'une chaussée bidirectionnelle, $1/2$ marquage de délimitation des voies pour les voies extrêmes des chaussées à plus de 2 voies, 2 demi-marquage de délimitation des voies pour la (ou les) voies médianes des chaussées à plus de 2 voies);

- l'accotement, comprend une bande aplani, constituée d'une sur-largeur de chaussée supportant le marquage de rive et d'une bande stabilisée, et la berme ;
- la bande dérasée, est une zone dégagée de tout obstacle, située à gauche des chaussées unidirectionnelle. Elle supporte le marquage de rive; elle peut être d'une structure plus légère que la chaussée.

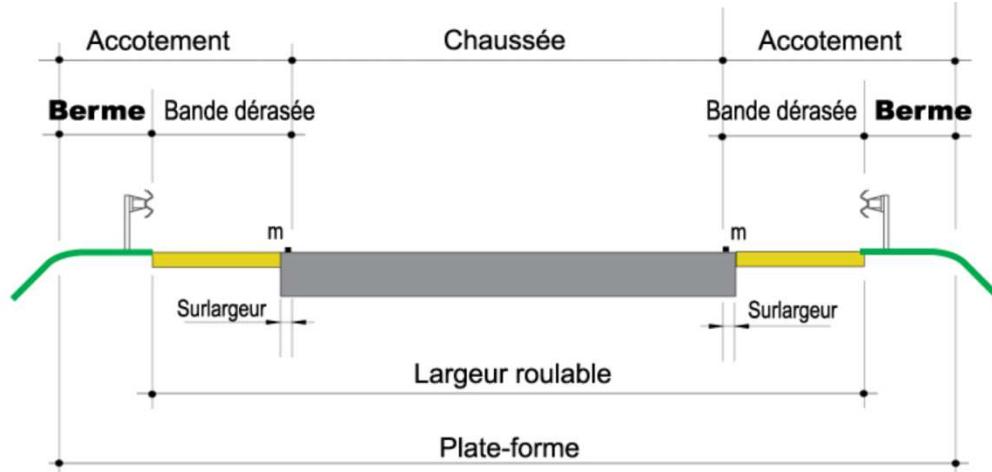


Figure 3. Profil en travers

II.2. La largeur de chaussée

Il n'y a pas de largeur minimale réglementaire pour une chaussée. Cette valeur doit être retenue en fonction du type de véhicules circulant ou attendus sur l'itinéraire et des vitesses prévues. Les marges de sécurité latérales doivent tenir compte des vitesses pratiquées sur l'itinéraire et de ce fait, des valeurs de 3,00 à 3,50 m sont usuellement retenues pour les routes principales. Le standard international se situe à 3,50m.

En fonction des contraintes de topographie et de l'importance du trafic poids lourds, des largeurs inférieures peuvent être adoptées. Pour les voiries existantes de largeur de chaussée comprise entre 4 et 6 m, il est important de noter que les niveaux de vitesses pratiquées sont très sensibles aux largeurs de route et en conséquence, toute intervention en matière d'élargissement de chaussée devra tenir compte de l'impact en matière d'augmentation des vitesses.

II.3. Zone de récupération et zone de dégagement de sécurité

Les abords de la chaussée contribuent à la sécurité et à la maintenance du patrimoine. Le dimensionnement de cette zone de récupération est fortement dépendant des vitesses

pratiquées et sa largeur dépend du type de voies et des possibilités économiques : de 0,25m (sur-largeur structurelle de marquage) à 2,50 à 3,00m sur autoroutes. Cette zone de récupération est de fait multifonctionnelle : les piétons peuvent y marcher et les vélos y circuler. Elle comprend la sur-largeur technique qui porte le marquage de rive.

II.4. Les Bermes

Les bermes ou pentes transversales permettent de favoriser l'évacuation des eaux de surface. Dans les rayons de courbures faibles, il contribue à l'équilibre dynamique des véhicules, toutefois, cette contribution reste limitée et sa valeur est donc plafonnée (généralement à 7%). Au-delà de cette valeur plafond, d'autres problèmes surviennent et notamment des difficultés constructives.

Chapitre III. Dégradations des chaussées

III.1. Définition

La dégradation des chaussées est définie comme étant le délabrement qui résulte du manque de soin ou de l'action de nombreux paramètres tels que, le temps, le trafic, la variation de température les mouvements de terrains, etc.

III.2. Principales causes de dégradations des chaussées

Les chaussées évoluent et se dégradent essentiellement sous l'effet du trafic lourd et des conditions climatiques. La rapidité de cette évolution et les désordres qui apparaissent sont également liés à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés et à leurs conditions de fabrication et de la mise en œuvre. Certains désordres consécutifs à l'instabilité du support de la chaussée (remblais ou terrain naturel) peuvent apparaître indépendamment du trafic et du climat (SETRA, 1996)

III.2.1. Trafic

Au passage d'un véhicule, la chaussée présente une petite fatigue. De ce point de vue les poids lourds sont particulièrement agressifs. La répétition des charges entraînent une fatigue générale de la chaussée qui présente alors des dégradations. Le frottement des pneumatiques en mouvement sur la couche de roulement conduit également par usure à son vieillissement.

Les efforts tangentiels et transversaux notamment pour les chaussées des giratoires peuvent donner lieu à des dégradations de la chaussée.

III.2.2. Conditions climatiques

Le paramètre le plus nuisible sur le corps de chaussée est la présence de l'eau. L'eau pénètre dans le corps de chaussée par infiltration, percolation ou remontée. Nous savons que la teneur en eau d'un sol si elle est trop élevée peut provoquer des désordres importants en modifiant la portance ou en favorisant l'attrition de certains granulats. En effet, l'eau peut s'interposer entre les granulats et les liants lorsque la qualité du collage entre eux n'est pas suffisante. En outre, nous savons que les revêtements bitumineux sont très sensibles aux variations de températures. Ainsi, l'exposition à des températures élevées, non prises en compte dans le choix d'un bitume, pourra entraîner un vieillissement rapide de ce dernier.

III.2.3. Mise en œuvre

Même si la qualité du liant et des granulats est excellente, le dimensionnement bienfait, une mauvaise réalisation au cours de la mise en œuvre, de la manutention ou de la consolidation pourra se traduire par un ouvrage fini d'une qualité médiocre. Ainsi, une bonne opération de mise en œuvre devra permettre :

- D'assurer une bonne adhérence entre les couches ;
- De produire des couches homogènes et compactes ;
- D'offrir une surface régulière et uniforme.

III.2.4. Mouvements de terrain

III.2.4.1. Introduction

On collectionne sous l'appellation de mouvement de terrain, tous phénomènes affectant une masse de sols ou roches et le faire déplacer d'un état à un autre d'une manière lente et superficielle qui se résulte de l'effet des actions de gravité, l'alternance de gel/dégel, ou d'une manière rapide et profonde résultant de l'érosion favorisée par l'action de l'eau et de l'homme c'est pour cela qu'il y a une multitude de mouvement de terrain, on va cité quelques uns parmi eux par la suite.

III.2.4.2. Glissements de terrain

III.2.4.2.1. Définition

Un glissement de terrain (fig. 4) peut être défini comme le mouvement vers le bas d'une pente d'une masse de sols le long d'une surface de rupture, qui s'amorce dans un talus sous l'effet de la gravité. La surface de rupture est celle le long de laquelle glisse la masse de sols.

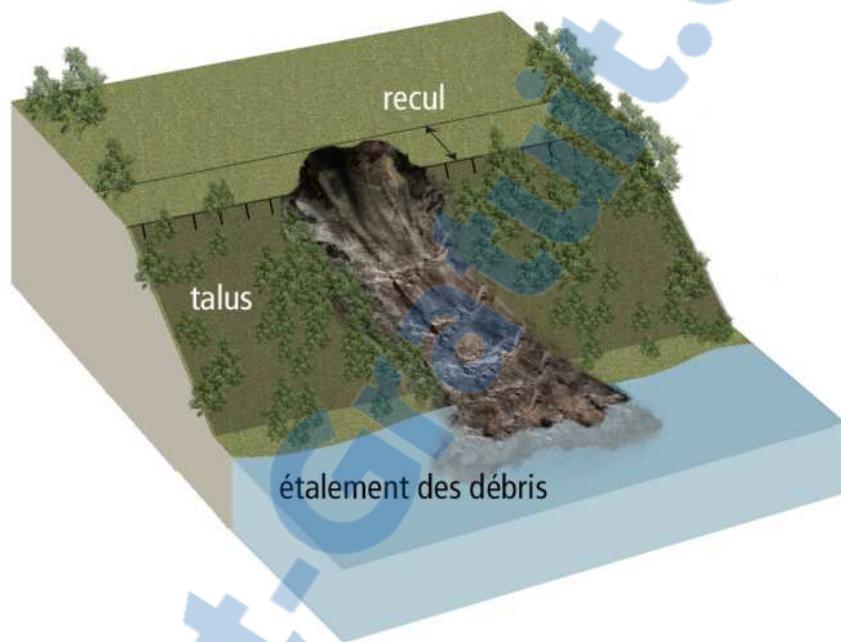


Figure 4 : Glissement de terrain

III.2.4.2.2. Conditions d'apparitions

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels. Leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion (fig. 5), l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions d'eau souterraine, etc. Ils surviennent majoritairement au printemps et à l'automne, lorsque les pressions d'eau dans les sols sont élevées et donc néfastes à la stabilité des talus. Leur distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des événements météorologiques extrêmes. Les glissements peuvent aussi être provoqués par des interventions d'origine anthropique.



Figure 5, Marque d'érosion à la base d'un talus

III.2.4.2.3. Conséquences

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement d'ampleur plurimétrique, poussée des terres incompatibles avec la résistance mécanique de la structure).

III.2.4.3. Effondrements et affaissements

III.2.4.3.1. Définition

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol.



Figure 6 : Affaissement

En surface, la descente du sol en direction du vide sous-jacent peut donc être brutale ou non. Le mouvement commence fréquemment par un fléchissement déterminant une dépression topographique à grand rayon de courbure, puis suivant l'importance de la cavité sous-jacente, il peut y avoir rupture et apparition d'une ouverture grande, soit unique, on parle alors de fontis, soit généralisée.



Figure 7 : Effondrement

III.2.4.3.2. Conditions d'apparitions

Excepté le cas de cavités d'origine strictement minière, deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit

par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes à granularité étendue comme les alluvions.

III.2.4.3.3. Conséquences

Les effondrements brutaux peuvent entraîner la ruine des constructions et causer des victimes. En revanche, les affaissements à grand rayon de courbure, qui affectent les constructions et les ouvrages (fissuration), présentent rarement un danger pour l'homme. Il ne faut pas négliger les désordres provoqués par ces phénomènes sur les canalisations enterrées (une fuite d'eau induit en outre une accélération du processus).

Dans le cas de vides peu profonds, il est impératif de bien maîtriser toutes les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage, etc.), qui peuvent accélérer la dissolution ou affaiblir la résistance mécanique des matériaux.

III.2.4.4. Eboulements, chutes de blocs et de pierres

III.2.4.4.1. Définition

Les chutes de masses rocheuses (fig. 8) sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines, etc. Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente. Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs et de petites irrégularités du versant.



Figure 8 : Chutes de blocs et de pierres

Les distances parcourues sont fonction de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation. En ce qui concerne les éléments éboulés, on distingue :

- les pierres, d'un volume inférieur à 1 dm³,
- les blocs, d'un volume compris entre 1 dm³ et 1 m³,
- les gros blocs, d'un volume supérieur à 1 m³.

Suivant le volume total éboulé, on distingue :

- les chutes de pierres ou de blocs, d'un volume total inférieur à la centaine de m³,
- les éboulements en masse, d'un volume allant de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m³,
- les éboulements (ou écroulements) en grande masse, d'un volume supérieur au million de m³. Certains éboulements de grande ampleur peuvent mobiliser des volumes de matériaux atteignant plusieurs dizaines de millions de m³. Ces instabilités qui affectent une partie importante du versant peuvent bouleverser le relief de façon notable.

III.2.4.4.2. Conditions d'apparition

La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau, et accompagnée de petites fractures difficiles à découvrir, peuvent être longues. Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, la dégradation ou le sapement du pied de la falaise.

III.2.4.4.3. conséquences

Etant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, les instabilités rocheuses constituent des dangers pour les vies humaines, même pour de faibles volumes (chutes de pierres). Les chutes de blocs, et a fortiori les éboulements, peuvent causer des dommages importants aux structures pouvant aller jusqu'à leur ruine complète, d'autant plus que l'énergie (fonction de la masse et de la vitesse) des blocs est grande.

III.2.4.5. Tassements par retrait

III.2.4.5.1. Définition

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales.

III.2.4.5.2. Conditions d'apparition

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant. Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes.

III.2.4.5.3. Conséquences

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels.

III.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur les familles de dégradations qui peuvent affecter les routes, quelque soient leurs causes, elles détruisent les couches qui constituent la chaussée ce qui conduit à moins de confort et moins de sécurité aux usagers, donc la réparation et l'entretien de ces dégradations est indispensable afin de minimiser les dégâts.

**PARTIE B. ETUDE PRATIQUE ET TRAITEMENT DES DESORDES DE
LA ROUTE NATIONEL N°4 ENTRE PK 108+500 AU PK 112+000 ET PK
146+000 AU PK153+000**

Introduction

Dans cette partie, on présente les travaux de prospection, les essais réalisés et l'analyse des résultats obtenus, dans le but de caractériser, du point de vue géologique et géotechnique, les terrains intéressés par le tracé de la route RN4 entre les PK 108+500 et PK 112+000 et, entre les PK 146+000 et PK 153+000 et, ainsi, baser les décisions de l'étude.

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

I.1. Situation géographique

La route nationale 4 (fig. 9) est une route nationale marocaine, qui relie Kénitra (à 136 km) via Sidi Yahya El Gharb (à 108 km), Sidi Slimane (à 73 km), Sidi Kacem (à 52 km), vers le nord-ouest, et à Fès (à 63 km) vers le sud-est.

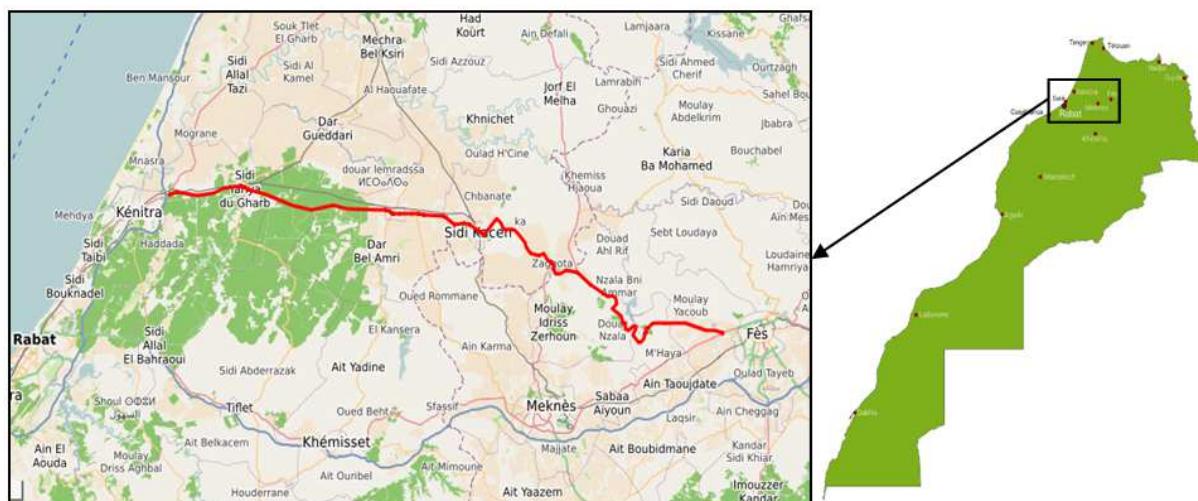


Figure 9 : Situation géographique de La route nationale 4

Notre étude est focalisé sur deux tronçon de la RN4:

- le tronçon entre PK 108+500 et PK 112+000
- le tronçon, entre PK 146+000 et PK 153+000

Les deux tronçons (fig. 10) sont localisés dans la région de Fès-Meknès

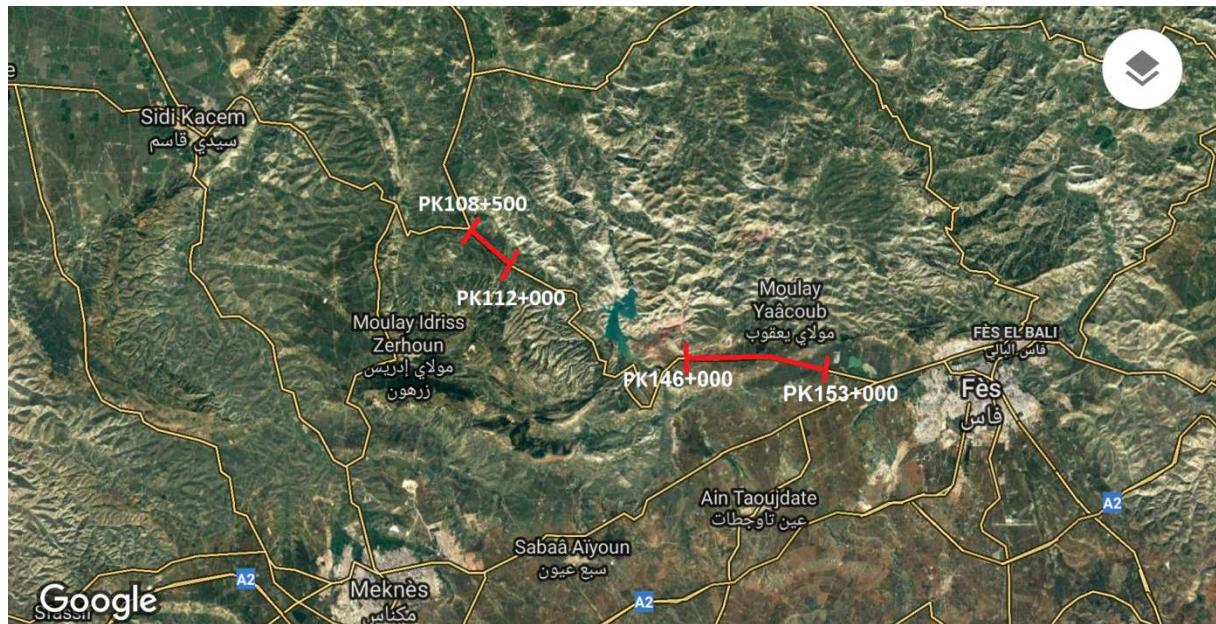


Figure 10 : Situation géographique des tronçons étudiés

I.2. Cadre climatique

Le territoire de la région est constitué de zones naturelles disparates, qui peuvent être regroupées en plusieurs unités géographiques appartenant notamment aux domaines naturels du Rif, Pré Rif, le Moyen Atlas.

- Le plateau de Saïss, 400 m à 700 m d'altitude qui se caractérise par un climat semi-continental de type méditerranéen.
- Le Rif central et oriental : Cette zone très accidentée de la région est exposée à la fois aux perturbations océaniques atlantiques et méditerranéennes, connaît de très importantes précipitations (jusqu'à 150 cm d'eau par an).
- Le domaine Mésétien des Hauts Plateaux, situé entre le pré-Rif et le Moyen Atlas, les collines des zones Nord et Est de la région, à relief doux et à climat sec.
- Au Sud de la région on retrouve les montagnes de l'Est du Moyen Atlas couvertes de forêts et constituées de rochers durs en calcaire. Cet ensemble montagneux contraste avec les unités voisines, aussi bien en ce qui concerne les composantes du sol que la rudesse du climat.

Ces données climatiques touchent toute la région mais concernant notre zone d'étude précisément, le climat se présente par la succession d'une saison hivernale froide et

pluvieuse entre octobre et avril et une saison estivale chaude sèche entre mai et septembre (fig. 10).

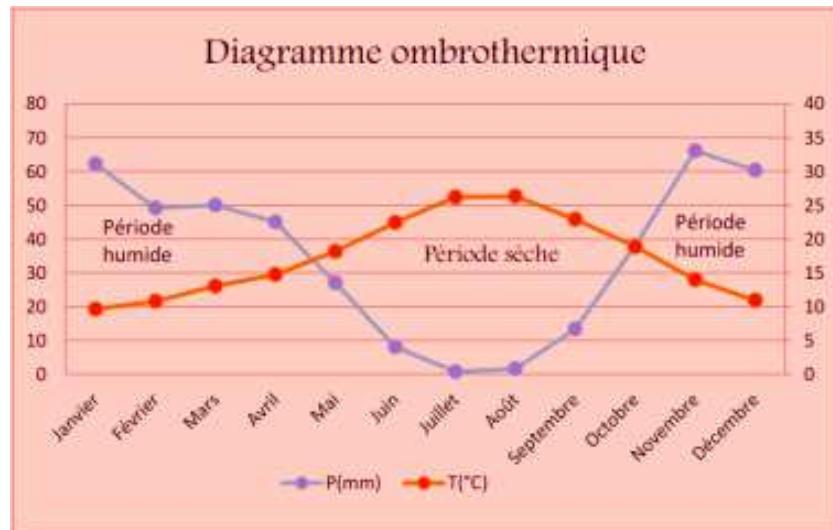


Figure 11 : Diagramme ombrothermique de Gaussem

Les précipitations moyennes interannuelles (fig. 12) de la station de Fès atteindront 414,3 mm, entre l'année 1980 et 2014.

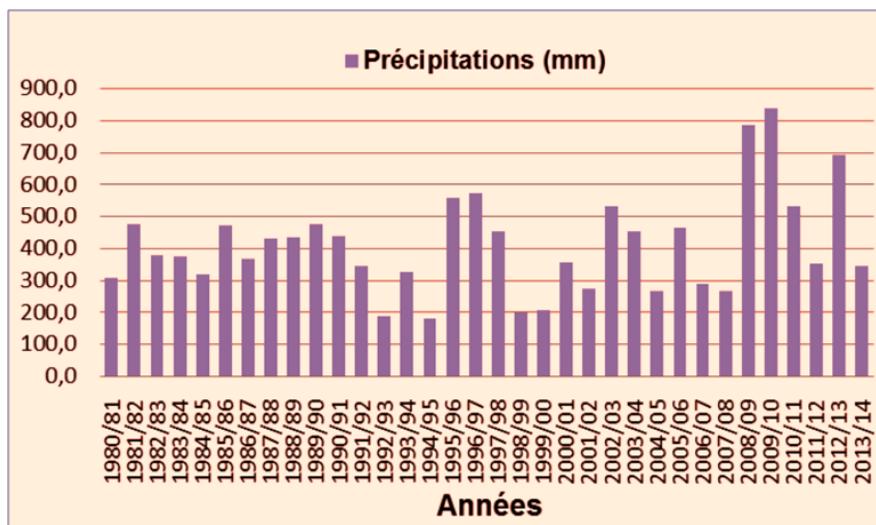


Figure 12 : précipitations moyennes interannuelles

I.3. Cadre géologique

L'étude géologique est nécessaire pour déterminer les caractéristiques géologiques (stratigraphiques, structurelles et hydrogéologiques, etc.) du site retenu pour l'étude, et les problèmes liés à l'instabilité des assises géologiques.

I.3.1. aperçu lithostratigraphique

L'analyse de la déformation des calcaires lacustres sur la bordure nord du bassin du Saïss, note la présence d'un épisode distensif qui est d'âge Pliocène supérieur (Aït Brahim et Chotin, 1984). Cet épisode a contribué à l'approfondissement du bassin, suivi de mouvements compressifs PlioQuaternaires qui sont responsables de l'exhaussement du Pré rif et de son avancement par chevauchement sur la plaine de Saïss (Ahmamou, 1987).

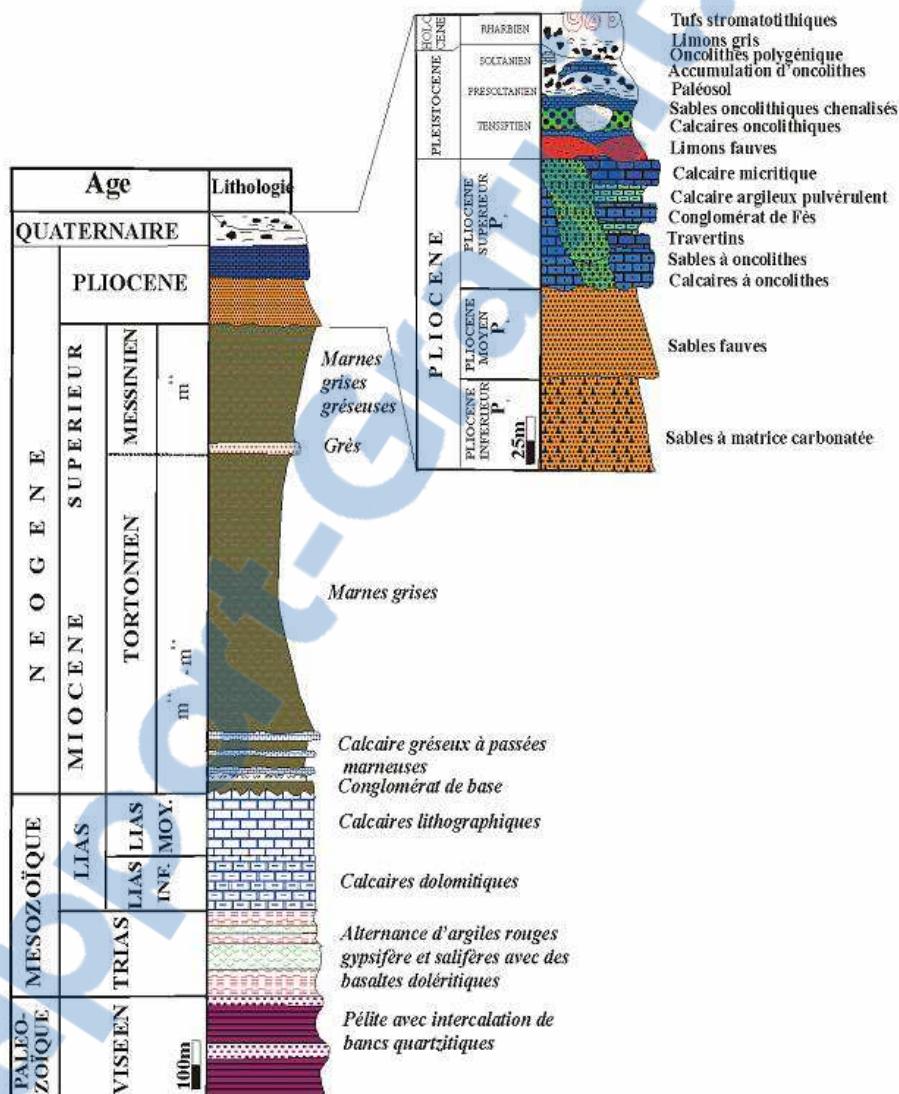


Figure 13 : Log lithostratigraphique synthétique du bassin de Fès-Meknès (Ait Brahim, 1991, Essahlaoui, 2000)

C'est un bassin à substratum anté-Miocène qui est formé essentiellement par le Lias calcaire, sur ce dernier reposent en discordance, une puissante série monotone mio-plio-quaternaire

qui débute par des faciès transgressifs du Miocène moyen-supérieur surmontés par les marnes du Tortono-Messinien, sur une grande puissance (Faugères, 1978)

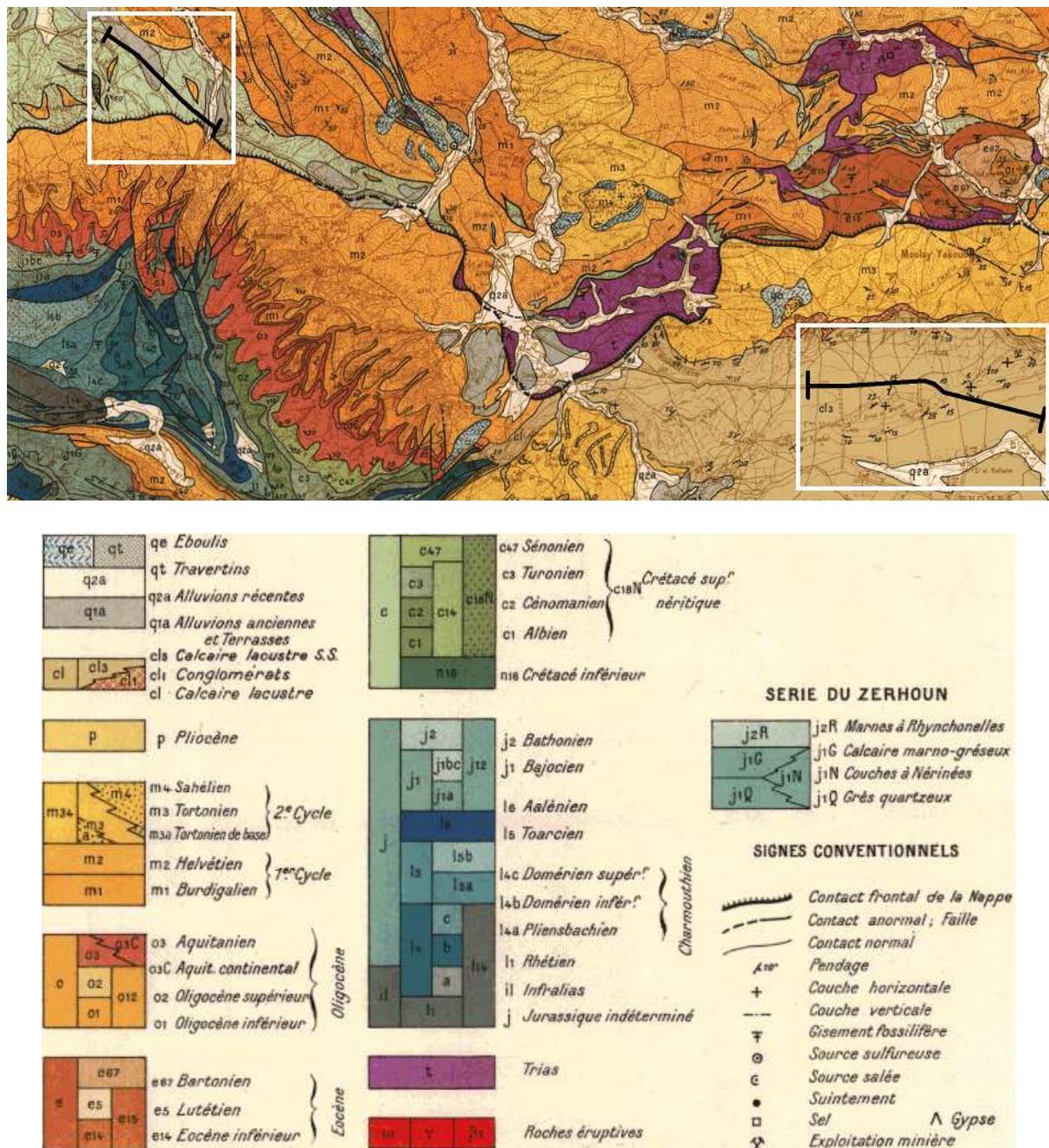


Figure 14 : Représentation des tronçons étudiés sur la carte géologique

I.3.2. Tectonophysique et Structure

Les séries miocènes et pliocènes, au centre comme sur la bordure nord du bassin du Saïs, sont affectées par des déformations souples et cassantes polyphasées. La plaine du Saïs est

considérée comme une zone de faiblesse. C'est l'avant fosse de la chaîne rifaine. L'étude tectonique a permis de montrer deux épisodes distincts de déformation :

- Pendant le Miocène supérieur et au Pliocène, ce bassin subsident est soumis à une extension maximale orienté WNW-ESE selon Ahmamou et Chalouan, (1988). Cet épisode distensif est révélé par des accidents observés au niveau de la crête du Jbel Aicha Mouguetaya. Ce sont des failles normales synsédimentaires qui ont joué pendant le dépôt des calcaires lacustres (Ahmamou et Chalouan, 1988).
- Pendant le Plio-Quaternaire ; les calcaires lacustres ont enregistré la première phase compressive de direction NE-SW d'âge anté-quaternaire moyen (Ahmamou et Chalouan, 1988) et la deuxième phase compressive NW-SE plus récente que la précédente responsable de l'accentuation de la flexuration et l'exhaussement du Prerif en chauvechant le bassin du Saïs.

L'altitude de la plaine décroît du Sud au Nord. Comme le plateau de Ménès, la plaine de Saïs se redresse brutalement au contact des rides pré-rifaines. Un certain nombre de flexures et d'accidents topographiques apparaissent au niveau de la plaine. Ils sont d'orientation moyenne NE-SW à ENE-WSW. L'accident de Ras El Ma étant le plus important.

I.3.3. Hydrographie et Hydrogéologie

La ville de Fès dispose de plusieurs unités hydrogéologiques recelant deux principales nappes : la nappe phréatique qui a pour réservoir les formations plio-quaternaires à calcaires lacustre, conglomérats, ainsi qu'une nappe profonde qui circule dans les calcaires et les calcaires dolomitiques liasiques (Amraoui, 2005).

La nappe souterraine de Saïs est constituée par un aquifère profond et un aquifère phréatique séparés par les eaux de pluie, par les apports du Causse Moyen Atlantique, et les pertes du réseau hydrographique. La surexploitation de ces deux nappes et les sécheresses répétitives ont conduit à la baisse de la pression des forages artésiens, la chute des niveaux piézométriques (2,8 m/an) et le tarissement des sources.

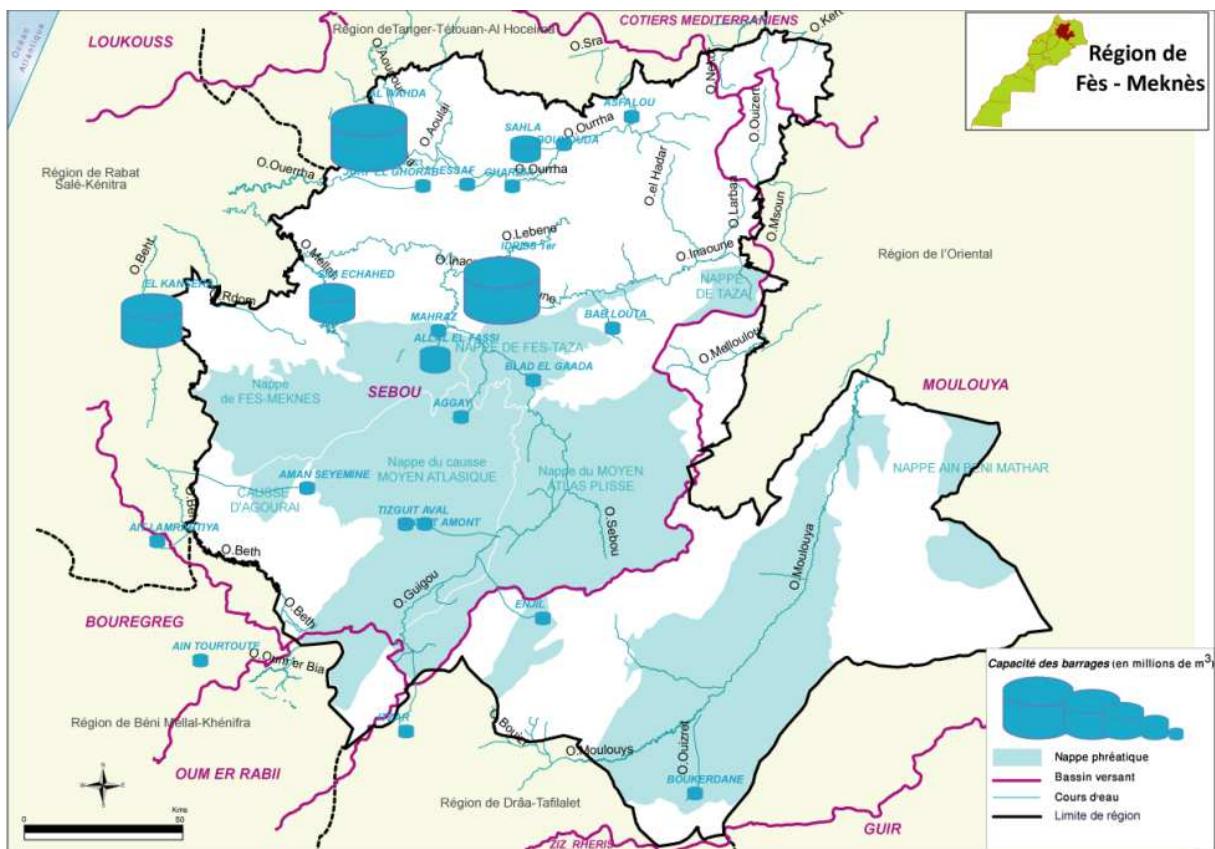


Figure 15 : répartition des eaux de surface et souterraines de la région de Fès-Meknès

Dans la plaine de Fès, la pente des cours d'eau est nettement plus faible que sur le plateau de Meknès. De ce fait, ils sont peu encaissés et par endroit stagnants, engendrant des zones mal drainées marécageuses : c'est le cas de l'étang de Douyet situé à l'Ouest de la ville de Fès (le tronçon de la RN4 entre PK 146+000 et PK 153+000)

Le Barrage le plus proche de notre zone d'étude est celui de Sidi Chahed, situé dans la Province de My Yaâcoub sur Oued Mikkés avec un volume de stockage de 170 Mm³.

Chapitre II. Reconnaissances géotechniques

L'objectif attendu par le programme de prospection géotechnique est de permettre la reconnaissance des sols en place et de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, Routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) nécessitent une connaissance fine du sol, de sa

nature et de son comportement. Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain étudié, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche.

II.1. Relevés topographiques

La RN4 évolue en :

- Profil de remblai rasant en deux sections, entre PK 108+720 et PK 110+700 et entre PK 112+000 et 112+130.
- Profils de déblai rasant entre PK 111+420 et PK 111+580.
- Profils de remblai généralement dissymétrique et dont la hauteur est de 1,5m, entre 110+700 et 111+420, elle est de 3m, entre PK 111+580 et PK 112+000 et enfin elle est de 5,5m, entre PK 112+260 et PK 112+400.
- Profils de déblai de 3m de hauteur entre PK 112+130 et PK 112+260
- Profil de remblai rasant entre PK 146+000 et PK 153+000

Dans un terrain presque horizontal où l'assainissement et le drainage sont difficiles, la circulation des eaux superficielles se produit dans le sens horizontal pourtant il y a l'éventualité de circulation vers les zones les plus basses qui conduisent vers la nappe d'eau sous terraine mais les marnes qui constituent le sol de fondation du tracé de la route freine l'infiltration des eaux vers la profondeur.

Les zones critiques (*tableau.1*) du tronçon entre PK 108+500 et PK 112+000 seraient les zones entre PK 109+500 et PK 112+300.

108+723	109+097	109+097	109+482	109+482	109+806	110+154	110+694	111+414	111+572	111+807	111+995	112+129	112+181	112+263	112+303	112+351	112+359	112+393
zones critiques																		

Tableau 1 : Zones critiques du tronçon entre PK 108+500 et PK 112+000

Les zones critiques (*tableau.2*) du tronçon entre PK 146+000 et PK 153+000 seraient la totalité du tracé étudié.

146+000	147+700	148+080	148+800	149+000	149+800	150+000	150+011	150+060	150+480	150+500	150+579	150+850	150+900	151+400	151+720	152+200	152+450	152+950	153+000	153+160	153+275
Zones critiques																					

Tableau 2 : Zones critiques du tronçon entre PK 146+000 et PK 153+000

II.2. Etat de la route et relevés des dégradations

Dans la RN4, entre les PK 108+500 et PK 112+000 et entre les PK 146+000 et PK 153+276 la manifestation de plusieurs dégradations qui présente parfois un danger à propos des passager. Ces dégradations peuvent illustrés par des Ondulations longitudinales de 3 à 8 cm d'amplitude. Des affaissements latéraux multi-centimétriques, qui gênent l'équilibre des véhicules et constituent un danger de sécurité et des usagers, des fissurations longitudinales, souvent sans conséquence sur la circulation à l'exception de quelques fissures qui présentent un danger pour les usagers de la route et en fin des Peignages et épaufrures du corps de chaussée, qui présentent un désagrément sans conséquence sur la sécurité de l'usager de la route. Les tableaux suivants montrent ces désordres avec leurs points kilométriques.

PK	108+723	109+097	109+097	109+482	109+482	109+806	110+154	110+694	111+414	111+572	111+807	111+995	112+129	112+181	112+263	112+303	112+351	112+359	112+393
Dégradations																			

Tableau 3 : Relevé des dégradations de la chaussée du PK 108+500 AU PK 112+000

146+000	147+700	148+080	148+800	149+000	149+800	150+000	150+011	150+060	150+480	150+500	150+579	150+850	150+900	151+400	151+720	152+200	152+450	152+950	153+000	153+160	153+276	
Ondulation		Ondulation				Ondulation									Ondulation					Ondulation		
Affaissement																						
Arrachement																						

Tableau 4 : Relevé des dégradations de la chaussée du PK146+000 et PK153+276

II.3. Investigation in-situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.



Figure 16 : sondeuse-carotteuse

Les travaux de forage ont été exécutés à l'aide d'une sondeuse-carotteuse (fig. 16) et une pelle mécanique (fig. 17) pour l'exécution de six sondages carottés de 10m avec prélèvement d'échantillons paraffinés tous les 0.75m de profondeur et en dix puits mécaniques de 3m de profondeur avec prélevassions d'échantillons remaniés. Une vérification des infrastructures souterraines publiques et privées (téléphone, réseau électrique, aqueduc, égouts, etc.) a été réalisée préalablement aux travaux de forage.

Figure 17 : pelle mécanique

Selon l'implantation, ces sondages nous ont permis de définir la nature lithologique des différentes couches constitutives du sol en profondeur et les échantillons qui ont été prélevés sont destinés pour les essais de laboratoire. Les figures suivants montent l'emplacement et la lithologie des sondages carottés et mécaniques avec les photos des caisses des sondages carottes des deux tronçons étudiés.

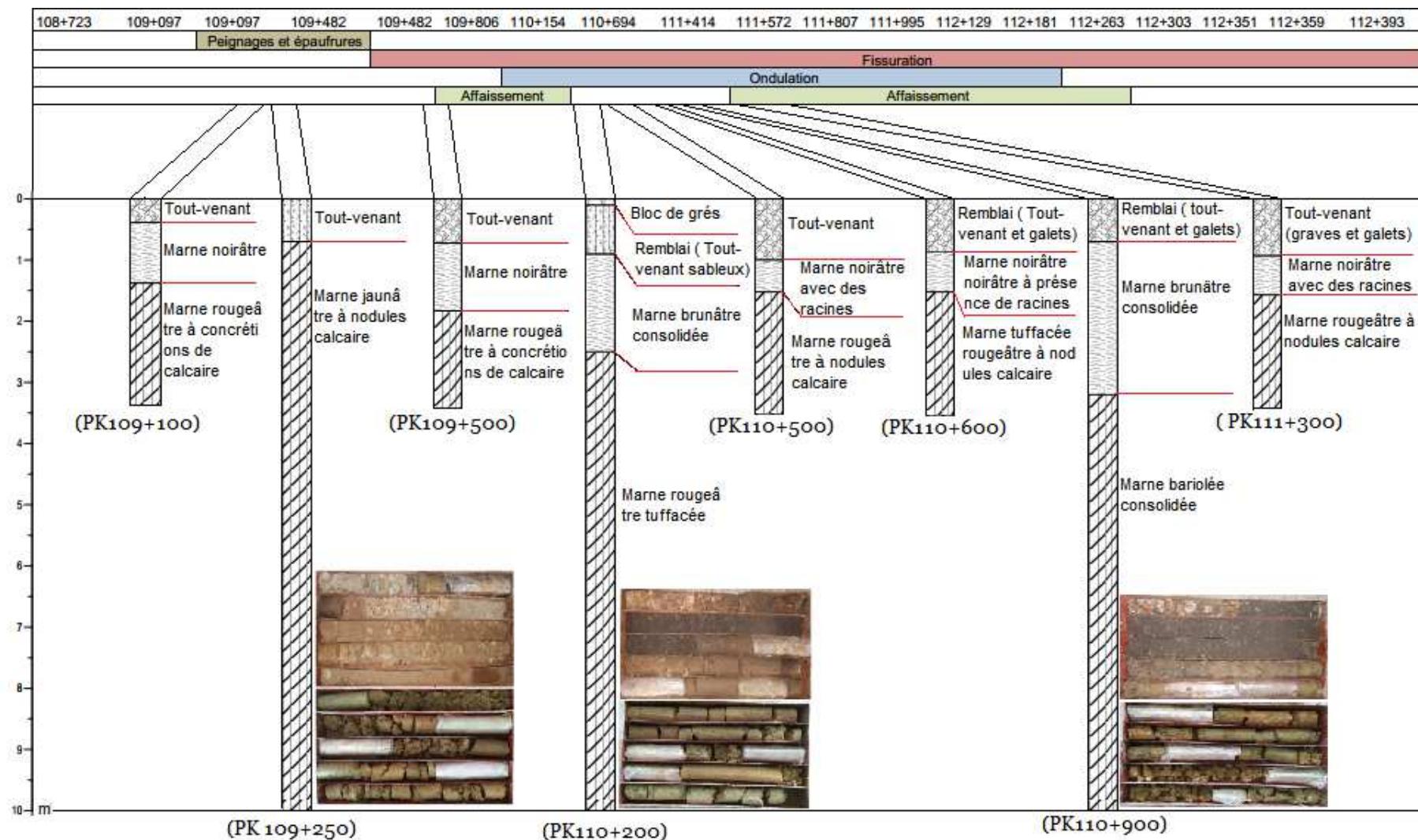


Figure 18 : Emplacement et lithologie des sondages carottés et mécaniques du PK 108+500 au PK 112+000

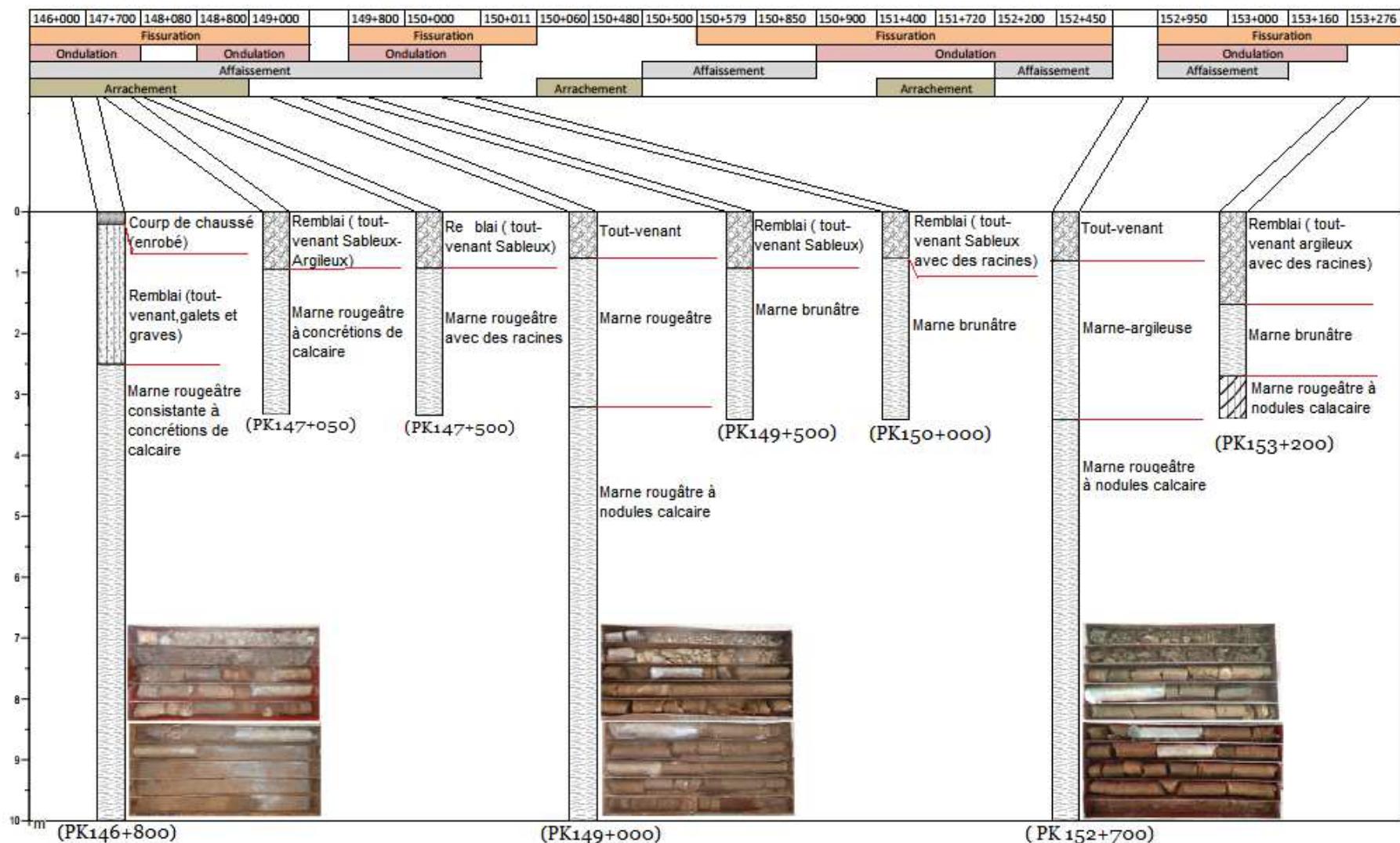


Figure 19 : Emplacement et lithologie des sondages carottés et mécaniques du PK 146+000 au PK 153+000

II.4. Essais au laboratoire

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols sont de nature très variée :

- Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
- Détermination de la masse volumique des particules solides
- Analyse Granulométrique par tamisage sec après lavage
- L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boite
- Essai Cédométrique
- Paramètres d'identification et d'état (porosité, indice des vides, densité, densité Relative, limites d'Attèrberg, etc.)
- Paramètres de déformabilité (indices de compression et de gonflement, module Cénométrique, module pressiométrique, etc.)
- Paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite Pressiométrique, résistance de cône statique ou dynamique, etc.)

Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse juger bien connu l'ensemble du massif de sol. Habituellement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et l'on dispose des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. On doit tirer la meilleur parti possible de ces Informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques Et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse.

Les résultats des essais in-situ et des essais au laboratoire sont regroupé dans deux tableaux le premier concerne les essais effectués au niveau du tronçon de la RN4 entre PK 108+500 et PK 112+000, et le deuxième concerne les essais effectués au niveau du tronçon de la RN4 entre les PK 146+000 et les PK 153+000.

Sondage	Z(m)	Lithologie	IP(%)	wl (%)	>2	<0,08	Densité(t)	w(%)	Densité opt(%)	Wopt (%)	Pression de gonflement (kpa)	Classification du sol	
												GTR	LCPC
SC1	9,25	Marno-calcaire	16	41	3	86	1,73	14				A2	AP
	3.85	Marne rougeâtre							1.74	14.3			
SC2	0.85	Marne noir							2.08	12.44			
	3.2	Marne noirâtre	18	41	0	77	1.66	18					
SC3	5.8		19	40	0	85	1.65	16					
	1	Marno-calcaire	16	36	0	89	1.84	12					
SC1/2/3	5.7		14	35	0	90	1.79	11					
	1	Marne noirâtre	24	52	3	88	1.68	13			29	A2	At
P1	2		22	50	O	77	1.74	15			38		AP
	3		25	52		88	1.7	11					At
P3	4	Marno-calcaire	21	43	1.73	92	1.69	13					AP
	5						13						
	6						14				32		
	7						11				27		
	8						10						
	9						10						
	10						9						
	0.6	Tout-venant	12	33	14	68	1.97	14				A1/A2	AP
	1	Marne noirâtre	23	45	2	91	1.71	4					
	0.6	Tout-venant			85	7	2.22	2					
P4	1	Marne noirâtre	24	52	3	88	1.68	23				A2	At
	0.35	Tout-venant			53	23	2.13	2					
P5	0.1	Marne noirâtre	22	50	0	77	1.74	22					
	0.5	Tout-venant			12		2.08	1					
	0.9	Marne noirâtre	25	52	0	88	1.7	25				A2	At
	1.1		21	43	0	92	1.69	23					
	0.95		16	37	1	94	1.79	11					

Tableau 5 : résultats des essais du tronçon de la RN4 entre PK 108+500 et PK 112+000

Sondage	Z(m)	Lithologie	IP(%)	wl(%)	>2	<0,08	Densité (t)	w(%)	Densité opt(%)	Wopt (%)	Pression de gonflement (kpa)	Classification du sol	
												GTR	LCPC
SC1	9,75	Marno-calcaire	16	41	3	86	1,73	13.8				A2	AP
	3.85	Marne rougeâtre							1.74	14.3			
SC2	0.85	Tout-venant							2.08	12.44			
	3.2	Marne noirâtre	18	41	0	77	1.66	18					
	5.8		19	40	0	85	1.65	16					
SC1/2/3	1	Marne rougeâtre	24	52	3	88	1.68	24.67			37	A2	AP
	2		22	50	O	77	1.74	16.2			41		At
	3		25	52		88	1.7	18.7					AP
	4	Marno-calcaire	21	43	16	92	1.69	17.9				A2	AP
	5							14.2			55		
	6							18.2			32		
	7							17.9			27		
	8							16.5					
	9							14.2					
	10							17.5					
P1	0.6	Tout-venant	12	33	14	68	1.97	3.9				A1/A2	AP
P1/2/3/4/5	0.6	Marne rougeâtre	23	48.4	1	87.2	1.7	23.6				A2	AP

Tableau 6 : résultats des essais du tronçon de la RN4 entre PK 146+000 et les PK 153+000

II.4.1. Analyse granulométrique (NF P 94-056, 1996)

L'analyse granulométrique permet de déterminer la répartition des grains de sol suivant leurs dimensions dans un échantillon. Ainsi que la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leurs ampleurs.



Figure 20 : Analyse granulométrique

Une première analyse consiste à mesurer la répartition des quantités selon la dimension des grains. Les deux méthodes complémentaires sont le tamisage pour les sols grossiers (ou

grenus) et la sédimentométrie pour les sols fins. Il s'agit de mesurer le pourcentage des grains de sol passant au travers d'un tamis donné (passant ou tamisat).

L'expression classique de cette analyse est la courbe granulométrique, dont l'axe des ordonnées, représente le pourcentage pondéral des tamisats cumulés, tandis que l'axe des abscisses, représente la dimension des ouvertures des tamis, à échelle logarithmique. Lorsque les grains sont supérieurs à $100\mu\text{m}$, un simple tamisage à sec suffit à déterminer la granulométrie d'un sol. Les courbes granulométriques sont tracés en échelles logarithmiques inversées (Lérau, 2005-2006).

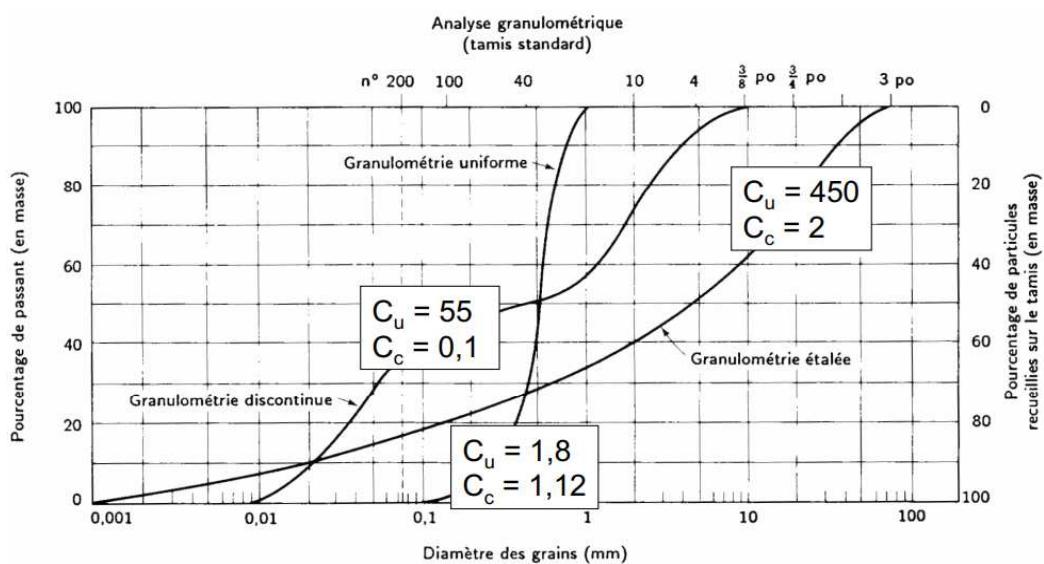


Figure 21 : courbes granulométriques

Cette courbe est caractérisée par les indices suivants (d₆₀ est le diamètre correspondant à un passant de 60%) :

- le coefficient d'uniformité (de Hazen) : $C_U = d_{60} / d_{10}$ ($C_U < 2$ uniforme, $C_U > 2$ étalée)
- le coefficient de courbure : $C_C = d_{30}^2 / d_{60} \times d_{10}$ (bien gradué si C_C entre 1 et 3)
- D_{max} : Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol. Il détermine l'atelier de terrassement (c'est à dire le matériel employé), l'épaisseur des couches et les conditions de malaxage. Le seuil retenu est 50mm, car cela permet de distinguer les sols fins, sableux ou graveleux du sol blocailleux. C'est aussi la valeur limite courante pour le malaxage des sols avec un liant.
- Tamisat $80 < \mu\text{m}$: Pourcentage en fines du sol. Les fines sont sensibles à l'eau, selon leur proportion elles vont donc influencer le comportement du sol.

- Tamisat 2mm : distinction entre sols sableux et sols graveleux

D'après les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique on constate que le sol support et le sol de substratum de la route national 4 sont dominés par le Pourcentage en fines du sol ($80 < \mu\text{m}$) et donc sont sensibles à l'eau.

II.4.3. Valeur au bleu du sol (NF P 94-068, 1998)

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration. Il s'exprime en g de bleu absorbé pour 100 g de sol. Cette méthode consiste à contrôler l'adsorption du bleu de méthylène injecté dans un bain aqueux contenant la prise d'essai, en observant le comportement d'une goutte de suspension déposée sur une feuille de papier filtre. La tache formée se compose d'un dépôt central du matériau, coloré d'un bleu soutenu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu de méthylène se traduit par la formation d'une auréole bleu clair persistante autour du dépôt central.

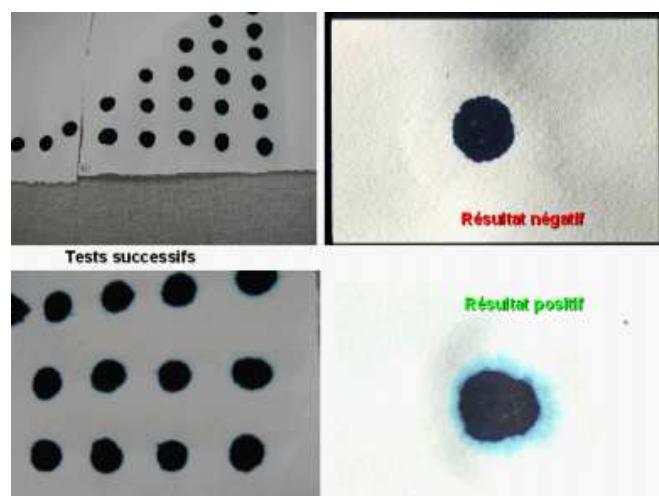


Figure 22 : Résultats de valeur au bleu de méthylène

La surface spécifique du sol est déterminée par la surface des particules de la fraction argileuse, une évaluation indirecte de la quantité et de la nature de l'argile contenue dans le sol.

- 0,1 : sol insensible à l'eau
- 0,2 : apparition d'une légère sensibilité à l'eau (sols sableux)
- 1,5 : distinction sols sablo-limoneux et sols sablo-argileux

- 2,5 : distinction sols limoneux peu plastique à plasticité moyenne
- 6 : distinction sols limoneux et sols argileux
- 8 : distinction sols argileux et sols très argileux

La valeur de bleu de méthylène montre que Le sol support et le sol de substrat de la route national 4, sont des sols sensible à l'eau, selon de la classification GTR(1992).

II.4.4. Limites d'Atterberg(NF P 94-051, 1993)

Selon sa teneur en eau, un sol sensible à l'eau peut se présenter sous trois états : état solide, état plastique et état liquide. Déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états est les « Limites d'Atterberg » :



- Etat liquide : pas de capacité portante
- Etat plastique : fortes déformations (déformations plastiques)
- Etat solide (avec retrait) : déformations élastiques
- Etat solide (sans retrait) : pas de changement de volume avec la baisse de l'eau
- Limite de liquidité wl: Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.
- Limite de plasticité wp: Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.



Figure 23 : Cylindre de 3mm de diamètre se brisant en tronçons de 10 à 20 mm

Indice de plasticité : Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. $I_p = W_L - W_P$

Habituellement : $w_p < \text{teneur en eau des sols en place} < w_L$

Méthode de Casagrande.

Teneur en eau pour laquelle une entaille est refermée sur 10 mm après 25 coups

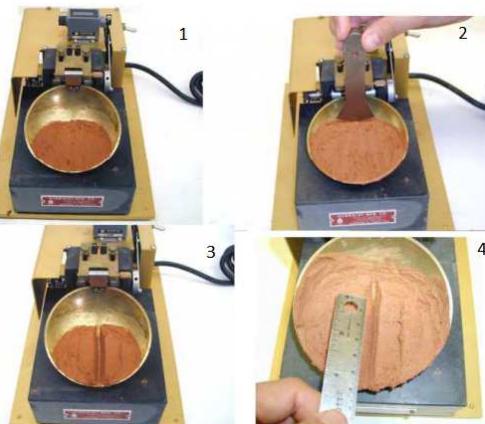


Figure 24 : coupelle de Casagrande

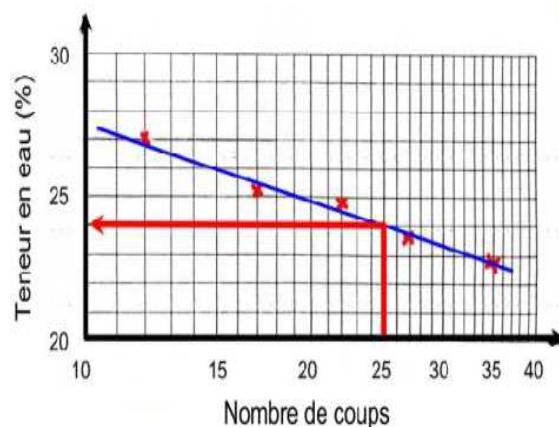


Figure 25 : teneur en eau correspondante à 25 coups de coupelle (limite de liquidité)

Méthode du cône de pénétration :

Cet essai est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 400 μm et réalisé avec le pénétromètre à cône consiste à mesurer l'enfoncement d'un cône de masse normalisé dans le sol remanié et de faire des essais à différentes teneurs en eau. L'utilisation d'un abaque permet d'obtenir les deux limites recherchées.



Figure 26 : pénétromètre à cône

Le sol support et le sol de substrat de la route national 4 montrent des valeurs de l'indice de plasticité élevées ce qui montre la sensibilité de ces derniers aux variations de la teneur en eau.

II.4.6. Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre (XP P 94-090-1, 1997)

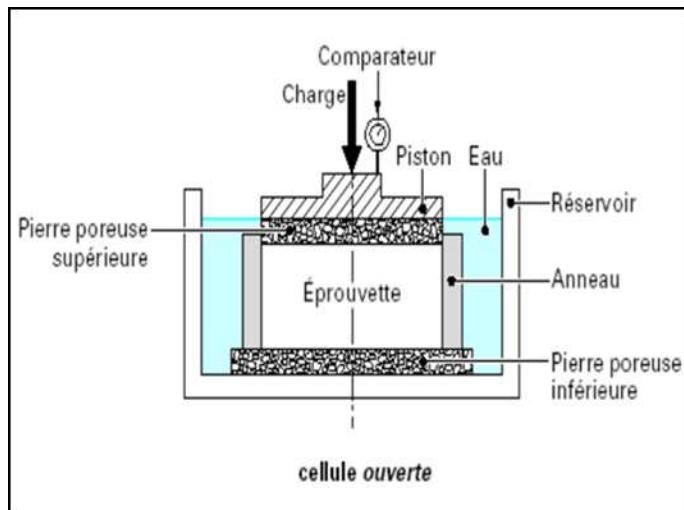


Figure 27 : Description de l'appareillage

But et Domaine d'application

L'essai de gonflement à l'œdomètre s'effectue sur des matériaux fins mis en présence d'eau. Il permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, en présence d'eau, à des contraintes verticales inférieures à cette pression de gonflement.

Il nous permettra d'avoir une représentation du diagramme donnant l'indice des vides (e) de l'éprouvette soumise à essai à la fin de chaque palier de consolidation, en fonction de la contrainte effective ($\sigma'v$), égale à la contrainte totale (σv) qui lui est appliquée en début d'essai. Il est utilisé pour apprécier le comportement d'ouvrages pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants.

Méthode

On prépare l'éprouvette avec la bague œdométrique que l'on place ensuite dans une cellule œdométrique drainée des deux extrémités par des disques revêtus de papier filtre.

Le dispositif de répartition d'effort est mis en contact avec l'éprouvette et le système mesurage de la variation de hauteur est mis en place. Dans un premier temps, on applique

la contrainte sur l'éprouvette sans eau, jusqu'à une certaine stabilisation de la hauteur et ensuite on met l'éprouvette en immersion. Une fois la stabilisation de la hauteur atteinte, on procède à la pesée de l'éprouvette pour pouvoir obtenir sa teneur en eau.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- les courbes de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

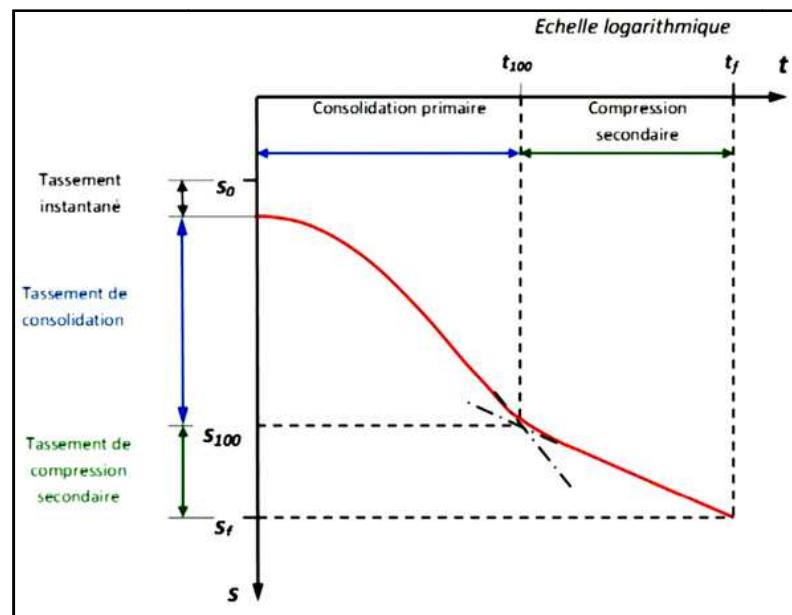


Figure 28 : courbes de consolidation d'un sol fin

- la courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée

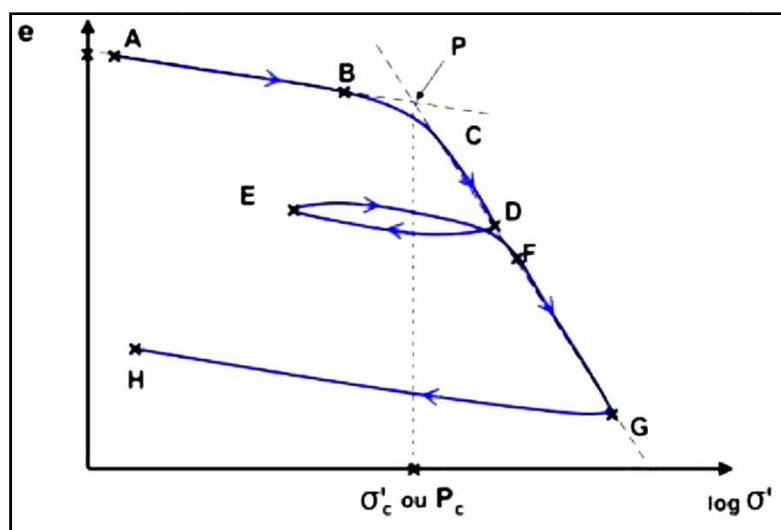


Figure 29 : Courbe de compressibilité oedométrique

- (Indice des vides « e » en fonction du log de la contrainte effective « $\log\sigma'$ »)
- Chargements (ABCD et EFG)
- Déchargements (DE et GH)
- P_c : pression de consolidation

Le sol support du tracé de la route est caractérisé par des pressions de gonflement élevées pouvant atteindre jusqu'à 41 Kpa et le sol du substratum montre une pression de gonflement très élevées pouvant atteindre jusqu'à 55 kpa.

II.4.5. Détermination optimum Proctor (NF P 94-093, 2004)

L'ingénier American Proctor a montré que pour une énergie de compactage donnée la teneur en eau du matériau avait une grande influence sur la compacité obtenu.

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

Proctor normal :

Le compactage n'est que moyennement poussé. Il est généralement utilisé pour les études de remblais en terre. Il s'effectue en trois couches avec la dame Proctor normal.

Proctor modifié :

Le compactage est beaucoup plus intense ; il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier avec les rouleaux à pieds de mouton ou les rouleaux à pneus lourds modernes. C'est ordinairement par l'essai Proctor modifié que l'on détermine les caractéristiques de compactage (teneur en eau optima, densité sèche maxima) des matériaux destinés à constituer la fondation ou le corps de chaussée des routes et des pistes d'aérodromes. Le compactage dans ce cas là, s'effectue en cinq couches successives avec la dame Proctor modifié.

Expression des résultats :

Le tracé de la courbe $\rho_d = f(w)$ permet de déterminer la valeur maximale de la masse volumique sèche ρ_d c'est à dire l'optimum Proctor normal ou modifié.

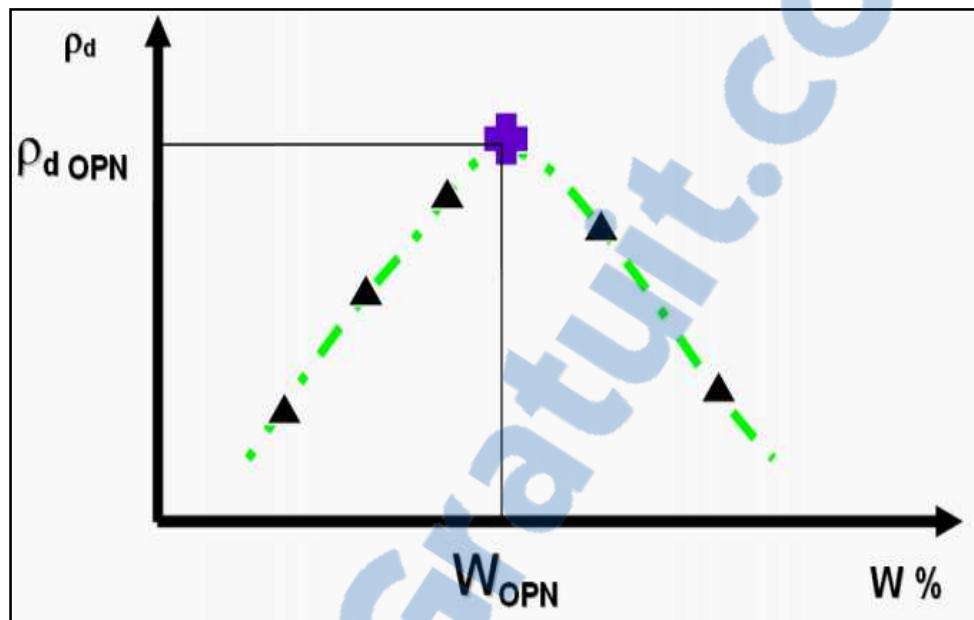


Figure 30 : Résultat Proctor

Deux cas sont possibles :

- Essai Proctor normal (énergie modérée); on détermine le couple $\rho_{d\max}$ pour w_{OPN} qui est la teneur en eau de l'optimum Proctor normal.
- Essai proctor modifié (énergie importante); on détermine le couple $\rho_{d\max}$ pour w_{OPN} qui est la teneur en eau de l'optimum proctor modifié.

Donc, sur un chantier et en fonction des spécifications du cahier des charges, qui précise quel essai est pris en référence, on doit vérifier la teneur en eau naturelle w_n des sols à compacter et la comparer à la teneur en eau optimale. Par exemple, pour un essai normal ;

- Si $w_n = w_{OPN}$, le compactage est effectué
- Si $w_n < w_{OPN}$, le sol doit être arrosé avant *compactage pour atteindre w_{OPN}*
- Si $w_n > w_{OPN}$, le sol doit être aéré pour sécher.

En cas de pluie, le compacter superficiellement pour que l'eau ne s'infiltre pas puis l'aérer au retour du beau temps.

II.4.7. Classification des sols : GTR

A partir des paramètres de nature, des paramètres de comportement mécanique, et des paramètres d'état La classification GTR(Centre technique régional) géotechnique des matériaux identifie les sols en 6 classes : A, B, C, D, R et F.

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	D _{max} ≤ 50 mm Passant à 80µm > 35%	A ₁ à A ₄ selon VBS ou IP
B	Sols sableux et graveleux avec fines	D _{max} ≤ 50 mm Passant à 80µm > 35%	B ₁ à B ₆ selon VBS ou IP et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	D _{max} > 50 mm Passant à 80µm > 12% ou Passant à 80µm ≤ 12% + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS ou IP et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0,1 Passant à 80µm ≤ 12%	D ₁ à D ₃
R	Matériaux rocheux	Nature pétrographique (Norme NF P 11-300)	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	Teneur en éléments chimiques (Norme NF P 11-300)	

Tableau 7 : Classification des sols : GTR

II.4.8. Classification des sols : LCPC

La classification des sols fins LCPC(Laboratoire centrale des ponts et chaussées)utilise les critères de plasticité liés aux limites d'atterberg, elle précisée dans le diagramme de plasticité « diagramme de Casagrande » Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité, et pour ordonner l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- ✓ les limons très plastiques **Lt**
- ✓ les limons peu plastiques **Lp**

- ✓ les argiles très plastiques A t
- ✓ les argiles peu plastiques A p

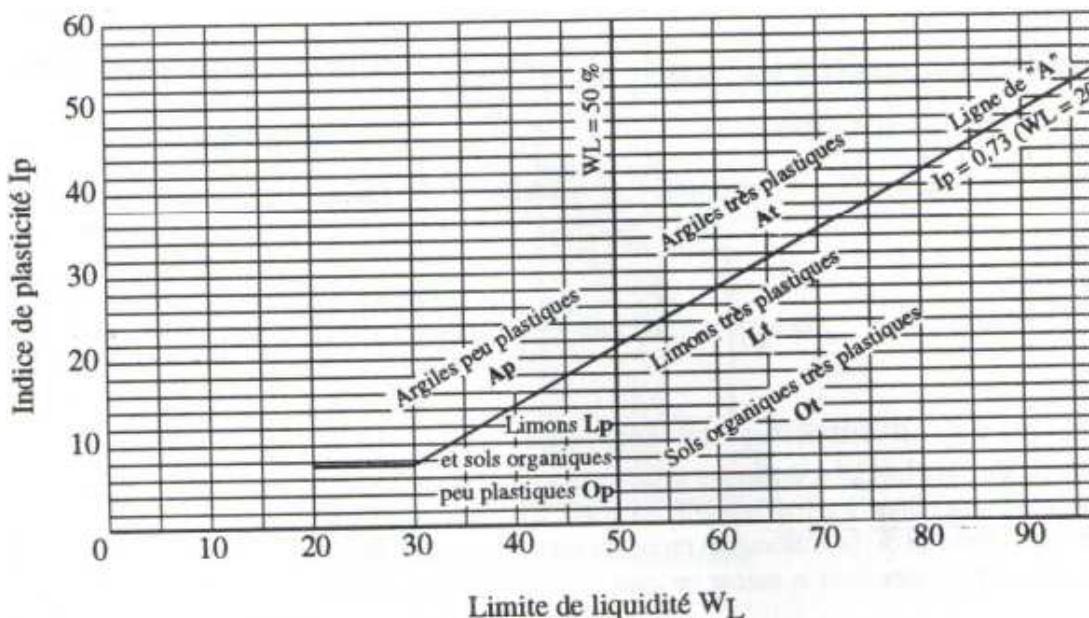


Figure 31 : Classification des sols: LCPC

Chapitre III. Modélisation numérique PLAXIS 8.2

PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des Travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à beaucoup d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de *Plaxis* pour *Windows* est développée. Durant la même période, une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement, le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2010. La modélisation de notre modèle a été effectué avec le plaxis 8.0 a fin de voir le comportement de la structure de chaussée sur le sol support.

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global, alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur. Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées

cartésiennes 3D. Dans une analyse en déformations planes, zz correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, xx représente la contrainte radiale et zz la contrainte circonférentielle.

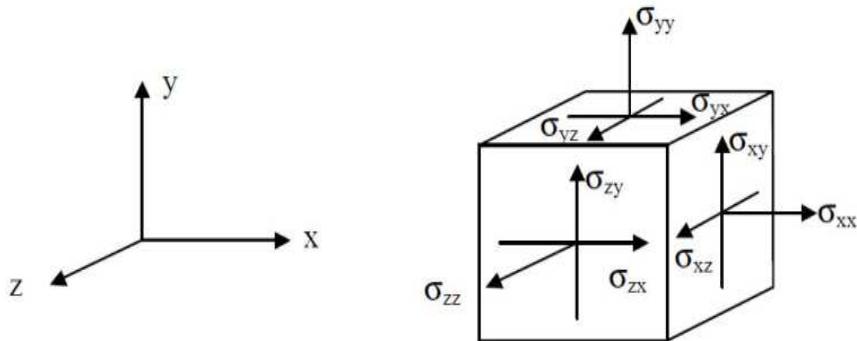


Figure 32 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive

III.1. Modélisation du comportement d'un sol

Le modèle bien connu de Mohr Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatance.

PLAXIS contient également d'autres modèles de sols plus avancés.

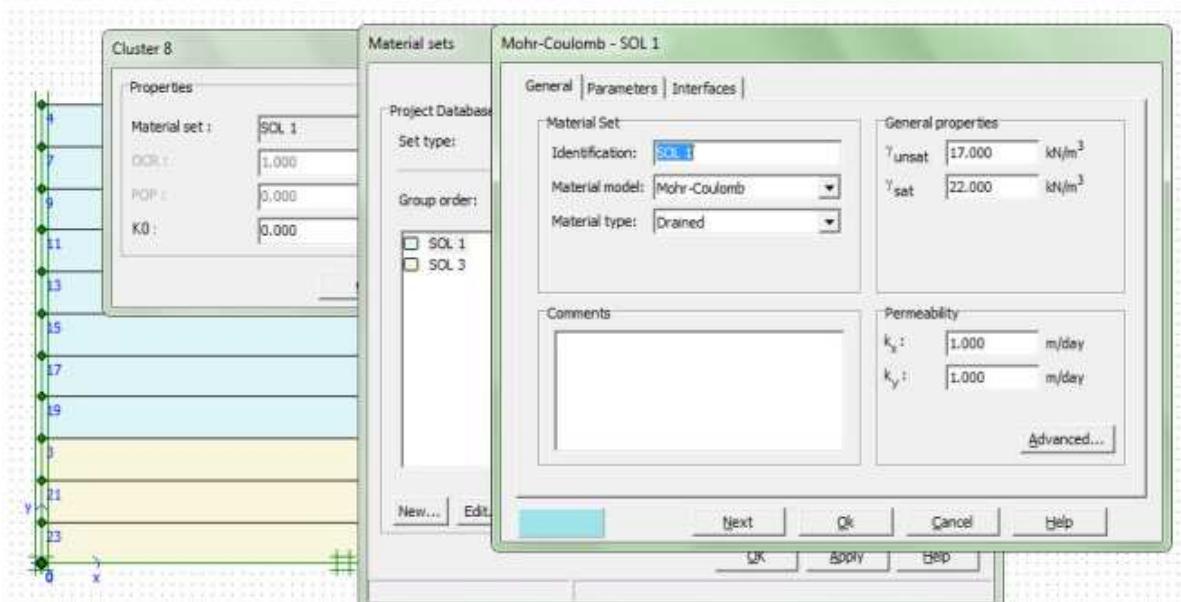


Figure 33 : Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)

Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en trois onglets : General, Parameters et Interfaces. L'onglet General contient le type de modèle du sol, le type de comportement du sol et des propriétés générales comme les poids volumiques. L'onglet Parameters contient les paramètres définissant la raideur et la résistance du modèle de sol choisi. Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol.

III.2. Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

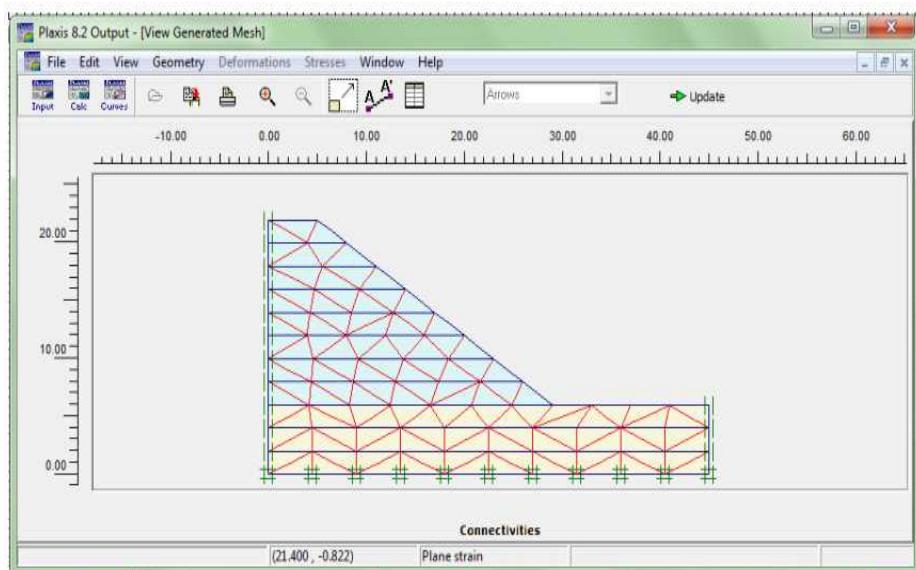


Figure 34 : représentation de maillage d'un talus

PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

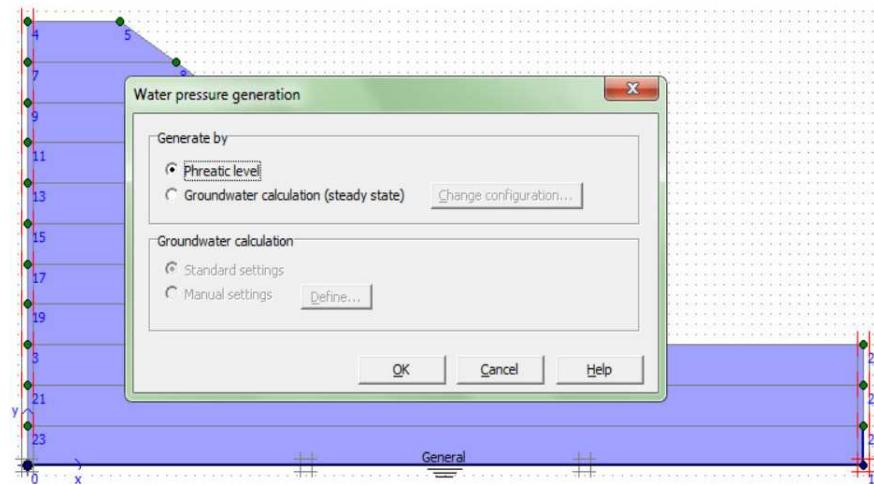


Figure 35 : mode des conditions hydrauliques

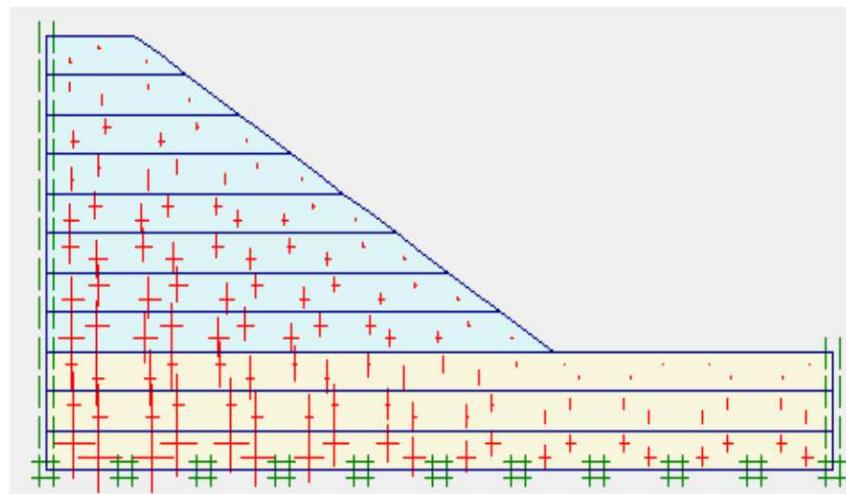


Figure 36 : générer le champ des contraintes effectives initiales

La modélisation du comportement de la structure dimensionnée par un modèle numérique en éléments finis permettant d'analyser la relation contrainte-déformation et le rapport des charges avec les couches de chaussées et du sol support.

Pour une route donnée, une structure traitée repartit mieux les charges en effort de traction-compression qu'une couche granulaire non traitée qui fait induire les efforts à grande échelle sans une grande diminution des charges induise avec une répartition non uniforme.

Chapitre IV. Analyse et interprétation des résultats

IV.1. Analyse des résultats

Les deux tronçons routiers de la RN4 montrent la même lithologie et les mêmes caractéristiques géotechniques concernant le tout-venant qui constitue le corps de chaussée. Il est de nature argileuse caractérisé par un indice de plasticité de 12%, associé un pourcentage de fraction fine de 68% conduisant à une classification GTR A1/A2 (argile sableuse) et une classification LCPC AP (argile peu plastique). Par contre, en ce qui concerne, le sol support et le substratum, il existe une différence de lithologie et des propriétés géotechniques :

- Tronçon du PK 108+500 au PK 112+000
 - Le sol support est une marne noire (Tirs) caractérisé par un IP de 22%, associé à un pourcentage de fraction fine de 77% ce qui le ronge en A2(GTR) et AP/At (LCPC). Le sol support est gonflant avec des pressions de gonflement de l'ordre de 38Kpa.
 - le substratum en marno-calcaire est caractérisé par un IP de 16% associé à un pourcentage de fraction fine de 86%, il présente une pression de gonflement de l'ordre de 32kpa.
- Tronçon du PK 146+000 au PK 153+000
 - Le sol support en marne rougeâtre à brunâtre est caractérisé par un IP de 22%, associé à un pourcentage de la fraction fine de 77% ce qui le ronge en A2(GTR) et AP/At (LCPC). Le sol support est gonflant avec des pressions de gonflement de l'ordre de 41 Kpa.
 - le substratum en marno-calcaire est caractérisé par un IP de 16% associé à un pourcentage de fraction fine de 86%, il présente une pression de gonflement de l'ordre de 55 kpa.

En plus des essais in-situ et des essais au laboratoire, une modélisation par logiciel PLAXIS 8.2 des effets du sol expansif sur la structure de chaussée souple pour simuler l'interaction entre la RN4 et le sol gonflant.

Les résultats de calcul avec le logiciel PLAXIS 8.2 à l'état de chargement et de déchargement conduit aux résultats suivants :

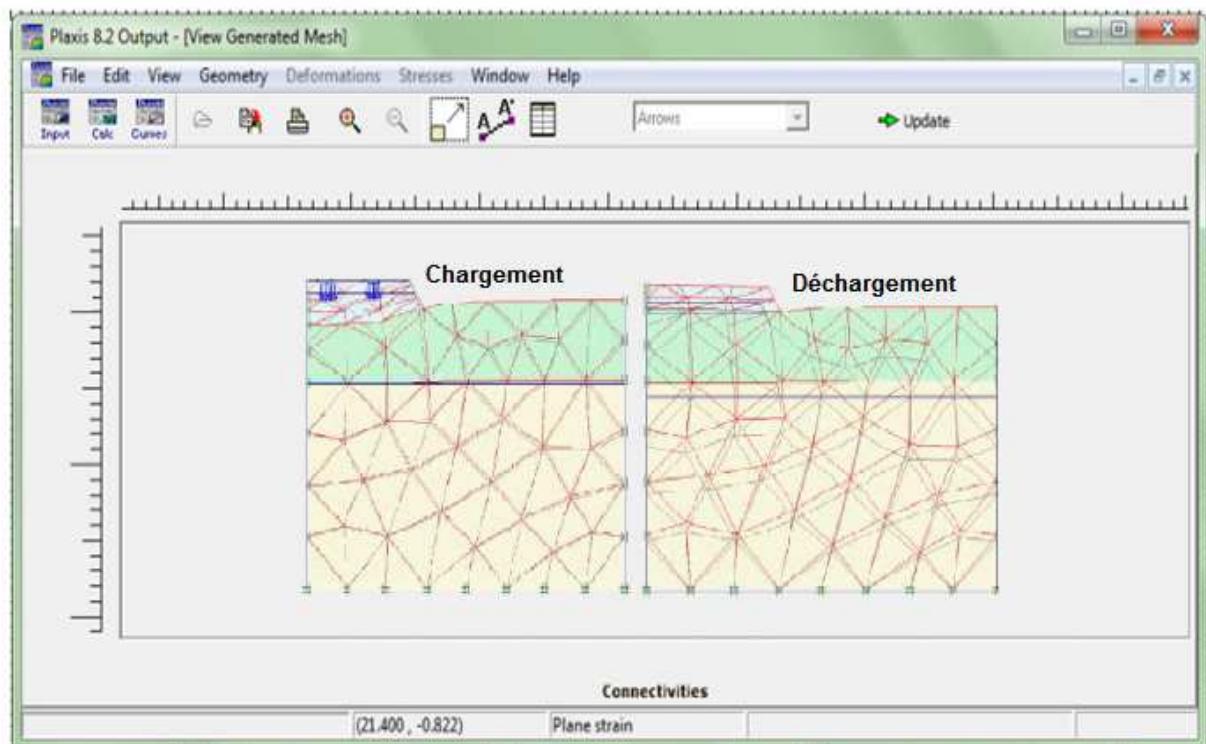


Figure 37. Déformation

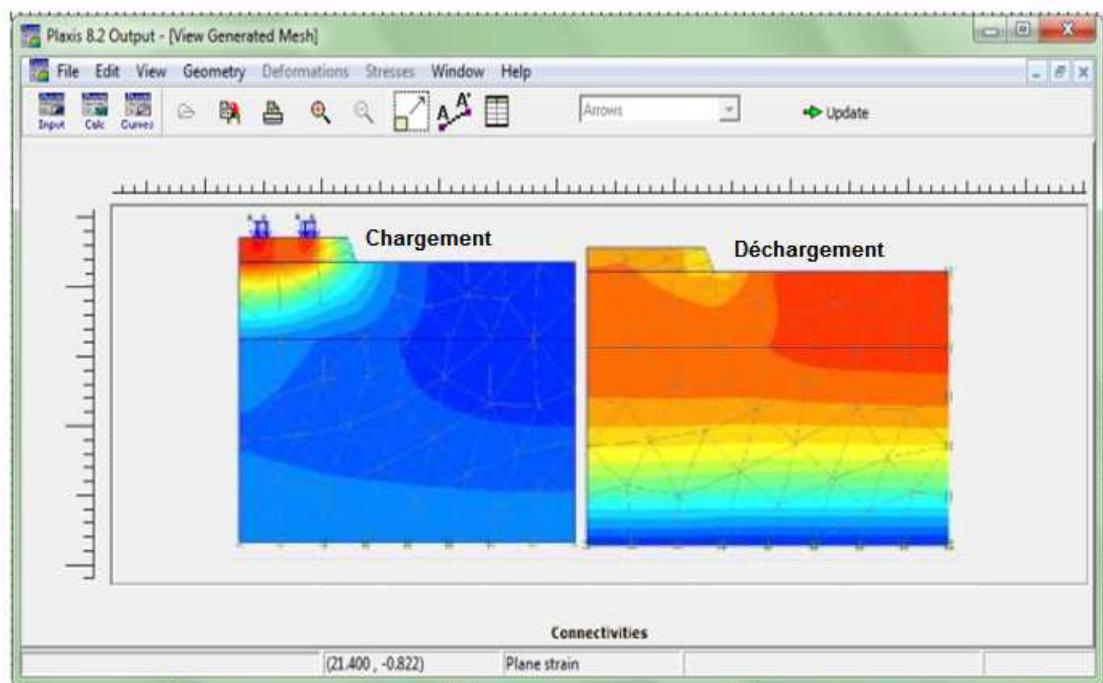


Figure 38. Déplacement verticale

Une déformation de 6.6 cm à l'état de chargement, devient une déformation de 1.2 cm à l'état de déchargement et un déplacement vertical de 6.6cm à l'état de chargement se transforme en déplacement vertical de 1.2 cm à l'état de déchargement.

cela veux dire que l'alternance des saisons conduit à des déformations volumétriques de sol support et à des contraintes de cisaillement conduisant à des déformations irréversibles et à des fissurations longitudinales entre la chaussée et les accotements, donc les résultats obtenus numériquement sont assez proche a ceux de l'expérimentale.

IV.2. Interprétation des résultats

A la lumière des études et des analyses géologiques, tectoniques et hydrogéologiques et à l'aide des sondages et puits de reconnaissances géotechniques, la RN4 dévoile que les formations prédominantes dans la partie étudiée et qui sont plus ou moins bien développés le long du tracé sont les formations marneuse du Miocène terminal. Considéré comme le sol support du tracé de la route, ces marnes sont gonflants, caractérisés par des pressions de gonflement élevées pouvant atteindre jusqu'a 41 Kpa. Par ailleurs le substratum en marno-calcaire présente une pression de gonflement très élevées pouvant atteindre jusqu'a 55 kpa.

Ces propriétés géotechniques montrent que le sol support se caractérise par des instabilités rhéologiques des argiles gonflantes du Sais cette instabilité se manifeste soit sous forme de variations volumétriques du sol support sous forme de déformations latérales dites solifluxions, ceci conduit dans les ouvrages souples des désordres tels que ceux qui sont observés dans la route RN4 : affaissements latérales, tôle ondulée et fissurations longitudinales.

En effet, la route évolue majoritairement, en remblai rasant dans un terrain plat où les eaux de pluies n'ont pas d'exutoire. donc en hiver les eaux de pluie stagnent dans les points bas, et saturent le sol support argileux puis elles activent son instabilité volumétrique en provoquant son gonflement ; par contre en été le dessèchement du sol support active le retrait des argiles et provoque son affaissement ; Ces variations volumétriques saisonnières induisent au niveau des tracés souples des contraintes de cisaillement importantes qui génèrent des déformations irréversibles et l'apparitions de fissuration dans les jonctions entre la chaussée et les accotements.

L'autre phénomène d'instabilité qui est aisé à observer dans ce tracé est lié au phénomène de solifluxion qui particulièrement active dans le sol support à faible pente transversale et où la route n'apporte qu'une charge relativement modérée.

Chapitre V. Solutions palliatives de traitement

Le traitement de sol permet d'améliorer les performances mécaniques (portance), baisser la sensibilité à l'eau (protection), homogénéiser et valoriser les matériaux. Le drainage, est un élément prépondérant pour garantir la propreté à long terme des structures routières, que ce soit pour protéger le revêtement contre une dégradation trop rapide ou pour assurer une capacité portante adéquate, pendant la durée utile de l'ouvrage. Pour cela les solutions ayant pour objectif :

- D'empêcher les eaux de toutes origines de modifier la teneur en eau du sol support et éviter sa variation volumétrique qui engendre les désordres de la chaussée.
- D'améliorer la nature physico-chimique du sol support pour le rendre insensible et pérenniser sa portance en tout temps.
- De substituer le sol support susceptible au gonflement par des matériaux inertes et insensibles à l'eau, tout en veillant à l'imperméabilisation du sol d'assise de la route.
- D'apporter une butée de pieds en matériaux insensibles à l'eau pour assurer au tracé la stabilité mécanique requise.

V.1. Solution n°1

A/ Elle s'applique du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130 (fig. 39) ; Elle consiste à :

- Remplacé les marnes noires tireuses instables sur une épaisseur estimée par les sondages à 0,70m par des sols insensibles au sens du guide GTR ou par des matériaux traités à la chaux.
- Imperméabilisation du sol support par une géo-membrane intercalée sous la base de la purge.
- de prévoir des butées latérales en fonction de l'emprise leur largeur minimale est de 1,5m.
- une bêche d'ancrage de 2,00 m de profondeur ; la bêche sera dotée d'un système de drainage pour évacuer les eaux vers les exutoires.

- Renforcement de la couche de base par géo-grille pour augmenter sa résistance en traction.

B/ Elle s'applique du PK 111+580 au PK112+000 et du PK 112+130 au PK 112+400 (fig. 40); Elle consiste à :

- Remplacé les marnes noires tireuses instables sous les accotements sur une épaisseur de 0,70m par des sols insensibles a l'eau ou par des matériaux traités à la chaux.
- Mise en place d'une butée latérale, de 1.5m de largeur minimum.
- Mise en place d'une bêche d'ancrage de 0.70m de profondeur ; la bêche sera dotée d'un système de drainage pour évacuer les eaux vers les exutoires.
- Prévoir un renforcement par deux nappes de géo-grilles, disposées entre la couche de base et la Couche de roulement.

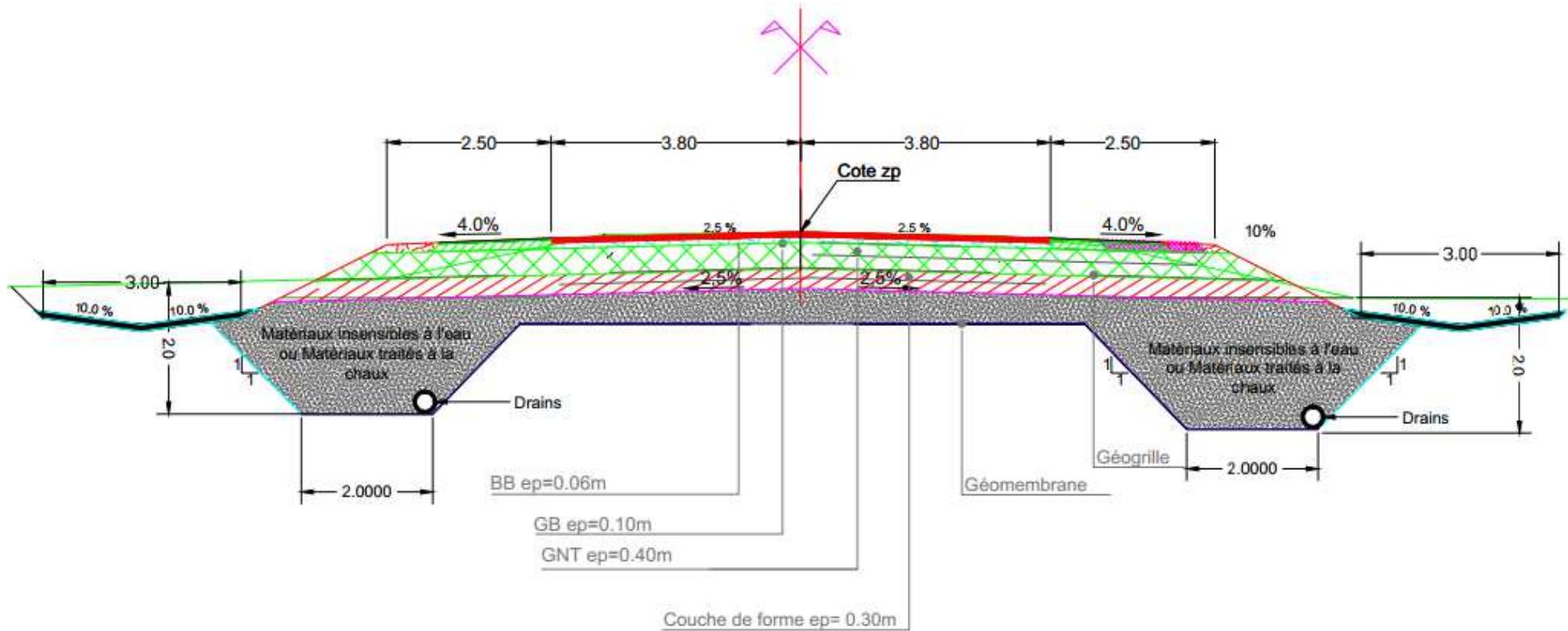


Figure 39 : croquis du profil type de solution n°1 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130

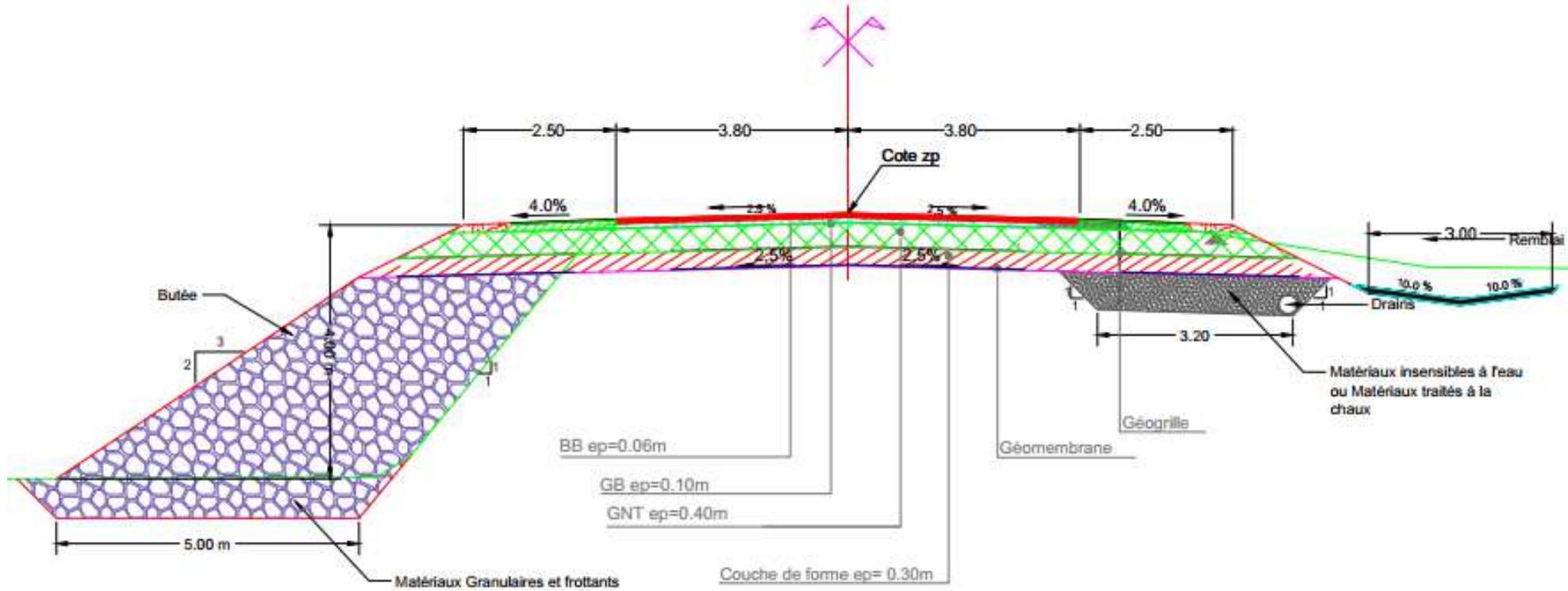


Figure 40 : croquis du profil type de solution n°1 du PK 111+580 au PK112+000 et du PK 112+130 au PK 112+400

V.2. Solution n°2

Elle s'applique du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130 (fig. 41);

Elle consiste à :

- Remplacé les marnes noires tireuses instables et les argiles gonflantes sur toute son épaisseur estimée par les sondages à 2,80m par des sols insensibles au sens du guide GTR ou par des matériaux traités à la chaux.
- employer une géo-membrane intercalée sous la base de la purge pour une imperméabilisation du sol support.
- En cas de matériaux granulaire il faut prévoir un système de drainage pour évacuer les eaux vers les exutoires.
- Renforcement de la couche de base par géo-grille pour augmenter sa résistance en traction.

Deux variantes pour cette solution sont présentées sur les profils types ci-après :

Variante n°1 : purge en matériaux traités à la chaux

Variante n°2 : purge en matériaux granulaires insensibles à l'eau

V.3. Solution n°3

Elle s'applique du PK 146+000 au PK153+000 (fig. 42) :

Elle consiste à doter la route de deux bêches latérales de 2,50 de profondeur pour isoler la voie des effets négatifs des interactions avec l'extérieur ; Les deux bêches latérales seront en matériaux argileux traités à la chaux pour les rendre davantage imperméables et insensibles à l'eau. (Les matériaux extraits peuvent être réutilisés s'ils s'avèrent aptes au traitement à la chaux ; le dosage visé est entre 1,5 et 3%). La partie supérieure des terrassements est également en matériaux traités à 3% de chaux sur 0,50m d'épaisseur ;

La couche de forme est soit du type traitée à la chaux/ciment soit du type granulaire. Enfin le support est imperméabilisé par une géo-membrane qui achemine les eaux d'infiltration vers les fossés en béton.

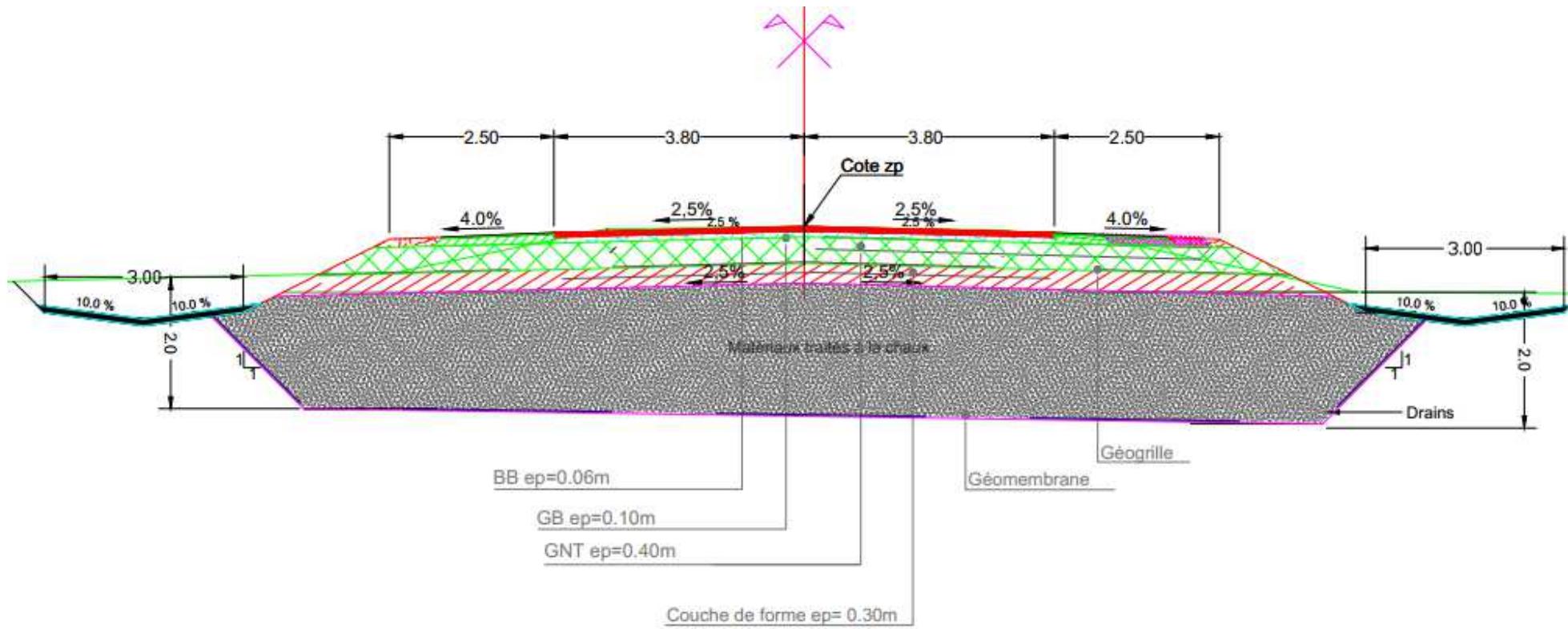


Figure 41 : croquis du profil type de solution n°2 variante n°1 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130

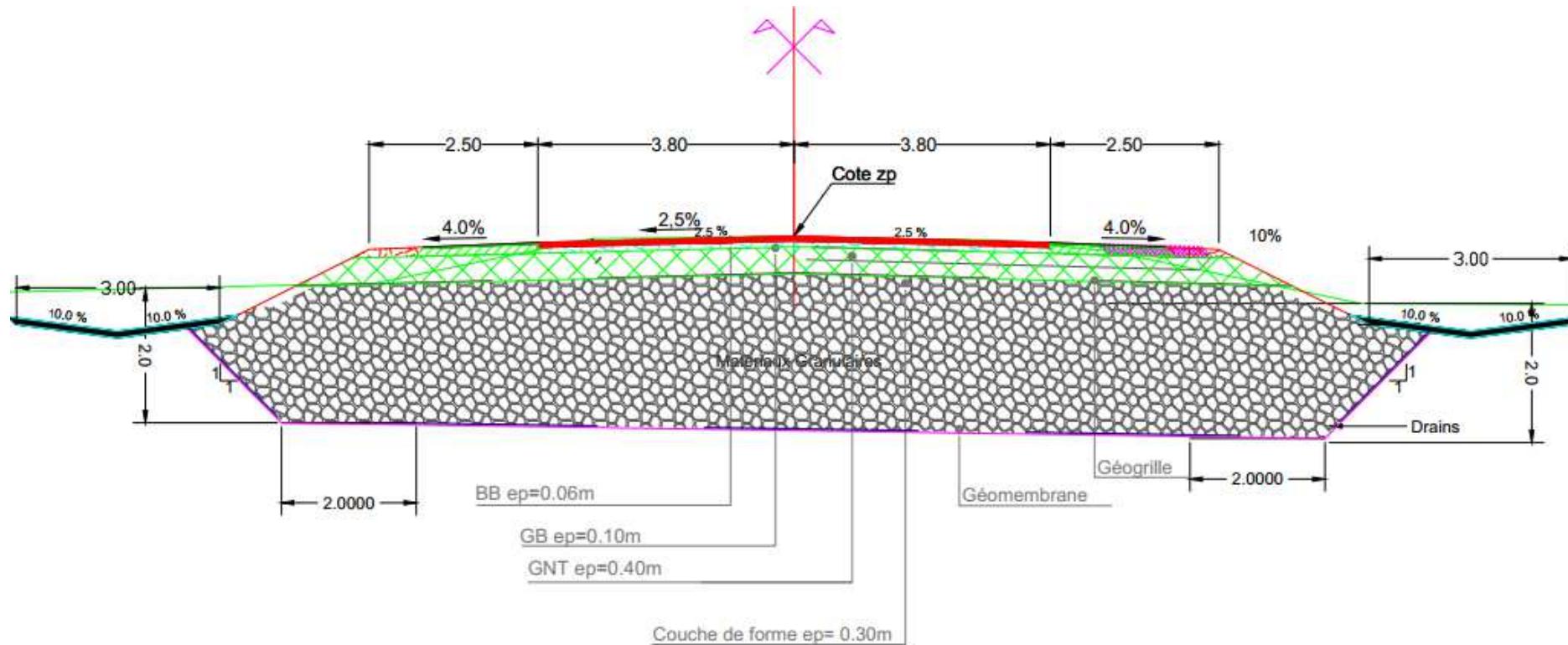


Figure 42 : croquis du profil type de solution n°2 variante n°2 du PK 108+700 au PK 111+580 et du PK 112+000 au PK 112+130

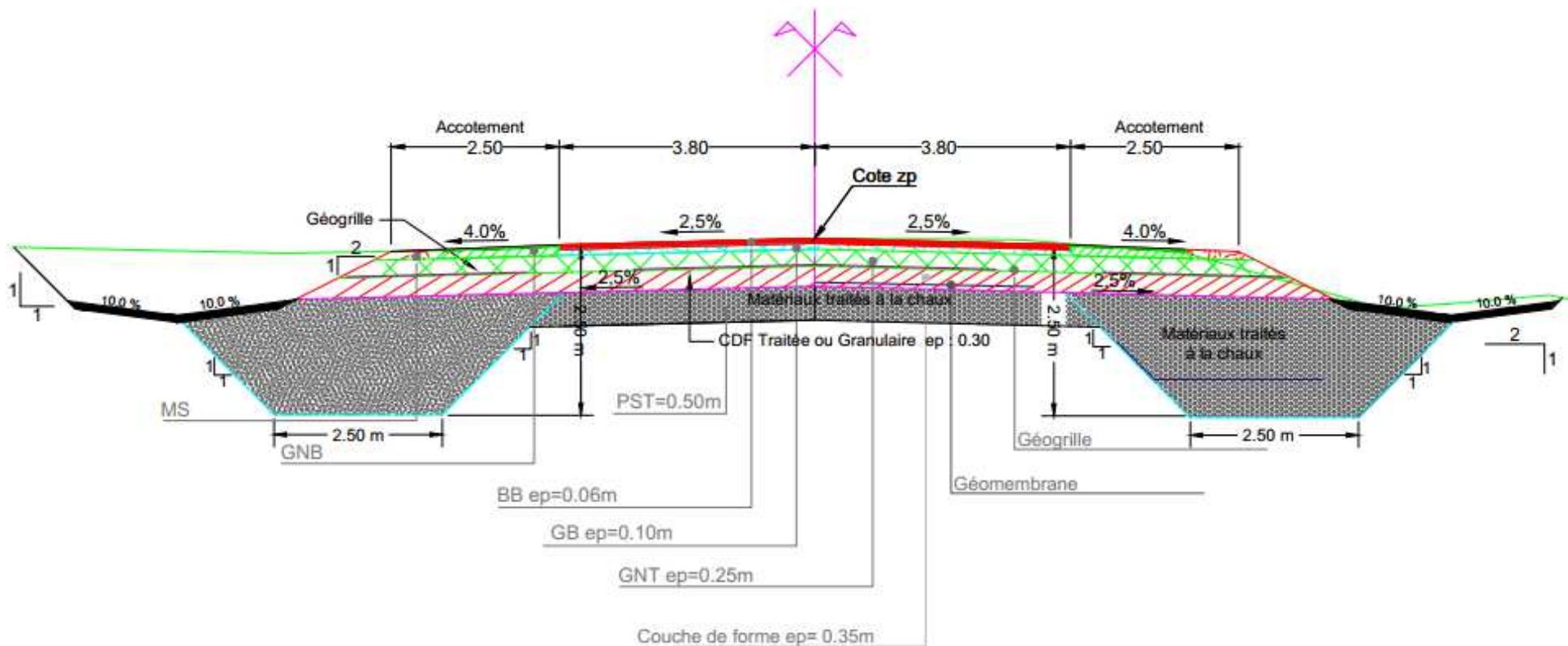


Figure 43 : croquis du profil type de solution n°3 du PK 146+000 au PK153+000

Solution	Consistance de traitement	Avantage	Inconvénient
Solution N°1	Imperméabilisation du sol support par géo-membrane.	Elle évite le recours à une déviation provisoire	Elle impose un drainage latéral difficile à respecter
Solution N°2 avec Variante 1	Imperméabilisation du sol support par géo-membrane. Purge totale du sol support gonflant par des matériaux traités à la chaux,	Solution catégorique permet le retraitement des matériaux en place	Recours à des entreprises qualifiées
Solution N°2 avec Variante 2	Imperméabilisation du sol support par géo-membrane. Purge totale du sol support gonflant par des matériaux granulaires insensibles à l'eau,	Solution efficace et catégorique	Les matériaux drainants en purge retiennent les eaux de pluie avec risques d'imbibition du sol en fond de purge
Solution N°3	Imperméabilisation du sol support par géo membrane. Traitement du support à la chaux vive Epaulement du sol support,	Solution efficace et permet le retraitement des matériaux en place	Recours à des entreprises qualifiées

Tableau 8 : conclusion des solutions de traitement

Conclusion générale

Cette étude a pour but l'étude des différents désordres de la route nationale n°4 notamment le tronçon entre les points kilométriques 108+500 et 112+000, et le tronçon entre les points kilométriques 146+000 et 153+000, ils sont localisés dans la région de Fès-Meknès qui se caractérise par un climat semi-continental de type méditerranéen où il y a la succession d'une saison hivernale froide et pluvieuse entre octobre et avril et une saison estivale chaude sèche entre mai et septembre. Concernant la lithologie de notre zone d'étude est dominé par les marnes du miocène terminal.

Les résultats des essais géotechniques et la modélisation numérique par plaxis8.0 montrent que :

La présence des marnes dans le sol support des deux tronçons étudiés provoque des interactions avec la route où les eaux de pluies n'ont pas d'exutoire, donc en hiver les eaux de pluie stagnent dans les points bas, elles saturent le sol support argileux puis elles activent son instabilité volumétrique en provoquant son gonflement, par contre en été le dessèchement du sol support active le retrait des argiles et provoque son affaissement. Ces variations volumétriques saisonnières induisent au niveau des tracés souples des contraintes de cisaillement importantes qui génèrent des déformations irréversibles et l'apparition de dégradations dans les jonctions entre la chaussée et les accotements.

Cette instabilité se manifeste soit sous forme de variations volumétriques du sol support sous forme de déformations latérales dites solifluxion provoquant des glissements ou des affaissements latéraux, soit sous forme de tôle ondulée et enfin soit sous forme de fissurations longitudinales.

Des solutions sont données au terme de cette étude. Elles visent à améliorer les performances mécaniques du sol support, baisser la sensibilité à l'eau, homogénéiser et valoriser les matériaux. Soit en remplaçant les marnes instables sur une épaisseur bien déterminée par des sols insensibles à l'eau ou par des matériaux traités à la chaux. Soit en imperméabilisant le sol support par une géo-membrane intercalée sous la base de la purge. Ou bien le renforcement de la couche de base par géo-grille pour augmenter sa résistance en traction, etc.

Bibliographie

A.F.N.O.R. (association française de normalisation), NF P 94-056, Mars 1996 : Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage.

A.F.N.O.R., NF P 94-068, Octobre 1998 : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.

A.F.N.O.R., XP P 94-090-1, Décembre 1997 : Essai œdométrique, Partie 1 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.

A.F.N.O.R., NF P 94-051 Mars 1993 : Détermination des limites d'Atterberg- Limite de liquidité à la coupelle -Limite de plasticité au rouleau.

A.F.N.O.R., NF P 94-093 Mars 2004 : Essai Proctor

AHMAMOU, M. et CHALOUAN, A. (1988). Distension synsédimentaire plio-quaternaire et rotation anti-horaire des contraintes au Quaternaire ancien sur la bordure nord du bassin du Saïss (Maroc). Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, 12, 19-26.

AHMAMOU, M. (1987). Etude sedimentologique des calcaires lacustres (plio-quaternaire) du bassin de Fès-Meknès (Maroc). Thèse de 3ème cycle, Univer. Aix Marseille III ; 178P.

Agence du Bassin Hydraulique du Sebou (ABHS), (2013).

Agence du Bassin Hydraulique du Sebou (ABHS), (2014).

AÏT BRAHIM, L. (1991). Tectonique cassante et états de contraintes récents au Nord du Maroc. Contribution à l'étude du risque sismotectonique. Thèse Doctorat d'Etat, Université Mohammed V, Rabat, 238p.

AÏT BRAHIM L. et CHOTIN P. (1984) : Mise en évidence d'un changement de direction de compression dans l'avant pays rifain au cours du tertiaire et du Quaternaire. Bull. Sec. Géol. France, (7), t.26, N°4, pp. 681-691p.

AMRAOUI F., (2005) : Contribution à la connaissance des aquifères karstiques du liais de la plaine du Saïss et du Causse moyen Atlasic Tabulaire Thèse 3ème cycle, université Hassan deux Ain Chock faculté des Sciences. Casablanca. 249p.

ESSAHLAOUI A., 2000 : Contribution à la reconnaissance des formations aquifères dans le bassin de Meknès-Fès (Maroc) prospection géoélectriques, étude hydrogéologique et inventaire des Ressources en eau.Doct.Sc.App.Ecole Mohammadia Ing.,Rabat Maroc, 258p.

FAUGÈRES, J. C. 1978. Les Rides sud rifaines ; évolution sédimentaire et structurale d'un bassin atlantico-mésogène de la marge africaine. Thèse Doctorat D'Etat, Université de Bordeaux I.

LERAU, J. (2005-2006) : Cours géotechniques pour 3ième année construction, INSA Toulouse 107p.

(SETRA, 1996)SETRA. L'entretien courant des Chaussées. Guide pratique.