



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليدة-1  
UNIVERSITE DE BLIDA1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil  
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE  
MASTER

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

**Option : GEOTECHNIQUE**

**Thème**

**Etude et Conception du Corps de Chaussée du Tronçon  
Routier Cherchell-Sidi Ghiles  
(PK 14+00 au PK 17+113)**

Soutenu par :

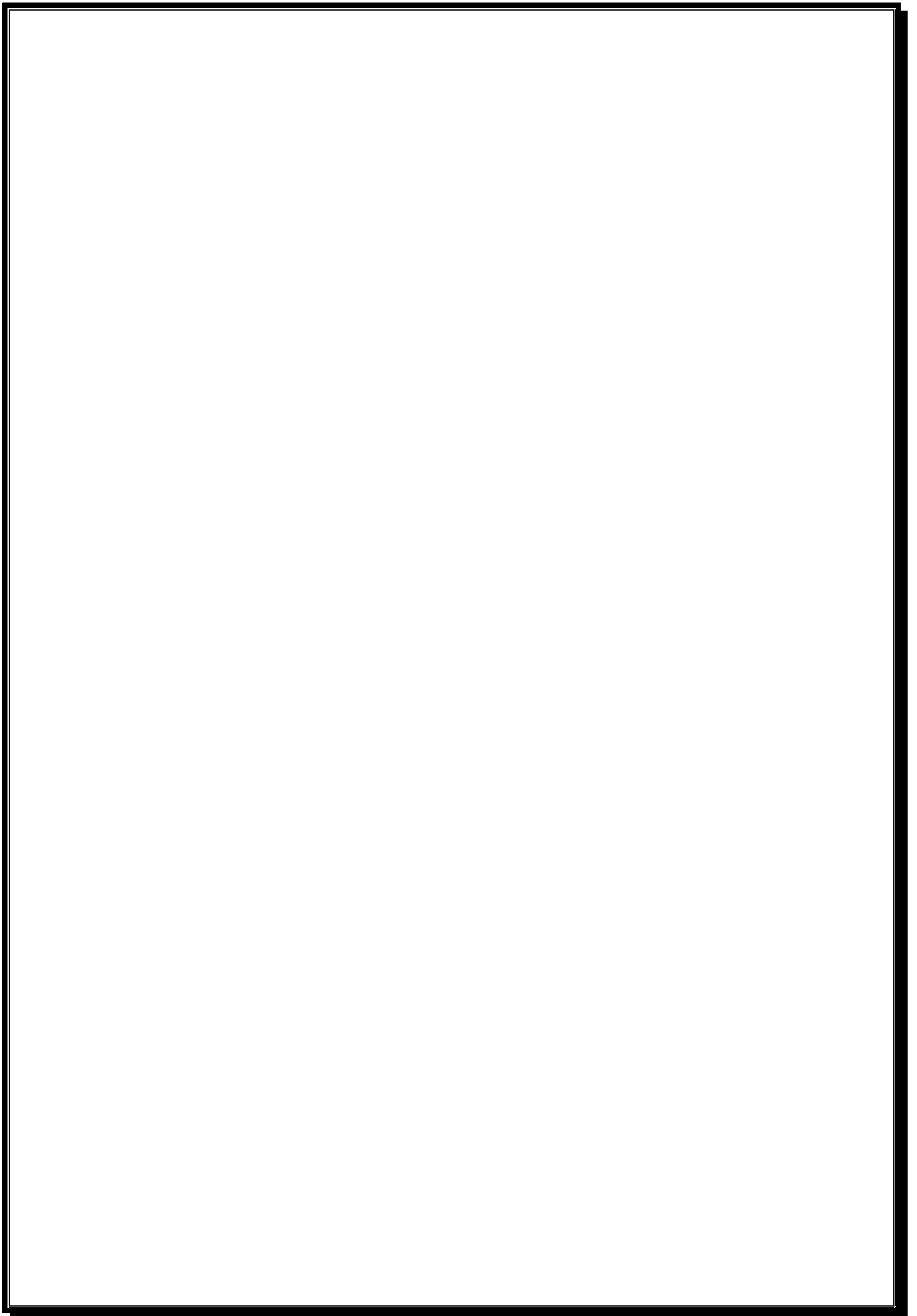
**Bairi Yasmine Saliha**

**Ghanem Selma**

Promoteur :

**Pr. GRINE KHALED**

**Blida, Octobre 2019**



## **Remerciement :**

*Nous remercions en premier et avant tous le **dieu tout puissant** pour nous avoir donné le courage et la patience d'accomplir ce travail.*

*Un hommage appuyé revient aussi à nos parents pour leurs aides et sacrifices pour qu'on termine nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur le **professeure Grine Khaled** de nous avoir fait confiance, et nous avoir estimés capables de traiter ce sujet, et pour sa patience et ses conseils.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'avoir acceptés de lire et examinés ce modeste travail.*

*Nous ne voulons surtout pas oublier de remercier aussi les ingénieurs de la DTP de Tipaza ainsi que les ingénieurs du CTTP, en particulier Mr **Maiza Hamaza** et Mlle **Ben El Khaznadj Besma**, pour leurs informations et orientation ainsi qu'à leur aide morale.*

*Nos remercions aussi nos amis et nous collègues de la section de géotechniques promo 2018-2019, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail avant tout à la lumière de ma vie, la source de mon bonheur et le guide de mon chemin à : mes très chères parents.*

*Que je ne saurais jamais remercier assez pour leurs sacrifices et leur présence durant mes études et toute ma vie.*

*• A mon cher frère : Nassim.*

*• A ma chère cousine : ibtissem*

*• A toute ma famille*

*• A mes amies:*

*Amina, Amina Dahas, Bouchra, Meriem, Meriem Bennai, Nesrine, Yasmine, Yousra*

*Yasmine*

## • *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers parents, mon père et ma mère qui ils m'ont doté d'une éducation digne. Et grâce à leur patience, leur soutien et leur amour ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui. Quoi que je fasse ou dise, je ne saurai jamais comment vous remercier comme il se doit et que dieu les gardes pour nous.*

*À mes chères sœurs et frères.*

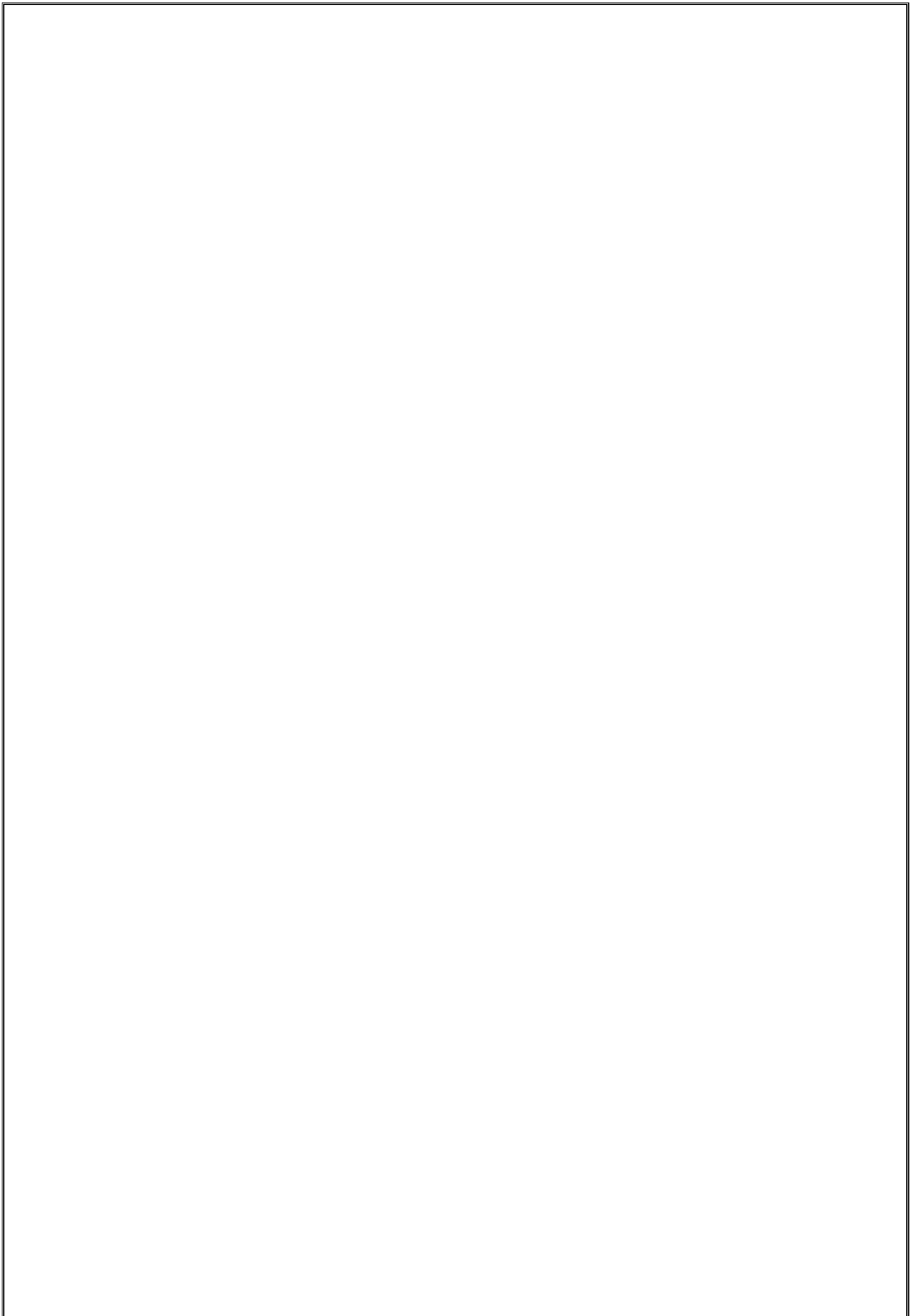
*Sans oublier ma belle famille pour son soutien, en particulier mon fiancé qui m'a chaleureusement aidé et encouragé tout au long de mon travail.*

*À mes chers grands-parents,*

*À mes proches à tous les membres de ma famille (Ghanem) et à mes amies, à tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion tout en réalisant ce mémoire.*

*Sans oublier aussi tous les professeurs et tous ceux qui nous ont aidés.*

*Ghanem Selma*



## ملخص

يتعلق العمل المنجز بدراسة وتصميم هيكل جزء من الطريق بطول 3 كم والذي يقدر طوله الإجمالي ب 17 كم يربط مدينة شرشال بسيدي غيلاس (ولاية تيبازة) وهذا باستخدام طريقتين وأيضاً تحليل رقمي يعتمد على طريقة العناصر المحددة لاستقرار منحدر يتجاوز طوله 10 أمتار وأخيراً حساب قدرة تحمل الاساسات لجسر يقع في محور الطريق المدروس طوله 600 متر

## Résumé :

Le travail réalisé concerne l'étude et la conception du corps de chaussée d'un tronçon routier de 3 Km, sur une linéarité totale de 17 Km, reliant la ville de Cherchell à Sidi Ghiles (Wilaya de Tipasa), utilisant principalement la méthode CTPP et la méthode CBR. De plus, une analyse numérique basée sur la méthode des éléments finis de la stabilité d'un talus en déblai d'une hauteur dépassant les 10m et un calcul de la capacité portante des fondations utilisant la méthode pressiométrique d'un ouvrage d'art (viaduc) long de 600m situés dans l'axe de la route ont été accomplis.

**Mots clés :** chaussées, dimensionnement, stabilité des talus, fondations, viaduc.

## Abstract:

The project deals with a pavement conception of a road portion (3km) within a total linearity of 17km, connecting the locality of Cherchell and Sidi Ghiles (Department of Tipasa). In addition to the road pavement conception, a slope stability analysis to assess the stability of a 10m high slope, based upon a finite element numerical method using a computer package (Plaxis D2) and a foundation design analysis of a bridge (viaduct) with a total length of 600m located within the road axis have been performed.

**Key words:** pavement, slope stability, foundations, Bridge (viaduct).

## Liste des symboles

| <b>symboles</b>        | <b>significations</b>                                     | <b>Unités</b>     |
|------------------------|---|-------------------|
| <b>IP</b>              | indice de plasticité                                      | (%)               |
| <b>VBS</b>             | valeur au bleu de méthylène                               | (%)               |
| <b>LA</b>              | Los angles.   | (%)               |
| <b>MDE</b>             | micro Deval en présence d'eau.                            | (%)               |
| <b>FS</b>              | friabilité des sables                                     | (%)               |
| <b>Ic</b>              | indice de consistance                                     | -                 |
| <b>IPI</b>             | indice de portance immédiat                               | -                 |
| <b>W<sub>n</sub></b>   | teneur en eau naturelle                                   | (%)               |
| <b>Wopn</b>            | teneur en eau optimum proctor normal.                     | (%)               |
| <b>WI</b>              | limite de liquidité                                       | (%)               |
| <b>D<sub>max</sub></b> | diamètre de plus gros granulat.                           | M                 |
| <b>ρ<sub>d</sub></b>   | masse volumique (densité).                                | Kg/m <sup>3</sup> |
| <b>DG</b>              | coefficient de dégradabilité.                             | -                 |
| <b>T<sub>éq</sub></b>  | trafic équivalent   |                   |
| <b>e</b>               | épaisseur équivalente                                     | Cm                |
| <b>ICBR</b>            | indice CBR  | -                 |
| <b>P</b>               | charge par roue égale à 6.5t (essieu 13t)                 | t                 |
| <b>Log</b>             | logarithme décimale                                       | -                 |
| <b>N</b>               | nombre journalier de poids lourd à vide a l'année horizon | Pl/jr/sens        |
| <b>TjMA</b>            | trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans            | V/jr/sens         |
| <b>n</b>               | année de prévision  | Ans               |
| <b>PL</b>              | pourcentage des poids lourds                              | (%)               |



|                        |  |                 |
|------------------------|--|-----------------|
| <b>TPLi</b>            | classe du trafic   | PL/j/sens       |
| <b>i</b>               | taux d'accroissement géométrique égal à 0.04   | (%)             |
| <b>a1, a2, a3</b>      | coefficients d'équivalence des matériaux des couches de la chaussée  | -               |
| <b>e1, e2, e3</b>      | les épaisseurs réelles des couches de la chaussée  | Cm              |
| <b>A</b>               | coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13t  | -               |
| <b>Teq</b>             | température équivalente.   | °c              |
| <b>r(%)</b>            | pourcentage de risque.   | (%)             |
| <b>ε6 (10°C, 25HZ)</b> | déformation limite détenue au bout de 106 cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10°C et 25Hz (essai de fatigue). | -               |
| <b>Kθ</b>              | facteur lie à la température   | -               |
| <b>Kne</b>             | facteur lie au nombre cumule d'essieux équivalents supporte par la chaussée  | -               |
| <b>Kr</b>              | facteur lié au risque et aux dispersions   | -               |
| <b>Kc</b>              | facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée                       | -               |
| <b>(ε t, adm)</b>      | déformation admissible de traction   | -               |
| <b>b</b>               | pente de la droite de fatigue (b<0)  | -               |
| <b>E (10°C)</b>        | module complexe du matériau bitumineux à 10°C  | MPa             |
| <b>E (θeq)</b>         | module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée      | MPa             |
| <b>t</b>               | fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté (r %).   | -               |
| <b>δ</b>               | La dispersion  | Cm <sup>2</sup> |
| <b>SN</b>              | dispersion sur la loi de fatigue.  | -               |
| <b>Sh</b>              | dispersion sur les épaisseurs  | Cm              |
| <b>C</b>               | coefficient égal à 0.02  | -               |
| <b>σ6</b>              | contrainte de flexion limite à cycles donné par l'essai de fatigue   | KPa             |

|                                   |   |     |
|-----------------------------------|---|-----|
| <b>Kd</b>                         | facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique  | -   |
| <b>E</b>                          | module de Young   | MPa |
| <b><math>\sigma(t,adm)</math></b> | contrainte admissible de traction   | KPa |
| <b><math>\sigma t</math></b>      | contrainte de traction  | KPa |
| <b><math>\epsilon t</math></b>    | déformation horizontale (traction)  | -   |
| <b><math>\epsilon z</math></b>    | déformation verticale (compression)   | -   |
| <b>FR</b>                         | Coefficient de fragmentation  | -   |
| <b>H</b>                          | hauteur de talus  | M   |
| <b><math>\beta</math></b>         | angle d'inclinaison de talus  | °   |
| <b><math>\tau</math></b>          | résistance au cisaillement  | KPa |
| <b>C</b>                          | la cohésion   | KPa |
| <b><math>\phi</math></b>          | angle de frottement   | °   |
| <b>U</b>                          | pression interstielle d'eau   | KPa |
| <b><math>b'</math></b>            | contrainte normale effective  | KPa |
| <b>Si</b>                         | tassement instantané  | cm  |
| <b>Sc</b>                         | tassement de consolidation primaire   | cm  |
| <b>Sf</b>                         | tassement de consolidation secondaire   | cm  |
| <b>Sr</b>                         | degré de saturation   | (%) |
| <b><math>q_0</math></b>           | contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondation  | KPa |
| <b><math>K_p</math></b>           | facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation | -   |
| <b><math>V_0</math></b>           | tassement en tête du pieu   | Cm  |
| <b>Q</b>                          | la charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu  | KN  |
| <b><math>I_v</math></b>           | facteur de tassement  | -   |

|                                      |   |                          |
|--------------------------------------|---|--------------------------|
| <b>E(D)</b>                          | module de Young en tête du pieu                 | MPa                      |
| <b>B</b>                             | diamètre du pieu                                | m                        |
| <b>W</b>                             | Teneur en eau                                   | (%)                      |
| <b>w<sub>p</sub></b>                 | Limite de plasticité                            | -                        |
| <b>γ<sub>h</sub></b>                 | poids volumique humide du sol                   | KN/m <sup>3</sup>        |
| <b>γ<sub>d</sub></b>                 | poids volumique sec du sol                      | KN/m <sup>3</sup>        |
| <b>CC</b>                            | coefficient de compressibilité                  | -                        |
| <b>C<sub>g</sub></b>                 | coefficient de gonflement                       | -                        |
| <b>PC</b>                            | pression de compressibilité                     | bars                     |
| <b>RC</b>                            | resistance a la compression                     | bars                     |
| <b>P<sub>l</sub></b>                 | Pression limite                                 | KPa                      |
| <b>P<sub>f</sub></b>                 | Pression de fluage                              | KPa                      |
| <b>Em</b>                            | Module pressiométrique                          | MPa                      |
| <b>D</b>                             | La fiche du pieu                                | m                        |
| <b>γ</b>                             | Poids volumique du sol                          | KN/m <sup>3</sup>        |
| <b>Θ<sub>eq</sub></b>                | Température équivalente                         | °c                       |
| <b>CaCO<sub>3</sub></b>              | Carbonate                                       | (%)                      |
| <b>CO<sub>2</sub></b>                | Anhydride Carbonique                            | (%)                      |
| <b>NaCl</b>                          | Chlorure  | (%)                      |
| <b>So<sub>4</sub>2H<sub>2</sub>O</b> | Sulfates  | (%)                      |
| <b>h</b>                             | ancrage de la fondation dans la couche porteuse | m                        |
| <b>TCi</b>                           | Trafic cumulé                                   | PL/j/sens                |
| <b>TCEi</b>                          | Trafic cumulé équivalent                        | essieu 13t/<br>durée vie |

|   |   |                   |
|---|---|-------------------|
| $\gamma_{\text{sat}}$   | Poids volumique saturé  | KN/m <sup>3</sup> |
| <b>B</b>  | Largeur de la fondation superficielle   | m                 |
| <b>PI*</b>  | Pression limite nette   | KPa               |
| <b>P<sub>le</sub>*</b>  | Pression limite équivalente nette   | KPa               |
| <b>P<sub>0</sub></b>  | pression horizontale des terres   | KPa               |
| <b>K<sub>0</sub></b>  | coefficient de pression des terres « au repos »<br>égale=1 pour sol cohérent et 0.5 pour sol pulvérulents | -                 |
| <b>K<sub>p</sub><sup>1</sup> et K<sub>p</sub><sup>0</sup></b> | correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques.               | -                 |
| <b>q<sub>i</sub></b>  | Capacité portante de la fondation   | KPa               |
| <b>F<sub>s</sub></b>  | Coefficient de sécurité   | -                 |
| <b>Q<sub>L</sub></b>  | Charge limite   | Kn                |
| <b>Q<sub>P</sub></b>  | pression vertical de pointe   | Kn                |
| <b>Q<sub>s</sub></b>  | Terme de frottement latéral   | Kn                |
| <b>q<sub>s</sub></b>  | la contrainte de frottement latéral limite  | KPa               |
| <b>D<sub>e</sub></b>  | fiche équivalente du pieu   | m                 |
| <b>v</b>  | Coefficient de Poisson d'un sol   | -                 |
| <b>E<sub>p</sub></b>  | module de Young du pieu en béton armé   | MPa               |
| <b>E<sub>éq</sub></b>   | Module de Young équivalent d'un pieu  | MPa               |
| <b>G<sub>sp</sub></b>   | Charge de poussée des terres sur le pieu  | Kn                |
| <b>G<sub>sf</sub></b>   | Charge du frottement négatif sur le pieu  | Kn                |

## Liste des abréviations :

**BB** : Béton bitumineux

**GB** : Grave bitumineux

**SB** : Sable bitumineux

**BBUM** : Béton bitumineux ultra mince

**BBTM** : Béton bitumineux très mince

**BBM** : Béton bitumineux mince

**BBSG**: Béton bitumineux semi-grenu

**GC**: Grave ciment.

**GL** : Grave laitier.

**CBR** : California Bearing Ratio

**CTTP** : Contrôle technique des travaux publics.

**GNT** : Granulats non-traités.

**GTR** : Guide de terrassement routier

**LCPC** : Laboratoire central des ponts et des chaussées.

**SETRA** : Service d'étude technique des routes et autoroutes.

**AASHO**: American Association of state highway officials.

**TVO** : Tous venant de l'oued

**RPi** : Niveau de réseau principal

**RP1** : Réseau principal niveau 1

**RP2** : Réseau principal niveau 2

**CW** : Chemin de Wilaya.

**TPLi** : Classe du trafic.

**TCEi** : Trafic cumulé équivalent.

**PMT** : Essai pressiométrique de Ménard.

**RPA**: règlement parasismique Algérien

**SC**: sondage carotté

**PS**: sondage pressiométrique

**PK** : point kilométrique.

**CU** : consolidé non drainé

**PU** : puits de reconnaissance

**MNT** : Matériaux non traités

**MTB** : matériaux traités au bitume

**MTLH** : matériaux traité au liant hydraulique

**OPN** : essai de Proctor Normal.

**OPM** : essais de Proctor Modifié

**AG** : arène granitique.

**BCg** : béton de ciment

**SG** : sable gypseux

**TUF** : tuf calcaire

**Zu** : zone utile

**N<sub>fond</sub>** : nombre de pieu fondamental

**N<sub>acc</sub>** : nombre de pieu accidentel

**N<sub>rare</sub>** : nombre de pieu rare

**N<sub>Qp</sub>** : nombre de pieu quasi-permanente.

## Liste des figures

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Figure I.1</b> : structure type d'une chaussée   | <b>4</b>  |
| <b>Figure I.2</b> : chaussée souple   | <b>5</b>  |
| <b>Figure I.3</b> : chaussée semi-rigide  | <b>6</b>  |
| <b>Figure I.4</b> : chaussée rigide   | <b>7</b>  |
| <b>Figure I.5</b> : organigramme de démarche du catalogue CTTP  | <b>16</b> |
| <b>Figure I.6</b> : classes TPLi pour RP1 et RP2 [1]  | <b>18</b> |
| <b>Figure I.7</b> : morphologie générale d'un glissement de terrain [6]   | <b>23</b> |
| <b>Figure I.8</b> : glissement plan. [6]  | <b>24</b> |
| <b>Figure I.9</b> : glissement rationnel simple   | <b>24</b> |
| <b>Figure I.10</b> : glissement rationnel complexe  | <b>25</b> |
| <b>Figure I.11</b> : Différents cercles de rupture dans les talus en remblais ou en déblais                           | <b>25</b> |
| <b>Figure I.12</b> : semelle isolée   | <b>29</b> |
| <b>Figure I.13</b> : semelle filante  | <b>29</b> |
| <b>Figure I.14</b> : fondation profonde (pieu)  | <b>30</b> |
| <b>Figure II.1</b> : carte représente la zone de situation du projet étudié   | <b>34</b> |
| <b>Figure II.2</b> : profil en long du PK14+00 au PK17+113  | <b>35</b> |
| <b>Figure II.3</b> : Zone de projection du viaduc 5 au niveau du <b>PK14+050</b>                                      | <b>35</b> |
| <b>Figure II.4</b> : zone de projection du viaduc 6 au niveau du <b>PK15+725</b>                                      | <b>35</b> |
| <b>Figure II.5</b> : zone de déblai situé au <b>PK15+975</b>  | <b>36</b> |
| <b>Figure II.6</b> : Fin du tracé routier ( <b>PK17+113</b> ) Raccordement du tracé avec la RN11 sur un terrain plat. | <b>36</b> |
| <b>Figure II.7</b> : Carte de la répartition des précipitations (2012/2013).  | <b>36</b> |
| <b>Figure II.8</b> : carte de zonage sismique de l'Algérie  | <b>37</b> |

|   |            |
|---|------------|
| <b>Figure II.9</b> : carte géologique de Cherchell AU 1/50 000 ème (FEUILLE N°39)                     | <b>39</b>  |
| <b>Figure II.10</b> : Schiste grisâtre fragmenté  | <b>41</b>  |
| <b>Figure II.11</b> : Marno-calcaire  | <b>41</b>  |
| <b>Figure IV.1</b> : épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode cttp)                | <b>90</b>  |
| <b>Figure IV.2</b> : données de la structure déterminées par la méthode CTPP                          | <b>91</b>  |
| <b>Figure IV.3</b> : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CTPP | <b>91</b>  |
| <b>Figure IV.4</b> : épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CBR).                | <b>93</b>  |
| <b>Figure IV.5</b> : données de la structure déterminées par la (méthode CBR)                         | <b>93</b>  |
| <b>Figure IV.6</b> : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CBR  | <b>94</b>  |
| <b>Figure IV.7</b> : géométrie du terrain avant travaux de terrassements                              | <b>99</b>  |
| <b>Figure IV.8</b> : maillage du modèle étudié.   | <b>101</b> |
| <b>Figure IV.9</b> : introduction de la nappe phréatique sur le modèle étudié.                        | <b>102</b> |
| <b>Figure IV.10</b> : pression interstitielle d'eau   | <b>103</b> |
| <b>Figure IV.11</b> : valeur de $K_0$   | <b>104</b> |
| <b>Figure IV.12</b> : les trois phases de calcul introduites dans l'étape de calcul                   | <b>105</b> |
| <b>Figure IV.13</b> : détermination des contraintes initiales du sol.                                 | <b>106</b> |
| <b>Figure IV.14</b> : terrassement et création d'un talus en déblai.                                  | <b>107</b> |
| <b>Figure IV.15</b> : choix du type de calcul C/phi reduction   | <b>108</b> |
| <b>Figure IV.16</b> : coefficient de sécurité $F_s$   | <b>109</b> |
| <b>Figure IV.17</b> : déplacements totaux   | <b>109</b> |
| <b>Figure IV.18</b> : viaduc liant les 2 villes Cherchell et Sidi Ghiles                              | <b>112</b> |
| <b>Figure IV.19</b> : schéma de la lithologie du sol dont les fondations sont ancrées                 | <b>112</b> |
| <b>Figure IV.20</b> : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente                        | <b>119</b> |





## Liste des tableaux

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Tableau I.1</b> : classification des sols fins.....  | <b>9</b>  |
| <b>Tableau I.2</b> : Classification des roches.....   | <b>10</b> |
| <b>Tableau I.3</b> : Classification générale des sols organiques, sous-produits industriel....                                    | <b>11</b> |
| <b>Tableau I.4</b> : coefficient d'équivalences et des épaisseurs des différents matériaux utilisés en structure de chaussée..... | <b>15</b> |
| <b>Tableau II.1</b> : zones sismiques en Algérie.....   | <b>37</b> |
| <b>Tableau II.2</b> : coefficient d'accélération (A).....   | <b>38</b> |
| <b>Tableau III.1</b> : nature géologique du sol pour chaque sondage carottée.....   | <b>45</b> |
| <b>Tableau III.2</b> : résultats de l'essai pressiométrique (PMT).....  | <b>47</b> |
| <b>Tableau III.3</b> : résultats de l'analyse granulométrique.....  | <b>49</b> |
| <b>Tableau III.4</b> : résultats des limites d'Atterberg.....   | <b>50</b> |
| <b>Tableau III.5</b> : résultats des paramètres physiques.....  | <b>50</b> |
| <b>Tableau III.6</b> : résultats de l'essai de compression à l'odomètre.....  | <b>51</b> |
| <b>Tableau III.7</b> : résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.....   | <b>52</b> |
| <b>Tableau III.8</b> : résultat de résistance à la compression.....   | <b>53</b> |
| <b>Tableau III.9</b> : résultats des essais de fragmentabilité et de dégradabilité sur les matériaux rocheux.....                 | <b>53</b> |
| <b>Tableau III.10</b> : résultats des analyses chimiques des sondages carottés.....   | <b>54</b> |
| <b>Tableau III.11</b> : classification des sols des SC34 et SC36 selon le GTR.....  | <b>55</b> |
| <b>Tableau III.12</b> : hauteurs de déblais supérieurs à 10m.....   | <b>56</b> |
| <b>Tableau III.13</b> : volumes de déblais et de matériaux.....   | <b>57</b> |
| <b>Tableau III.14</b> : localisation des carrières et la nature des matériaux.....  | <b>59</b> |
| <b>Tableau III.15</b> : les résultats de granulométrie de gîte de Tipasa (PK14+600).....  | <b>60</b> |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau III.16</b> : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Tipasa (PK14+600).....            | 61 |
| <b>Tableau III.17</b> : résultats des essais Proctor modifié et CBR des gites de Tipasa (PK14+600)..... | 62 |
| <b>Tableau III.18</b> : classification des sols selon le GTR des gites de Tipasa pk (14+600)...         | 64 |
| <b>Tableau III.19</b> : résultats de l'essai granulométrique des gites de Tipasa (PK21+450)...          | 64 |
| <b>Tableau III.20</b> : résultats des limites d'Atterberg des gites de Tipasa (PK21+450).....           | 65 |
| <b>Tableau III.21</b> : résultats des essais Proctor modifié et CBR des gites de Tipasa (PK21+450)..... | 66 |
| <b>Tableau III.22</b> : classification des sols selon le GTR des gites de Tipasa (PK21+450)....         | 67 |
| <b>Tableau III.23</b> : résultats des essais de laboratoire des carrières.....                          | 68 |
| <b>Tableau IV.1</b> : Données du projet.....  | 74 |
| <b>Tableau IV.2</b> : valeur de coefficient d'agressivité A.....  | 77 |
| <b>Tableau IV.3</b> : Structure disponible dans le catalogue.....                                       | 78 |
| <b>Tableau IV.4</b> : classes de portance des sols Si.....  | 78 |
| <b>Tableau IV.5</b> : Classes de portance des sols supports .....                                       | 79 |
| <b>Tableau IV.6</b> : zone climatique de pluviométrie.....  | 79 |
| <b>Tableau IV.7</b> : Choix des températures équivalents.....   | 80 |
| <b>Tableau IV.8</b> : durée de vie adoptée.....   | 80 |
| <b>Tableau IV.9</b> : risque adoptés pour réseau RP1.....   | 81 |
| <b>Tableau IV.10</b> : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité.....                 | 82 |
| <b>Tableau IV.11</b> : Représentation des résultats obtenus.....  | 85 |
| <b>Tableau IV.12</b> : Représente la construction de la chaussée.....                                   | 86 |
| <b>Tableau IV.13</b> : Tableau représente les épaisseurs calculées.....                                 | 86 |
| <b>Tableau IV.14</b> : valeur de $t=f(r\%)$ .....   | 88 |
| <b>Tableau IV.15</b> : Performances mécaniques des matériaux bitumineux.....                            | 89 |

|  |            |
|--|------------|
| <b>Tableau IV.16</b> : données du projet insérées dans le logiciel ALIZE III (méthode CTTTP)...                      | <b>90</b>  |
| <b>Tableau IV.17</b> : représentations des résultats des déformations admissibles et calculées....                   | <b>92</b>  |
| <b>Tableau IV.18</b> : données du projet insérées dans le logiciel ALIZE III (méthode CBR)...                        | <b>92</b>  |
| <b>Tableau IV.19</b> : représentations des résultats des déformations admissibles et calculées<br>(méthode CBR)..... | <b>94</b>  |
| <b>Tableau IV.20</b> : lithologie, localisation, et hauteur du talus en déblai étudié.....                           | <b>98</b>  |
| <b>Tableau IV.21</b> : les caractéristiques géotechniques des trois couches.....                                     | <b>99</b>  |
| <b>Tableau IV.22</b> : les caractéristiques physiques et mécaniques insérés dans le logiciel.....                    | <b>100</b> |
| <b>Tableau IV.23</b> : valeurs des caractéristiques physiques des différentes couches.....                           | <b>113</b> |
| <b>Tableau IV. 24</b> : résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites<br>nettes.....   | <b>115</b> |
| <b>Tableau IV. 25</b> : résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites<br>nettes.....   | <b>120</b> |
| <b>Tableau IV.26</b> : Résultats de calcul de $q_s$ .....  | <b>122</b> |
| <b>Tableau IV.27</b> : résultats de la corrélation des modules pressiométrique.....                                  | <b>126</b> |



# Table des matières

|                                    |          |
|------------------------------------|----------|
| <b>Introduction générale .....</b> | <b>1</b> |
|------------------------------------|----------|

## **Chapitre I : Généralités sur le projet routier**

|  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| <b>I.1 Introduction :.....</b>   | <b>3</b>                            |
| <b>I.2 Les chaussées :.....</b>  | <b>3</b>                            |
| <b>I.2.1 Structure de la chaussée : .....</b>  | <b>3</b>                            |
| <b>I.2.2 Types de chaussées : .....</b>  | <b>5</b>                            |
| <b>I.2.2.1 Chaussées souples :.....</b>  | <b>5</b>                            |
| <b>I.2.2.2 Chaussée semi-rigide :.....</b>   | <b>6</b>                            |
| <b>I.2.2.3 Chaussées rigides :.....</b>  | <b>6</b>                            |
| <b>I.2.3 Matériaux constituant la chaussée :.....</b>  | <b>7</b>                            |
| <b>I.2.3.1 Les sols :.....</b>   | <b>7</b>                            |
| <b>I.2.3.2 Les matériaux rocheux :.....</b>  | <b>9</b>                            |
| <b>I.2.3.3 Les sols organiques et sous-produits industriels :.....</b>                           | <b>10</b>                           |
| <b>I.2.3.4 Les granulats :.....</b>  | <b>11</b>                           |
| <b>I.2.3.5 Les enrobés :.....</b>  | <b>11</b>                           |
| <b>I.2.3.6 Matériaux à liant hydraulique : ... Error! Bookmark not defined.</b>                  | <b>2</b>                            |
| <b>I.3 Dimensionnement du corps de chaussées :Error! Bookmark not defined.</b>                   | <b>2</b>                            |
| <b>I.3.1 Paramètres à considérer dans le dimensionnement : .... Error! Bookmark not defined.</b> | <b>2</b>                            |
| <b>I.3.1.1 Le trafic : .....</b>   | <b>Error! Bookmark not defined.</b> |
| <b>I.3.1.2 Le sol support :.....</b>   | <b>Error! Bookmark not defined.</b> |
| <b>I.3.1.3 Les matériaux :.....</b>  | <b>Error! Bookmark not defined.</b> |
| <b>I.3.1.4 Données climatiques : .....</b>   | <b>Error! Bookmark not defined.</b> |

|                |  |                                      |
|----------------|--|--------------------------------------|
| <b>I.3.2</b>   | <b>Méthodes de dimensionnement des chaussées</b> :Error! Bookmark not defined.                     | <b>3</b>                             |
| <b>I.3.2.1</b> | <b>La méthode L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)</b><br>.....                    | <b>Error</b>                         |
|                | ! Bookmark not defined.  | <b>4</b>                             |
| <b>I.3.2.2</b> | <b>Méthode américaine de l'AASHTO : (Américain Association of state highway officiels)</b> : ..... | <b>Error! Bookmark not defined.4</b> |
| <b>I.3.2.3</b> | <b>Méthode de CBR (California Bearing Ration)</b> :Error! Bookmark not defined.                    | <b>4</b>                             |
| <b>I.3.2.4</b> | <b>Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP)</b> .....                   | <b>16</b>                            |
| <b>I.4</b>     | <b>Terrassement et mouvement des terrains</b> .....  | <b>23</b>                            |
| <b>I.4.1</b>   | <b>Glissement de terrain</b> : .....   | <b>Error! Bookmark not defined.3</b> |
|                | <b>a. Le glissement plan</b> .....   | <b>24</b>                            |
|                | <b>b. Glissement rationnel simple</b> .....  | <b>24</b>                            |
|                | <b>c. Le glissement rationnel complexe</b> .....   | <b>24</b>                            |
| <b>I.4.2</b>   | <b>Principales causes d'instabilité d'un terrain</b> : Error! Bookmark not defined.                | <b>5</b>                             |
| <b>I.4.2.1</b> | <b>Causes mécaniques</b> : .....   | <b>Error! Bookmark not defined.6</b> |
| <b>I.4.2.2</b> | <b>Causes géométriques</b> : .....   | <b>Error! Bookmark not defined.6</b> |
| <b>I.4.2.3</b> | <b>Causes hydrauliques</b> :.....  | <b>Error! Bookmark not defined.6</b> |
| <b>I.4.3</b>   | <b>Méthodes de calcul de stabilité des talus</b> : .....   | <b>Error! Bookmark not defined.6</b> |
| <b>I.4.3.1</b> | <b>Méthode d'équilibre limite</b> : .....  | <b>Error! Bookmark not defined.7</b> |
| <b>I.4.3.2</b> | <b>méthodes des caractéristiques de contraintes</b> :Error! Bookmark not defined.                  | <b>7</b>                             |
| <b>I.4.3.3</b> | <b>Méthodes des éléments finis</b> :.....  | <b>Error! Bookmark not defined.7</b> |
| <b>I.5</b>     | <b>Franchissement de zone d'obstacle dans la réalisation des tracés linéaires (routes)</b> : ..... | <b>Error! Bookmark not defined.7</b> |
| <b>I.5.1</b>   | <b>type des fondations</b> : .....   | <b>Error! Bookmark not defined.8</b> |
| <b>I.5.2</b>   | <b>calcul de la capacité portante des fondations</b> :.....  | <b>30</b>                            |
| <b>I.5.3</b>   | <b>tassement des fondations</b> :.....   | <b>31</b>                            |

|                                    |                               |
|------------------------------------|-------------------------------|
| I.5.3.1 tassement des pieux :..... | 31                            |
| I.6 Conclusion :.....              | Error! Bookmark not defined.2 |

## **Chapitre II : Présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone**

|  |                               |
|--|-------------------------------|
| II.1 Introduction :.....               | 34                            |
| II.2 Description du projet :.....      | 34                            |
| II.3 Géomorphologie :.....             | 35                            |
| II.4 Climat :.....                     | Error! Bookmark not defined.6 |
| II.5 Sismicité : .....                 | Error! Bookmark not defined.7 |
| II.6 Géologie et hydrogéologie : ..... | Error! Bookmark not defined.8 |
| II.6.1 Géologie régionale : .....      | Error! Bookmark not defined.8 |
| II.6.2 Géologie locale : .....         | 40                            |
| II.7 Hydrogéologie :.....              | 42                            |
| II.7.1 Hydrogéologie régionale.....    | 42                            |
| II.7.2 Hydrogéologie locale : .....    | 43                            |
| II.8 Conclusion : .....                | 43                            |

## **Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR**

|  |                               |
|--|-------------------------------|
| III.1 Introduction :.....                              | 44                            |
| III.2 Campagne de reconnaissance in-situ : .....       | 44                            |
| III.2.1 Sondages carottés : .....                      | 44                            |
| III.2.2 Essais pressiométriques (PMT) :.....           | Error! Bookmark not defined.5 |
| III.3 Campagne de reconnaissance en laboratoire :..... | Error! Bookmark not defined.7 |
| A. Essais physiques :.....                             | Error! Bookmark not defined.7 |
| B. Essais mécaniques : .....                           | 50                            |
| C. Analyses chimiques du sol : .....                   | 53                            |



|  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| <b>III.4 Classifications des sols des sondages carottés selon le GTR :</b>   | <b>54</b>                            |
| <b>III.4.1 Sondage SC34 :</b>  | <b>54</b>                            |
| <b>III.4.2 Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés<br/>    « SC34 » et « SC36 » selon le GTR :</b> | <b>Error! Bookmark not defined.5</b> |
| <b>III.5 Terrassements :</b>   | <b>Error! Bookmark not defined.6</b> |
| <b>III.5.1 Volumes des terrassements :</b>   | <b>Error! Bookmark not defined.7</b> |
| <b>III.6 Gite de matériaux meubles (remblai, couche de forme) et carrière<br/>(matériaux granulaire) :</b>                         | <b>Error! Bookmark not defined.9</b> |
| <b>III.6.1 Gites d'emprunts :</b>  | <b>60</b>                            |
| <b>III.6.1.2 classifications des sols des gites de Tipasa PK (21+450) selon le<br/>GTR</b>   | <b>68</b>                            |
| <b>III.6.2 Carrières</b>   | <b>69</b>                            |
| <b>III.6.2.1 Classification des matériaux rocheux des carriers cités dans le tableau (III.29)<br/>selon le GTR :</b>               | <b>71</b>                            |
| <b>III.7 conclusion :</b>  | <b>73</b>                            |

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les infrastructures de transport telles que les routes et les ouvrages d'art assurent les meilleures conditions de déplacement au sein du périmètre urbain ou régional d'une ville. Ces éléments de communications sont d'une grande importance sociale et économique pour un pays.

En effet, durant ces dernières années, l'Algérie a connu un grand développement dans son réseau routier. Parmi ces réseaux, on note le contournement de la ville de Cherchell qui a permis de désengorger la RN11, assurant la liaison entre Alger et Oran en passant par la ville de Cherchell, et de diminuer la pollution au niveau de la ville de Cherchell et de ses agglomérations avoisinantes. Ce projet routier est de linéaire total de 17 km. Il dispose le long de son axe d'un talus en déblai situé au PK15+950 et d'un viaduc long de 600 m, débutant au PK15+150 et finissant au PK 15 +725. Le but de ce travail est la conception de la chaussée d'un tronçon routier du contournement de la ville de Cherchell (wilaya de Tipaza) long de 3 km (du PK14+00 au PK 17 +113).

Le travail consiste principalement à dimensionner le corps de chaussée du tronçon routier étudié par le biais des deux méthodes (CTTP et CBR) et la vérification des déformations utilisant le logiciel Alize III. Une analyse de la stabilité du talus en déblai réalisé lors des travaux de terrassement vis-à-vis au glissement par la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel Plaxis 2D, et enfin, un calcul de la capacité portante des fondations de l'ouvrage d'art (viaduc).

Pour ce faire et afin d'atteindre le but visé, notre mémoire suivra le plan présenté ci-dessous :

- **Introduction générale**
- **Chapitre I :** le premier chapitre est consacré aux généralités sur les projets routiers comportent : une étude bibliographique sur les chaussées (structure, matériaux, et méthodes de dimensionnement des chaussées) les mouvements de terrain, et les ouvrages de franchissement (ponts).
- **Chapitre II :** le deuxième chapitre donne une présentation détaillée du projet, ainsi qu'une étude géomorphologique, géologique, hydrogéologique, et une étude sismique de la zone d'étude.
- **Chapitre III :** le troisième chapitre présente les différents essais géotechniques effectués le long du tracé routier au laboratoire ou in situ avec une interprétation des résultats trouvés.

- **Chapitre IV** : le quatrième et dernier chapitre présente le dimensionnement du corps de chaussée, le calcul de la capacité portante des fondations de l'ouvrage d'art (pont) et l'étude de stabilité du talus à l'aide de logiciel Plaxis 2D.
- **Enfin**, une conclusion générale renfermant les principales conclusions déduites de cette étude.

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

## I.1 Introduction :

La route est une voie de communication caractérisée par un corps de chaussée composé de plusieurs couches de matériaux de nature divers, qui doivent résister aux agressions extérieures et aux charges dues au trafic, afin de garantir le confort et la sécurité aux usagers. En effet, du fait de la nature du milieu (milieu naturel) de réalisation de la route, le projet routier est souvent sujet à des obstacles naturels (oued, vallées) qui doivent être franchis soit par la réalisation d'ouvrages tels que (remblais, viaduc) ou de terrassements pouvant aboutir à la création des pentes instables longeant le tracé routier, nécessitent souvent des stabilisations ou des confortements. Un bon dimensionnement du corps de chaussée, de l'ouvrage de franchissement et une bonne étude de stabilité des pentes le long du tracé, est donc indispensable pour assurer la résistance et donc la prolongation de la durée de vie de l'ouvrage (la route).

Au cours de ce chapitre, des données sur les chaussées (structure, types matériaux, dimensionnement), les mouvements de terrains et les ouvrages d'arts tel que les viaducs (ponts) seront présentés et détaillés dans ce qui suit.

## I.2 Les chaussées :

La chaussée peut être définie comme étant une structure constituée de plusieurs couches superposées formant le corps de la chaussée. Son rôle est le report sur le sol support des charges appliquées en surface (trafic), provenant de la circulation des véhicules en les répartissant de façon convenable afin qu'elles puissent être supportées par celui-ci sans grand désordre.

### I.2.1 Structure de la chaussée :

En générale le corps d'une chaussée est formé par deux principales couches :

- **Couche d'assise** : elle est constituée d'une couche de base et une couche de fondation,
- **Couche de surface** : C'est la dernière couche de la chaussée à réaliser et qui sera en contact direct avec le milieu extérieur (trafic, agents atmosphériques...etc.). elle est constituée d'une couche de liaison et une couche de roulement.

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

Ces dernières reposent sur une plateforme support constituée de la partie supérieure des terrassements pouvant ou pas contenir une couche de forme. (Figure I.1).

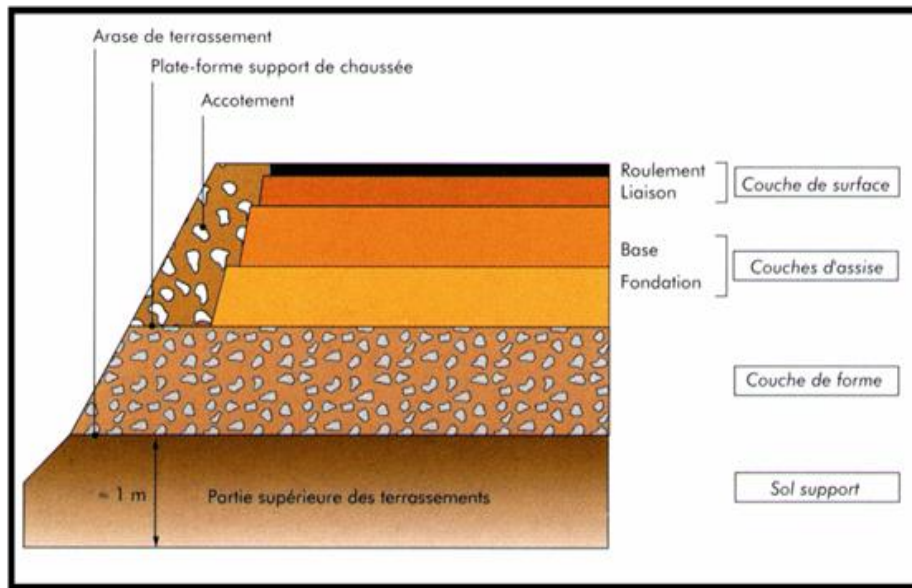


Figure I.1 : structure type d'une chaussée. [10]

Chaque couche constituant la chaussée joue un rôle important dans la structure, les différents rôles sont donnés comme suit :

**a) Plateforme support : (sols support et couche de forme)**

Le sol support sert à supporter le corps de chaussée. Tandis que la couche de forme permet mécaniquement d'augmenter la capacité portante de la plateforme, protéger la partie supérieure de terrassement vis à vis des agents climatiques, faciliter la circulation des engins approvisionnant la couche de fondation et assurer les exigences de nivellement lors de la réalisation du corps de chaussée (épaisseur des couches de fondation). [3]

**b) Couche d'assise : (couche de fondation et couche de base)**

Elle apporte à la structure de chaussée la rigidité, et répartie par diffusion latérale les sollicitations induites par le trafic sur la plateforme support, car elle est composée de matériaux résistants (granulats). La couche de fondation répartit les pressions dues aux charges des véhicules sur le sol support afin de maintenir les déformations. Tandis que la couche de base, permet le support de l'action des véhicules en atténuant en grande partie, les pressions élevées dû à leur action avant d'être transmises à la couche de fondation. [3]

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

## c) Couche de surface : (couche de liaison et couche de roulement)

Elle assure le maintien de l'intégrité de la structure, par protection des couches d'assises vis-à-vis des infiltrations d'eau et des sels déverglace, la sécurité et le confort des usagers en relation avec les caractéristiques de la surface (couche de roulement), la résistance de la couche de base aux efforts horizontaux des pneumatiques et l'impact sur l'environnement (réduction des bruits).[3]

### I.2.2 Types de chaussées :

Il existe 3 catégories de chaussées routières :

- Chaussée souple ;
- Chaussée semi-rigide ;
- Chaussée rigide.

#### I.2.2.1 Chaussées souples :

Elles sont composées d'un revêtement bitumineux relativement mince (< à 15 cm) réduit parfois à un enduit dans le cas de chaussée à très faible trafic. L'assise est réalisée d'une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités (GNT). L'épaisseur d'ensemble de la structure est en générale comprise entre 30 et 60 cm (voir figure I.2)

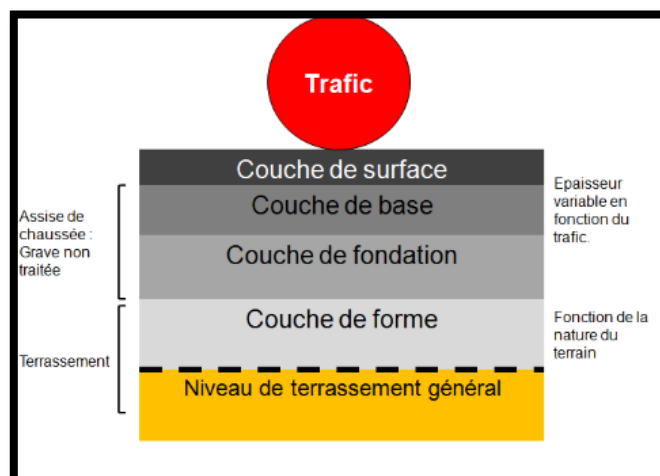


Figure I.2 : chaussée souple [11]

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

## I.2.2.2 Chaussée semi-rigide :

C'est une structure intermédiaire entre une chaussée souple et une chaussée rigide, elle est constituée d'une couche d'assise réalisé avec graves traitées aux liant hydrauliques (ciment, cendres volantes) et d'une couche de surface en béton bitumineux.

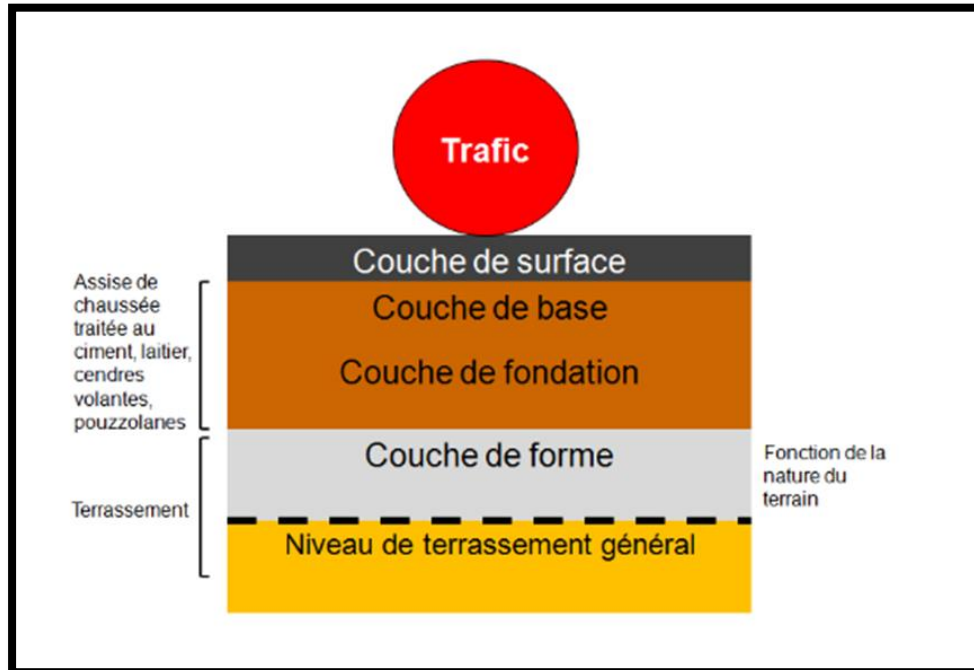
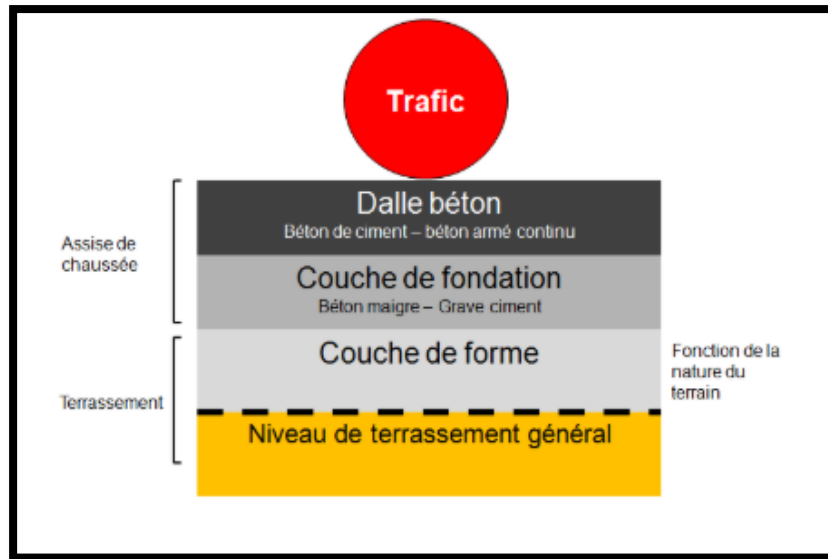


Figure I.3 : chaussée semi-rigide [11]

## I.2.2.3 Chaussées rigides :

Ces structures sont constituées d'un matériau rigide, généralement du béton de ciment, la couche en béton joue à la fois le rôle de couche de base et la couche de roulement, ce type de chaussée ont une bonne répartition des charges sur le support et la bonne tenue à la fatigue.



**Figure I.4** : chaussée rigide [11]

### **I.2.3 Matériaux constituant la chaussée :**

La structure d'une chaussée peut renfermer des matériaux de nature divers, sols naturels, matériaux rocheux ainsi que certains matériaux dont l'emploi en remblais et couche de forme peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Il s'agit de sols organiques et sous-produits industriels. Les enrobés et matériaux à liants hydrauliques

#### **I.2.3.1 Les sols :**

Les sols sont de nature géologique diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, et matériaux argileux. Vu la complexité des comportements des sols et ses propriétés qui diffèrent d'un usage, à un autre dans le domaine routier, une classification spécifique s'est avérée nécessaire (GTR, LCPC, SETRA) utilisée dans la construction des remblais et couches de formes d'infrastructures.

Cette classification est essentiellement basée sur les paramètres suivants :

#### **A. Paramètres de nature :**

Ce sont des paramètres intrinsèques, ils ne varient ni dans le temps ni durant la mise en œuvre des sols, ils sont définis par :



# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

- **La granularité** : dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol ( $D_{max}$ ). le tamisat à (0.08mm) et le tamisa à (2 mm).
- **L'argilosité** : Ce paramètre est retenu par deux paramètres : l'indice de plasticité (IP), et la valeur au bleu de méthylène (VBS).

## B. Paramètres de comportement mécaniques :

Les sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subis au cours de leur mise en œuvre ou sous la circulation des engins. Sont définis par la valeur du : Los Angeles (LA), Micro Deval en présence d'eau (MDE), et coefficient de friabilité des sables (FS).

## C. Paramètres d'état :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propre au sol, mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve. Le seul paramètre d'état considéré dans la classification des sols est l'état hydrique, on dispose de quatre états hydriques : état humide (h), état humide moyen (m), Etat sec (s), état très sec (ts), Sont définis par la valeur de :

- La teneur en eau naturelle exprimé par :  $\frac{W_n}{W_{opn}}$
- L'indice de consistance  $I_c$  exprimé par :  $I_c = W_l - W_n / I_p$  ;
- L'indice portant Immédiat IPI.

Le tableau ci-dessous représente un exemple de classification des sols fins :

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

Tableau I.1 : classification des sols fins [12]

| Classe <b>A</b>  |                       | Tableau 1 - <i>Classification des sols fins</i>                |  |  |                                |
|--|-----------------------|--|--|--|--------------------------------|
| Classement selon la nature                               |                       |  | Classement selon l'état hydrique   |  |                                |
| Paramètres de nature<br>Premier niveau de classification | Classe                | Paramètres de nature<br>Deuxième niveau de classification      | Sous classe fonction de la nature  | Paramètres d'état  | Sous classe fonction de l'état |
| D <sub>max</sub> ≤ 50 mm<br>et<br>Tamisat à 80 μm > 35%  | <b>A</b><br>Sols fins | VBS ≤ 2,5 <sup>(1)</sup><br>OU<br>I <sub>p</sub> ≤ 12          | <b>A<sub>1</sub></b><br>Limons peu plastiques, loess,<br>silts alluvionnaires, sables fins<br>peu pollués, arènes peu<br>plastiques... | IPI <sup>(2)</sup> ≤ 3 OU W <sub>n</sub> ≥ 1,25 W <sub>OPN</sub>   | A <sub>1</sub> th              |
|  |                       |  |  | 3 < IPI <sup>(2)</sup> ≤ 8 OU 1,10 ≤ W <sub>n</sub> < 1,25 W <sub>OPN</sub>  | A <sub>1</sub> h               |
|  |                       |  |  | 8 < IPI ≤ 25 OU 0,9 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 1,1 W <sub>OPN</sub>   | A <sub>1</sub> m               |
|  |                       |  |  | 0,7 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 0,9 W <sub>OPN</sub>   | A <sub>1</sub> s               |
|  |                       |  |  | W <sub>n</sub> < 0,7 W <sub>OPN</sub>  | A <sub>1</sub> ts              |
|  |                       | 12 < I <sub>p</sub> ≤ 25 <sup>(1)</sup><br>OU<br>2,5 < VBS ≤ 6 | <b>A<sub>2</sub></b><br>Sables fins argileux, limons,<br>argiles et marnes peu plastiques<br>arènes...                                 | IPI <sup>(2)</sup> ≤ 2 OU I <sub>c</sub> <sup>(3)</sup> ≤ 0,9 OU W <sub>n</sub> ≥ 1,3 W <sub>OPN</sub>                                   | A <sub>2</sub> th              |
|  |                       |  |  | 2 < IPI <sup>(2)</sup> ≤ 5 OU 0,9 ≤ I <sub>c</sub> <sup>(3)</sup> < 1,05 OU 1,1 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 1,3 W <sub>OPN</sub> | A <sub>2</sub> h               |
|  |                       |  |  | 5 < IPI ≤ 15 OU 1,05 < I <sub>c</sub> ≤ 1,2 OU 0,9 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 1,1 W <sub>OPN</sub>                              | A <sub>2</sub> m               |
|  |                       |  |  | 1,2 < I <sub>c</sub> ≤ 1,4 OU 0,7 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 0,9 W <sub>OPN</sub>   | A <sub>2</sub> s               |
|  |                       |  |  | I <sub>c</sub> > 1,3 OU W <sub>n</sub> < 0,7 W <sub>OPN</sub>  | A <sub>2</sub> ts              |
|  |                       | 25 < I <sub>p</sub> ≤ 40 <sup>(1)</sup><br>OU<br>6 < VBS ≤ 8   | <b>A<sub>3</sub></b><br>Argiles et argiles mameuses,<br>limons très plastiques...  | IPI <sup>(2)</sup> ≤ 1 OU I <sub>c</sub> <sup>(3)</sup> ≤ 0,8 OU W <sub>n</sub> ≥ 1,4 W <sub>OPN</sub>                                   | A <sub>3</sub> th              |
|  |                       |  |  | 1 < IPI <sup>(2)</sup> ≤ 3 OU 0,8 ≤ I <sub>c</sub> <sup>(3)</sup> < 1 OU 1,2 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 1,4 W <sub>OPN</sub>    | A <sub>3</sub> h               |
|  |                       |  |  | 3 < IPI ≤ 10 OU 1 < I <sub>c</sub> ≤ 1,15 OU 0,9 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 1,2 W <sub>OPN</sub>                                | A <sub>3</sub> m               |
|  |                       |  |  | 1,15 < I <sub>c</sub> ≤ 1,3 OU 0,7 W <sub>OPN</sub> ≤ W <sub>n</sub> < 0,9 W <sub>OPN</sub>  | A <sub>3</sub> s               |
|  |                       |  |  | I <sub>c</sub> > 1,3 OU W <sub>n</sub> < 0,7 W <sub>OPN</sub>  | A <sub>3</sub> ts              |
|  |                       | I <sub>p</sub> > 40 <sup>(1)</sup><br>OU<br>VBS > 8            | <b>A<sub>4</sub></b><br>Argiles et argiles mameuses,<br>très plastiques...   | Valeurs seuils des paramètres d'état,<br>à définir à l'appui d'une étude spécifique  |                                |
|  |                       |  |  | A <sub>4</sub> h   |                                |
|  |                       |  |  | A <sub>4</sub> m   |                                |
|  |                       |  |  | A <sub>4</sub> s   |                                |

## I.2.3.2 Les matériaux rocheux :

Il s'agit des matériaux naturels comportant une structure qui ne peut être désagrégé facilement, les origines des matériaux rocheux sont les roches : sédimentaires, métamorphiques ou magmatiques. La classification des matériaux rocheux est basée sur :

### a) La nature pétrographique (géologique) :

Il existe deux principales classes de matériaux rocheux sur lesquelles se base la classification, les matériaux rocheux proviennent des roches sédimentaires, et les matériaux rocheux proviennent des roches magmatiques et métamorphiques.

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

## b) Les caractéristiques mécaniques :

La classification selon la nature géologique ne suffit pas donc on doit avoir les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Le coefficient de Los Angeles (LA) ;
- Le coefficient Micro-Deval (MDE) ;
- La masse volumique  $\rho_d$  (densité) ;
- Le coefficient de fragmentation FR et de dégradabilité DG ;
- Teneur en élément soluble (phénomène de dissolution).

Le tableau ci-contre représente un exemple de classification des roches :

**Tableau I.2** : Classification des roches [12]

|   |  |                           |                |
|---|--|---------------------------|----------------|
| <b>roches sédimentaire</b>                | Roches carbonatées   | Craies                    | R <sub>1</sub> |
|   |  | Calcaires                 | R <sub>2</sub> |
|   | Roches argileuse   | Marnes, argiles pyélites  | R <sub>3</sub> |
|   | Roches siliceuses  | Grès, poudingues, brèches | R <sub>4</sub> |
|   | Roches salines   | Sel gemme, gypse          | R <sub>5</sub> |
| <b>Roches magmatique et métamorphique</b> | Granites, ballastes, andésites, gneiss, schistes métamorphique et ardoisiers |                           | R <sub>6</sub> |

### I.2.3.3 Les sols organiques et sous-produits industriels :

Pour les sols organiques, il s'agit des sols ayant un pourcentage de matière organique supérieur à 3%. Pour les sous-produits industriels, il s'agit de matériaux, produits de l'activité humaine, d'origine diverses pouvant être utilisés en remblai et en couche de forme. Ces matériaux sont intéressants de point de vue technico-économique à condition de ne pas nuire à l'environnement.

⇒ Le tableau ci-dessous représente un exemple de classification des sols organiques et sous-produits industriels :

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

**Tableau I.3** : Classification générale des sols organiques, sous-produits industriel [12]

| Famille de matériaux                                  | Symbole        | Paramètre(s) considéré(s) comme significatif(s) vis-à-vis du réemploi  |
|---|----------------|--|
| Matériaux naturels renfermant des matières organiques | F <sub>1</sub> | Teneur en matières organiques puis examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.  |
| Cendres volantes silico-alumineuses                   | F <sub>2</sub> | Rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal et valeur de l'IPi à la teneur en eau naturelle.                                     |
| Schistes houillers                                    | F <sub>3</sub> | Taux de combustion et examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B, C, D ou aux matériaux rocheux.                                       |
| Schistes des mines de potasse                         | F <sub>4</sub> | Teneur en NaCl et pour ceux à faible teneur, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.  |
| Phosphogypse  | F <sub>5</sub> | Mode d'obtention comportant ou non une neutralisation à la chaux, examen de la granulométrie et de la teneur en eau.   |
| Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères          | F <sub>6</sub> | Taux d'imbrulés et d'éléments solubles, qualité du déferraillage, du criblage et de l'homogénéisation, durée du stockage, présence ou non de cendres volantes de combustion. |
| Matériaux de démolition                               | F <sub>7</sub> | Qualité du déferraillage et de l'homogénéisation, présence d'éléments indésirables (plâtres, bois...), granulométrie.  |
| Laitiers de hauts-fourneaux                           | F <sub>8</sub> | Caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols B, C, D, ou aux matériaux rocheux.   |
| Autres sous-produits industriels                      | F <sub>9</sub> | Paramètres à définir à l'appui d'une étude spécifique.   |

## I.2.3.4 Les granulats :

Définis comme étant un ensemble de grains d'origine minérale de dimensions comprise entre 0-80 mm, provenant de roches meubles, massives, de minerais ou de leurs transformations thermiques et de sous-produits de l'industriel. Ils jouent un rôle très important dans la composition du corps de chaussée peuvent être naturels ou artificiels. Sont catégorisé en deux types :

- Granula roulés
- Granulats concassés

## I.2.3.5 Les enrobés :

C'est un mélange de graviers, de sable et de liant hydrocarboné. Les différents types d'enrobés sont :

- 1) **Les bétons bitumineux (BB)** : ce sont des matériaux composés de granulats et un liant utilisés en couche de roulement de la chaussée, ils sont imperméables et classés selon

## Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

leurs granularité on distingue : le béton bitumineux ultra mince (BBUM), le béton bitumineux très mince (BBTM), le béton bitumineux mince (BBM), le béton bitumineux semi-grenu (BBSG). [3]

- 2) **Les sables bitumineux (SB)** : c'est un mélange de sable, d'eau, d'argile et de bitume. L'emploi de sable bitumineux est envisageable en couche de base pour les chaussées du réseau principale de niveau 2. [3]
  
- 3) **Les graves bitumineux (GB)** : ce sont des enrobés bitumineux à chaux (mélange à chaux des granulats séchés et du bitume pur). Ils sont destinés à la réalisation des assises de chaussée (couche de base et couche de fondation). [3]

### I.2.3.6 Matériaux à liant hydraulique :

Les matériaux à liant hydraulique utilisés en corps de chaussée sont :

- 1) **Le grave ciment (GC)** : c'est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'un retardateur de prise, utilisé dans les chaussées neuves et dans la couche de fondation des chaussées en béton de ciment. [3]
  
- 2) **Le béton de ciment** : c'est un mélange de granulats agglomérés par un liant, utilisé en chaussées rigides généralement en couche de base ou couche de roulement. [3]
  
- 3) **La grave laitier (GL)** : Mélange de granulats, de laitier, d'activant de prise et d'eau, fabriqué en centrale et mis en œuvre pour confectionner des assises de chaussée. [3]

### I.3 Dimensionnement du corps de chaussées :

Le dimensionnement de corps de chaussée constitue une étape importante dans l'étude d'un projet routier. Il s'agit simultanément de choisir les matériaux nécessaires ayant des caractéristiques requises et de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la structure de la chaussée.

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

## **I.3.1 Paramètres à considérer dans le dimensionnement :**

Chaque méthode de dimensionnement est basée sur la connaissance des certains paramètres indispensables qui sont :

### **I.3.1.1 Le trafic :**

Le trafic constitue un élément essentiel de dimensionnement des chaussées, c'est le poids des véhicules essentiellement ceux des poids lourds (véhicules de plus de 3.5 tonnes), transmis à la chaussée, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques.

### **I.3.1.2 Le sol support :**

C'est la partie sur laquelle repose la structure de chaussée, elle est généralement constituée du sol naturel terrassé, ou en cas de besoin (mauvaise portance du sol support) surmonté d'une couche de forme.

### **I.3.1.3 Les matériaux :**

Les matériaux utilisés en corps de chaussées doivent avoir des performances mécaniques élevées pour résister aux sollicitations appliquées par les véhicules (poids lourds),

### **I.3.1.4 Données climatiques :**

Les données climatiques directement utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent à l'état hydrique du sol support et aux cycles saisonniers de température.

## **I.3.2 Méthodes de dimensionnement des chaussées :**

Pour dimensionner une chaussée et déterminer l'épaisseur de différentes couches formant le corps de chaussée on dispose de différentes méthodes :

- Méthode LCPC (Laboratoire Central Des Ponts et de Chaussées) ;
- Méthode CBR ( California Bearing Ratio) ;
- Méthode du catalogue de dimensionnement de chaussées neuves (CTTP) ;
- Méthode AASHO (American Association of State Highway Officials).

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

## I.3.2.1 La méthode L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) :

La méthode L.C.P.C est une méthode française de dimensionnement des chaussées, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent  $e$  (en fonction de la température équivalente  $T_{\text{éq}}$ , et l'indice CBR  $ICBR$ ), à partir de l'abaque L.C.P.C. [14]

## I.3.2.2 Méthode américaine de l'AASHO : (Américain Association of state highway officiels) :

C'est une méthode empirique basée sur l'observation du comportement de la chaussée sous trafic (essai AASHO). Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes, ce qui permet notamment de savoir : l'état structural de la chaussée et l'évolution dans le temps, l'équivalence entre les différentes couches de matériaux, et aussi l'équivalence entre les différents types de charge par essai. [14]

## I.3.2.3 Méthode de CBR (California Bearing Ration) :

C'est une méthode empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support, elle permet de déterminer l'épaisseur du corps de chaussée à mettre en œuvre par la formule suivante : [13]

$$e = \frac{100 + \sqrt{p} (75 + 50 \log \left( \frac{N}{10} \right))}{ICBR + 5} \quad (\text{I.1})$$

**Avec :**

$e$  : épaisseur équivalente ;

$ICBR$  : indice CBR (sol support) ;

$P$  : charge par roue égale a 6.5t (essieu 13t) ;

$\text{Log}$  : logarithme décimale ;

$N$  : désigne le nombre journalier de poids lourd à vide à l'année horizon.

$$N = TJMA^n \times PL\% \quad (\text{I.2})$$

**Avec :**

$TJMA$  : trafics prévus pour une durée de vie de 20ans ;

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

**n** : année de prévision ;

**Pl %** : Pourcentage des poids lourd.

- **L'épaisseur équivalente :**

C'est un paramètre qui tient compte des qualités mécaniques différentes des couches. L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$e = \sum e_{réelle} \times a = a1 \times e1 + a2 \times e2 + a3 \times e3 \quad (I.3)$$

Où :

**a1, a2, a3** : coefficients d'équivalence des matériaux des couches de la chaussée ;

**e1, e2, e3** : épaisseurs réelles des couches.

Les épaisseurs et les coefficients d'équivalence utilisés généralement sont regroupés dans le tableau ci-contre :

**Tableau I.4** : coefficient d'équivalences et des épaisseurs des différents matériaux utilisés en structure de chaussée. [13]

| <b>Matériaux</b>              | <b>Coefficients d'équivalences<br/>(a)</b> | <b>Epaisseurs des couches (e)<br/>(cm)</b> |
|-------------------------------|--|--|
| <b>Béton bitumineux (BB)</b>  | 2  | 6-8  |
| <b>Grave bitumineux (GB)</b>  | 1.5  | 10-20                                      |
| <b>Grave ciment (GC)</b>      | 1.5  | 15-25                                      |
| <b>T.V.O</b>                  | 0.75                                       | 25 et plus                                 |
| <b>Grave non traité (GNT)</b> | 1  | -  |



# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

## I.3.2.4 Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP) :

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux paramètres suivants : trafic, matériaux, sol support, en fonction de ces paramètres on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

Les étapes à suivre dans le dimensionnement avec la méthode CTTP sont illustrées dans l'organigramme ci-après :

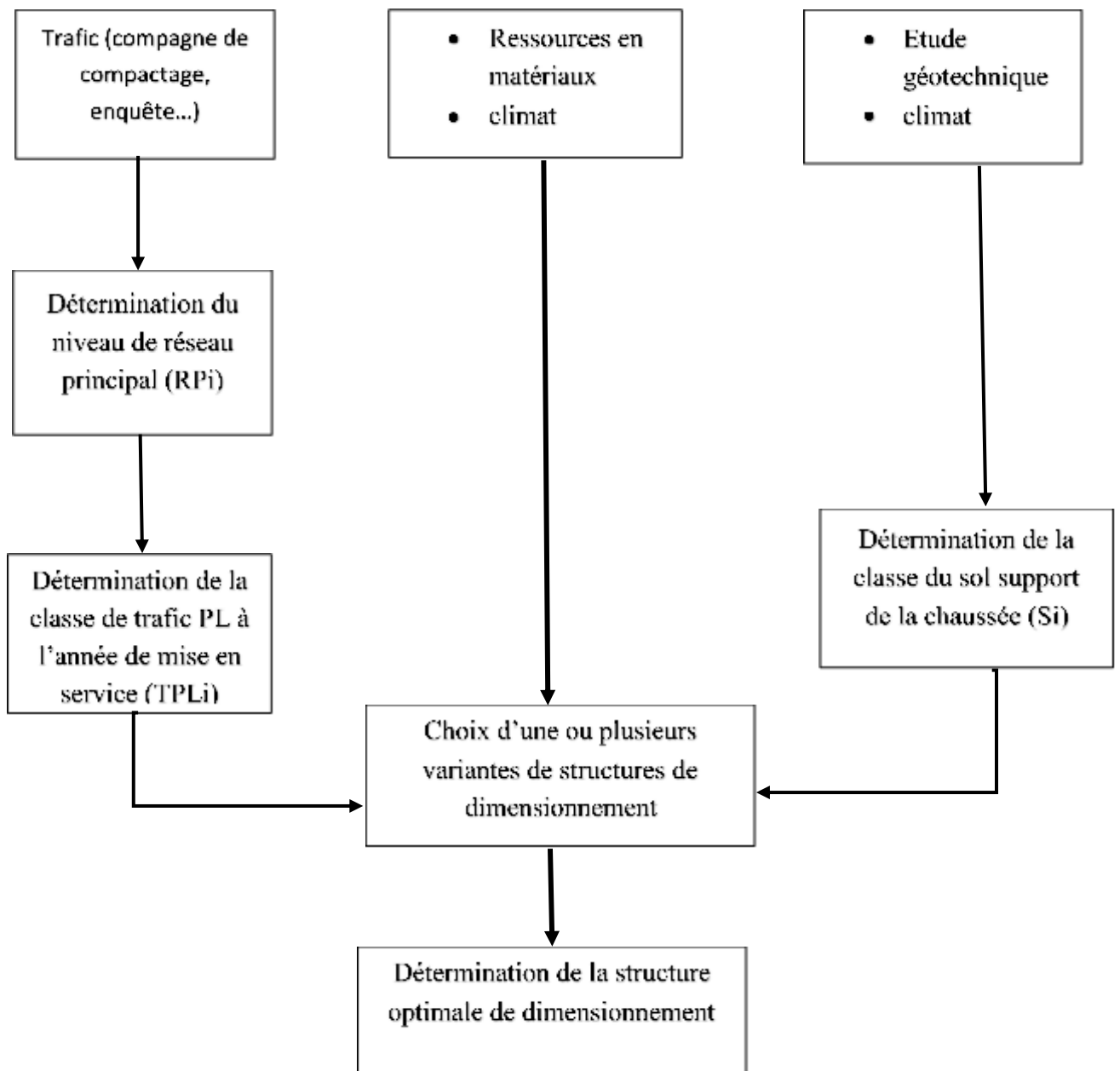


Figure I.5 : organigramme de démarche du catalogue CTTP [1]

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

- **Détermination du niveau de réseau principal (RPi) :**

Le catalogue propose deux catégories de réseau de chaussées, l'une est relative au réseau principal de niveau 1 et l'autre au réseau principal de niveau 2. La détermination de la catégorie du niveau du réseau principal se fait à partir des critères donnés ci-dessous :

➔ **Pour le réseau principal de niveau 1 (RP1) :**

Il compte des :

- Liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour ;
- Liaisons reliant deux chefs-lieux de Wilaya ;
- Liaisons présentant un intérêt économique et/ou stratégique.

Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN).

➔ **Pour le réseau principal de niveau 2 (RP2) :**

Il est constitué de liaison supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules/jour, ce réseau est composé de routes nationales (RN), et de chemins de wilaya (CW).

- **Choix des structures type par niveau de réseau principal :**

Le choix est fait en relation avec le type de réseau retenu (RP1 ou RP2) d'après le catalogue de dimensionnement.

- **Détermination de la classe du trafic TPLi :**

Les classes de trafic (TPLi) sont données pour chaque niveau de réseau principal (RP1 et RP2), en nombre de PL (poids lourd) par jour et par sens à l'année de mise en service.

**A partir de ces classements suivant on trouve le TPLi :**

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

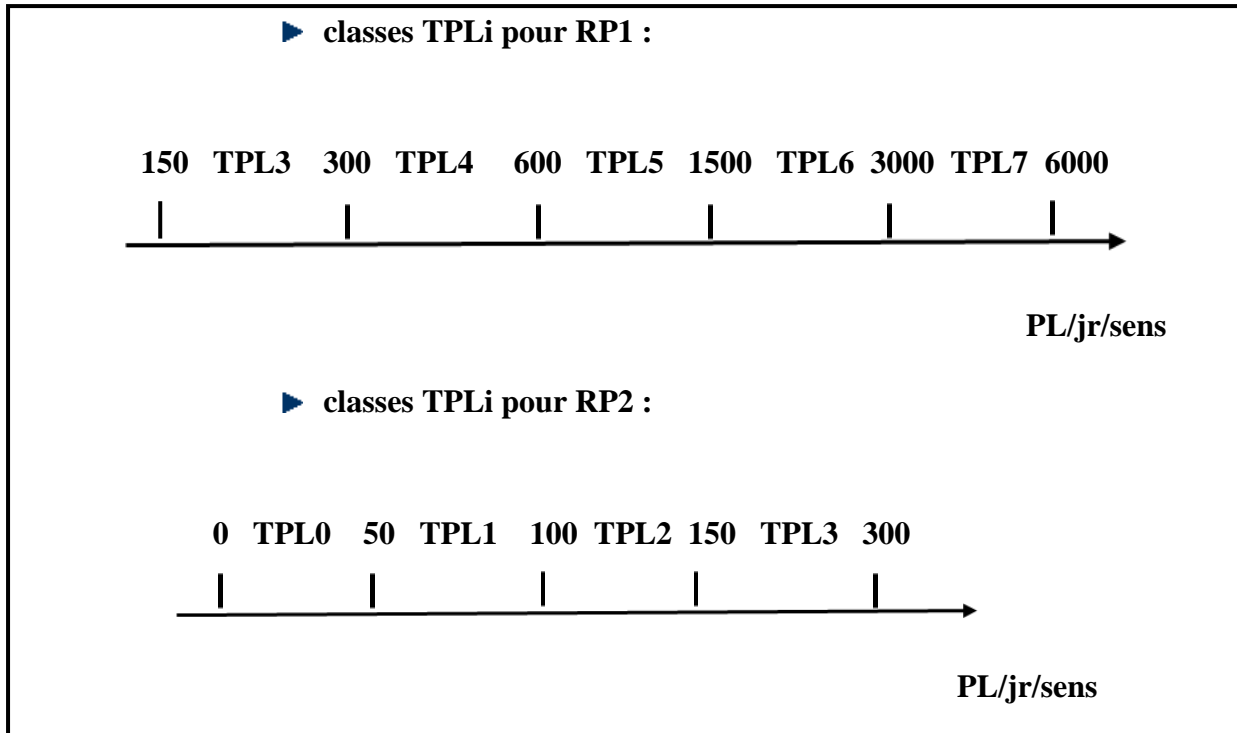


Figure I.6 : classes TPLi pour RP1 et RP2 [1]

- **Détermination de trafic cumulé de PL (TCi) :**

Le TCi est le trafic cumulé de PL sur la période considéré pour le dimensionnement (duré de vie). Il est donné par la formule suivante : [2]

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (I.4)$$

Avec :

**i** : taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement ;

**n** : durée de vie considéré.

- **Détermination de trafic cumulé équivalent TECi**

C'est le trafic à prendre en compte dans le calcul de dimensionnement, il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée. Il est donné par la formule suivante : [2]

## Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

$$TCEi = TCI \times A = TPLi \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \times A \quad (I.5)$$

**Avec :**

**A :** coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

- **Détermination de la portance du sol support de la chaussée :**

La portance du sol support est en fonction de celle du sol terrassé (remblai ou déblai), une étude géotechnique est donc nécessaire, car elle permettra d'identifier et de classer les sols.

- ▶ **Dans le cas d'un sol sensible à l'eau :** la portance est déterminée à partir de l'essai CBR :

- CBR imbibé 4 jours pour les zones climatique I et II (correspond à 100% de la densité a l'OPM) ;
- CBR immédiat pour les zones climatiques III et IV (correspond à 95% de l'OPM)

- ▶ **Dans le cas d'un sol insensible à l'eau :** la portance est déterminée à partir des essais de chargement à la plaque, ou des mesures de déflexion.

Pour le dimensionnement de la chaussée le module de chaque classe du sol est calculé par la formule suivante : [1]

$$E(\text{MPa}) = 5 * \text{CBR} \quad (I.6)$$

- **La zone climatique :**

Les données utilisées dans le dimensionnement de la chaussée se rapportent :

- A l'état hydrique du sol support ;
- Aux cycles saisonniers de température.

- **La durée de vie :**

La durée de vie correspond à un investissement initial moyen à élève est des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction de niveau de réseau principal considéré. Le choix de la durée de vie est fixé par le niveau de réseaux principal et matériaux type. [2]

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

- **La température équivalente  $T_{eq}$  :**

La température est déterminée en fonction de la zone climatique du site, pour le dimensionnement de la chaussée.

- **Le Risque de calcul :**

**Définition du risque :** Un risque  $r\%$  sur une période de  $x$  années pris pour le dimensionnement de la chaussée, est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces  $x$  années des dégradations structurelles qui impliqueraient des travaux de renforcement de la chaussée. [2]

- **Calcul des déformations admissibles sur le sol support :**

- **calcul des sollicitations admissibles :**

Les sollicitations admissibles pour chaque type de matériaux sont calculées à partir des relations suivantes :

- ✓ **matériaux traité au bitume :**

Le calcul de la déformation admissible de la traction ( $\epsilon_{t, adm}$ ) à la base des couches bitumineuse est donné par la relation suivante : [2]

$$\epsilon_{t, adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25 \text{ HZ}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \quad (\text{I.7})$$

**Avec :**

**$\epsilon_6 (10^\circ\text{c}, 25\text{HZ})$  :** déformation limite détenue au bout de  $10^6$  cycles avec une probabilité de rupture de 50% à  $10^\circ\text{C}$  et 25Hz (essai de fatigue).

**$K_{\theta}$  :** facteur lie à la température.

**$K_{ne}$  :** facteur lie au nombre cumule d'essieux équivalents supporte par la chaussée.

**$K_r$  :** facteur lié au risque et aux dispersions.

## Chapitre I : Généralités sur le projet routier

**Kc** : facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée.

Tels que :

$$K_{ne} = \left(\frac{10^6}{TCEi}\right)^b ; K_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^{\circ}c)}{E(\theta_{eq})}} ; K_r = 10^{-tb\delta} \quad (I.8)$$

Avec :

**TCEi** : trafic en nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considéré ;

**b** : pente de la droite de fatigue ( $b < 0$ ) ;

**E (10°C)** : module complexe du matériau bitumineux à 10°C ;

**E (θeq)** : module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée ;

**t** : fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté (r %).

$$\delta : f(\text{dispersion}) \quad \delta = \sqrt{sn^2 + \left(\frac{c}{b} sh\right)^2} \quad (I.9)$$

Avec :

**SN** : dispersion sur la loi de fatigue.

**Sh** : dispersion sur les épaisseurs(en cm).

**C** : coefficient égal à 0.02

### ✓ Matériaux traité au liant hydraulique :

Le calcul de la contrainte admissible de traction  $\sigma_t$ , adm à la base des couches traitées aux liants hydrauliques est donnée par la relation suivante : [2]

$$\sigma(t, ad) = \sigma_6 \cdot K_{ne} \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_c \quad (I.10)$$

Avec :

**σ6** : contrainte de flexion limite à cycles donné par l'essai de fatigue.

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

**Kne, kr, kc** : idem matériaux traité au bitume.

**Kd** : facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique.

✓ **Matériaux non traités (MNT) :**

Il n'existe pas de calcul de sollicitation admissible pour ce type de matériaux .Il faut s'assurer du bon choix des caractéristiques de matériaux afin d'asseoir une bonne tenue à l'orniérage. Il faut également s'assurer que le sol support ne soit pas trop déformable. [2]

○ **vérification en fatigue des structures est de la déformation du sol-support :**

La déformation verticale  $\varepsilon_z$  calculée par le modèle alize III devra être limitée à une valeur admissible qui est donné par une relation empirique déduite à partir d'une étude statistique des comportements des chaussées algériennes est donnée par la formule suivant : [2]

$$\varepsilon_{(z,adm)} = 22 \times 10^{-3} \times (TCEt)^{-0.235} \quad (I.11)$$

✓ **matériaux traités au bitume (MTB) :**

Il faudra vérifier que  $\varepsilon_t$  et  $\varepsilon_z$  calculés à l'aide de logiciel d'alize III, sont inférieure aux valeurs admissibles calculés c'est à dire respectivement à  $\varepsilon_{t, adm}$  et  $\varepsilon_{z, adm}$ . [2]

$$\varepsilon_t < \varepsilon_{t, adm} \text{ et } \varepsilon_z < \varepsilon_{z, adm}$$

✓ **matériaux traité au liant hydraulique (MTLH) :**

Dans ce cas également, il faudra vérifier que les contraintes et déformation calculés par Alize III sont inférieures aux contraintes et déformations admissibles calculées. [2]

$$\sigma_t < \sigma_{(t,adm)} \text{ et } \varepsilon_z < \varepsilon_{(z,adm)}$$

✓ **Matériaux non traités (MNT) :**

Dans le cas de matériaux non traité la seule vérification est à faire sur le sol support. [2]

$$\varepsilon_z < \varepsilon_{(z,adm)}$$

## I.4 Terrassement et mouvement des terrains :

Pour la réalisation d'un projet routier, la phase de terrassement est indispensable. Terrassement est une opération d'extraction de matériaux (déblais), ou la mise en dépôt des terres (remblais), cette opération conduit à la création des pentes appelées « talus », ces derniers sont susceptibles à un déséquilibre engendrés par des mouvements de terres. Les mouvements de terrains constituent l'un des phénomènes définies comme étant des déplacements relatifs au volume du sol, ils peuvent se déclencher naturellement ou artificiellement par l'action de l'homme qui est prépondérante dans ce type d'aléas, ces derniers se produisent généralement dans des matériaux meubles, des sols saturés, ou des massifs rocheux fracturés ou altérés, alors on peut classer ces mouvements en trois grandes catégories : les affaissements et les effondrements, les éboulements rocheux, et enfin les glissements de terrains [4]. Dans notre cas d'étude on retrouve des terrains meubles en talus (déblais), par conséquent, notre intérêt est porté sur les glissements de terrains.

### I.4.1 Glissement de terrain :

Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du sol selon une surface de glissement quelconque [4]. (Figure I.7)

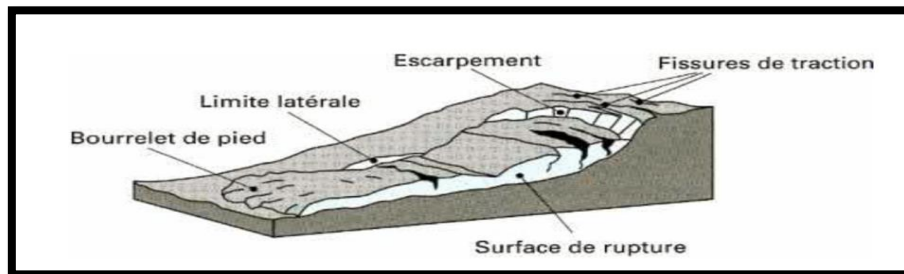


Figure I.7 : morphologie générale d'un glissement de terrain [24]

On distingue trois types de glissements possibles :



# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

- a. **Le glissement plan** : ou la surface de glissement est plane, il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance c'est une translation sur un plan incliné [4]. (Figure I.8).

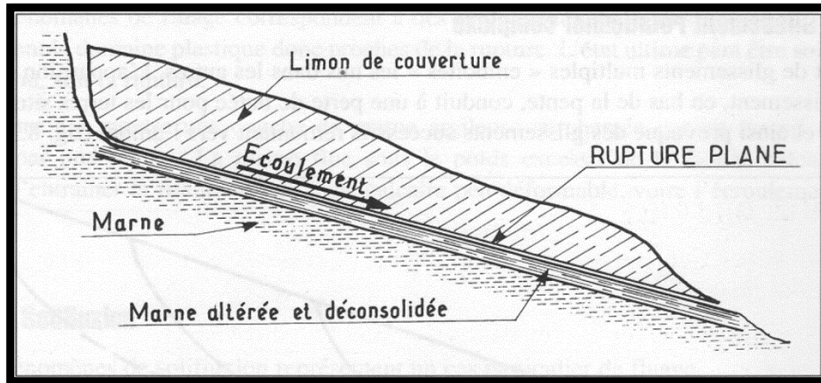


Figure I.8 : glissement plan. [24]

- b. **Glissement rotationnel simple** : ou la surface de glissement est de forme approximativement cylindrique [4]. (Figure I.9)

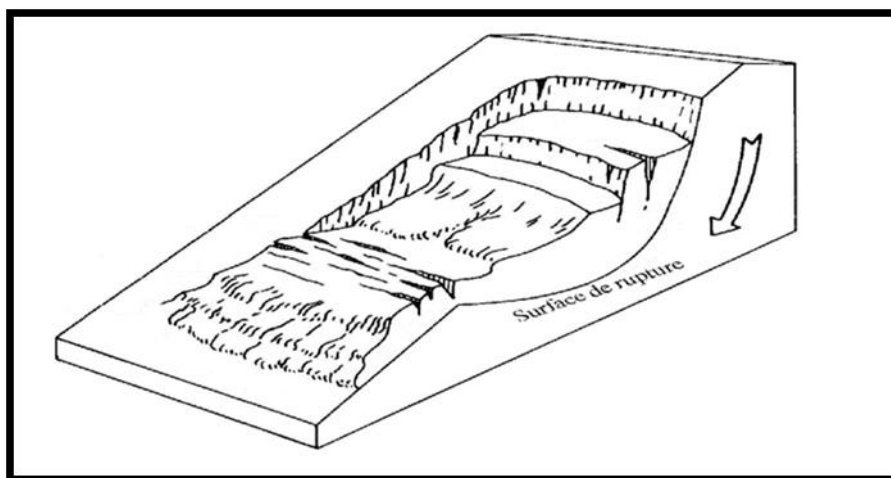
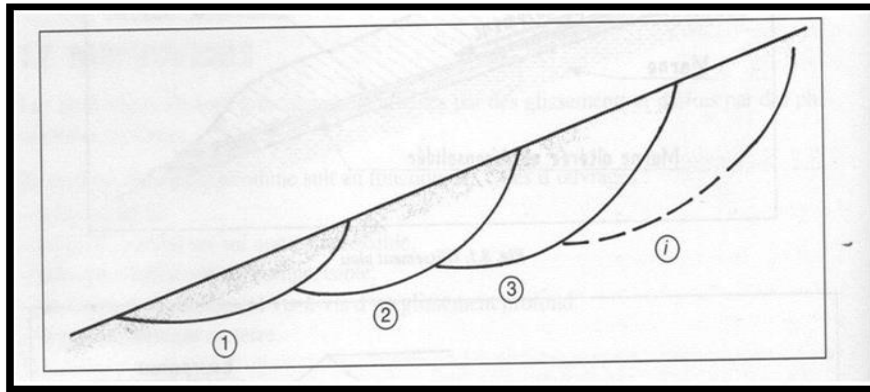


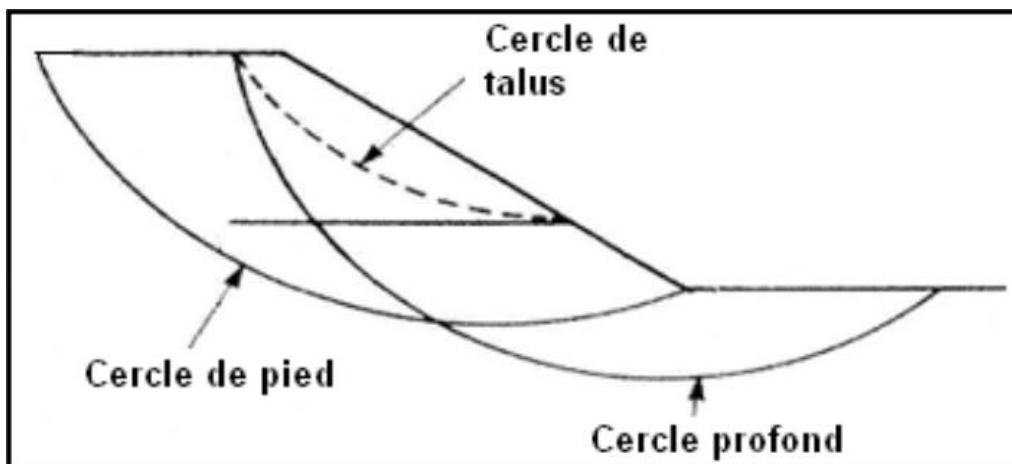
Figure I.9 : glissement rotationnel simple [24]

- c. **Le glissement rotationnel complexe** : Il comporte une série de surface de glissement causé par un glissement en chaîne [4]. (Figure I.10).



**Figure I.10** : glissement rationnel complexe [6]

Dans les terrains en talus (remblais ou déblais), les glissements se déclenchent selon une surface circulaire. Il est constaté que dans les talus en déblais ou les talus en remblais sur sols résistants, le cercle de rupture se manifeste couramment en pied du talus (cercle de pied), mais il peut devenir profond si une couche mauvaise se trouve sous le pied du talus. Et dans le cas d'un talus sur un sol compressible, le cercle de glissement est donc profond est tangent à la base de la couche compressible [24]. (**Figure I.11**)



**Figure I.11** : Différents cercles de rupture dans les talus en remblais ou en déblais [24]

### I.4.2 Principales causes d'instabilité d'un terrain :

Le glissement peut se déclencher soit par des causes naturelles, ou des causes artificielles telles que les travaux de terrassement lors d'un projet routier. [4]

Ces causes peuvent être classées en trois catégories :

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

## I.4.2.1 Causes mécaniques :

Comportent les facteurs causant une augmentation du poids volumique due à l'augmentation de la teneur en eau, ou des facteurs réduisent la résistance au cisaillement du sol (diminution de la cohésion, et l'augmentation des pressions interstitielles).

## I.4.2.2 Causes géométriques :

C'est les facteurs modifiant la géométrie du terrain décrite principalement par la hauteur **H** du talus et son angle **β** d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux de terrassement (déblaiement ou remblaiement).

## I.4.2.3 Causes hydrauliques :

C'est le facteur le plus important, lors d'une forte pluie la nappe phréatique augment ce qui implique une modification d'équilibre initial des efforts internes du sol, et donc la résistance au cisaillement **τ** diminue sachant que cette dernière est proportionnelle à la contrainte normale effective **σ'** l'équation est comme suit :

$$\tau = C + \sigma' \tan \phi = C + (\sigma - U) \tan \phi \quad (\text{I.12})$$

Avec :

**τ** : la résistance au cisaillement ;

**C** : la cohésion ;

**Φ** : angle de frottement ;

**U** : pression interstitielle de l'eau.

## I.4.3 Méthodes de calcul de stabilité des talus :

L'analyse de la stabilité des talus est un facteur très important, car la déstabilisation de ces derniers peut conduire à des conséquences catastrophiques. On peut subdiviser les méthodes de calcul de stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories : méthode d'équilibre limite, les méthodes des caractéristiques de contraintes (ou des lignes de glissement), et la méthode d'éléments finis. [4]

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

## I.4.3.1 Méthode d'équilibre limite :

On utilise en pratique les méthodes de l'équilibre limite, et particulièrement la méthode des tranches. Le plan de glissement est divisé en plusieurs tranches verticales infinitésimales. On note : [4]

- La méthode de Fellenius (1927) ;
- La méthode de Bishop simplifiée (1955) ;
- La méthode de Morgenstern et Price (1965) ;
- La méthode de Spencer ;
- La méthode de Junbu (1954) ;
- La méthode de perturbation (1974).

## I.4.3.2 Méthodes d'analyses limites :

Dans ces méthodes, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. En général on y traite des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée a priori. Cette approche n'est pas bien développée du à Sokolovski (1960), elle ignore la notion du coefficient de sécurité et nécessite un ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite. [4]

## I.4.3.3 Méthodes numériques :

Parmi les méthodes numériques existantes, on note la méthode des éléments finis, c'est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage, le solide est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. Donc la MEF peut étudier n'importe quels ouvrages géotechniques simples ou complexes par la modélisation numérique sur des logiciels tels que Plaxis.

## **I.5 Franchissement de zone d'obstacle dans la réalisation des tracés linéaires (routes) :**

Plusieurs obstacles peuvent s'apparaître lors de la conception d'une voie de communication routière. Pour les franchir il est nécessaire de construire des ouvrages en terres tel que les remblais, ou des ouvrages d'art comme les ponts.

Un remblai peut être défini comme étant un volume des matériaux de nature diverse, mise en œuvre par plusieurs couches dont chaque couche constituant ce dernier doit être bien compacté. Cet ouvrage en terre peut jouer un rôle d'un ouvrage tel que les barrages en terres, on peut l'utiliser aussi comme un support d'une infrastructure linéaire tel que les routes, ainsi dans les cullées des ponts. Il doit pouvoir supporter les sollicitations, sans subir des déformations (tassement), et sans rupture (résistance au cisaillement).

Un pont est un ouvrage d'art destiné à franchir des obstacles naturels (oueds, vallées), ou artificiels (les routes, les lignes ferroviaires), Il existe plusieurs catégories de ponts : selon le matériau constituant (béton armé, mixte, charpente...), selon la géométrie (droit, courbe, biais), selon l'usage, ou bien selon l'obstacle à franchir (ponts sur oued, viaducs). Cet ouvrage est composé de trois parties essentielles qui sont : une partie supérieure constituée d'un tablier et d'une superstructure, une partie intermédiaire composée des piles et des cullées, et une partie infrastructure ou ce trouve les fondations sur lesquelles l'ouvrage doit se reposer. Ces fondations sont destinées à assurer la stabilité de l'ouvrage et la transmission des charges au sol. Une fondation peut être superficielle, semi profonde, ou profonde.

### **I.5.1 Type des fondations :**

#### **➔ Fondation superficiel :**

Ce type de fondation est mis en œuvre lorsque la capacité portante du sol situé à une faible profondeur est suffisante pour supporter l'ouvrage. La conception de ce type de fondation est simple et rapide avec un faible coût. On distingue deux types de fondations superficielles semelles isolées et les semelles filantes. [26] (**Figure I.11., figure I.12).**

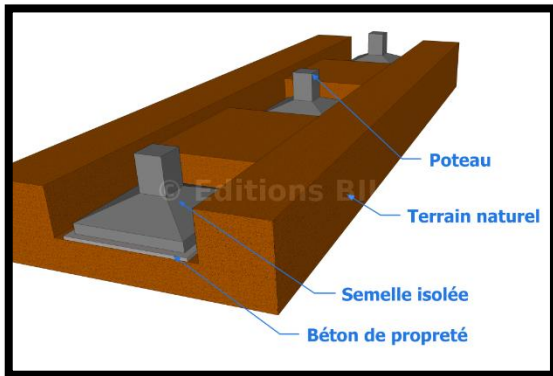


Figure I.12 : semelles isolées [10]

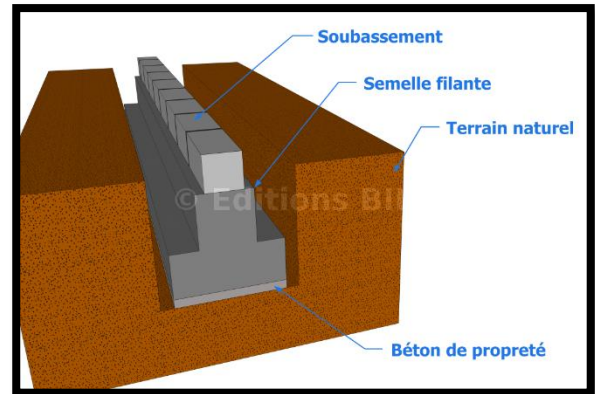


Figure I.13 : semelle filante [10]

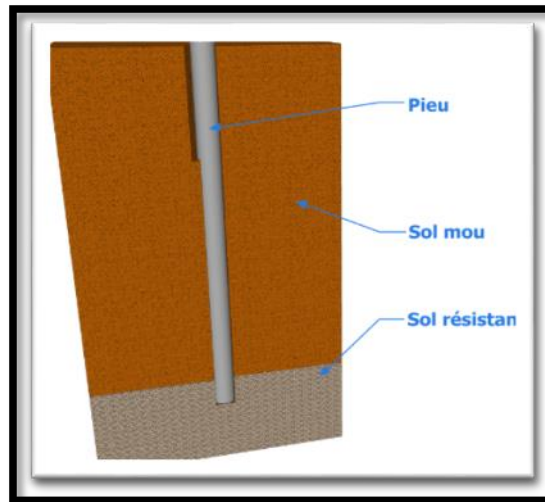
## ➔ Fondation semi-profonde :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage, qui permet de transmettre les charges d'une structure vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m. ce type de fondation est utilisé lorsque les fondations superficielles ne peuvent être réalisées et les fondations profondes ne sont pas nécessaires. [26]

## ➔ Fondation profonde :

Ce type de fondation est utilisée, en cas où l'ouvrage transmettant une surcharge lourde au sol, ou d'un sol ayant des propriétés médiocres. Elle est conçue pour transmettre des efforts sur une profondeur importante. Cette catégorie des fondations regroupe les pieux, les caissons et parfois des parois moulées (barrettes). Dans ce qui suit on va détailler les fondations sur pieux. [4]

**Un pieu :** est une colonne élancée, couramment en béton armé, en acier ou en bois, installé dans le sol et formant un groupe coiffé par une semelle ou dalle de liaison, assurant la fonction de répartition des efforts sur les pieux et ne participant pas à la reprise des charges provenant de l'ouvrage (voir figure I.13). Les pieux sont classés selon le matériau constitutif du pieu ou selon leur mode d'installation dans le sol. On distingue généralement deux modes d'installation : par refoulement du sol ou non refoulement. [4]



**Figure I.14** : fondation profonde

La catégorie des pieux refoulant le sol comporte principalement : les pieux battus, les pieux foncés, ainsi que les pieux vissés moulés. Et les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol sont essentiellement : les pieux forés simple, les pieux forés à la boue, les pieux forés tubés, les micro-pieux, ainsi que les puits. [4]

## **I.5.2 Calcul de la capacité portante des fondations :**

La capacité portante  $q_1$  est la pression verticale maximale qu'un sol peut supporter, au de la laquelle le sol rentre en rupture, elle peut être calculé par plusieurs méthodes parmi ces méthodes on distingue : les méthodes basées sur les essais aux laboratoires ou des essais in-situ tel que la méthode pressiométrique (PMT), méthodes pénétrométriques statiques, dynamiques, et au carottier (CPT, DPT, SPT) et l'essai de chargement pour les fondations profondes.

Dans ce qui suit, on va s'intéresser à la méthode pressiométrique afin de calculer la capacité portante des fondations, c'est une méthode semi-empirique basé sur les résultats de l'essai pressiométrique (PMT).

- la capacité portante sous une fondation superficielles soumise à une charge verticale est donné par : [4]

$$q_1 = K_p P_{le}^* + q_0 \quad (\text{I.13})$$

# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

**Avec :**

**$q_0$**  : contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondation.

**$K_p$**  : facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation.

**$P_{le}^*$**  : pression limite nette équivalente.

- La capacité portante sous une fondation profonde est donnée par la formule suivante :  
[4]

$$q_l = K_p P_{le}^* \quad (I.14)$$

**$K_p$**  : idem que les fondations superficielles.

**$P_{le}^*$**  : idem que les fondations superficielles.

Les étapes de calcul de la capacité portante liées à cette méthode sont données dans le chapitre VI.

## I.5.3 Tassement des fondations :

La transmission des surcharges de l'ouvrage au sol, par le biais des fondations induit des déformations du sol sous-jacent, ce qui se traduit entre autres par un tassement.

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à proximité d'un nouvel ouvrage. Le tassement d'une fondation est la résultante de trois composantes telles que : [4]

$$S = S_i + S_c + S_f \quad (I.15)$$

**Avec :**

**S** : tassement de la fondation

**$S_i$**  : tassement instantané

**$S_c$**  : tassement causé par une consolidation primaire



# Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

**Sf** : tassement causé par une consolidation secondaire ou fluage

## I.5.3.1 Tassement des pieux :

Il existe une diversité de méthodes pour le calcul de tassement des pieux, il peut être déterminé expérimentalement à partir de l'essai de chargement statique, comme il peut être évalué en utilisant d'autres méthodes tel que : les méthodes empiriques, méthode de la théorie d'élasticité, méthode de la théorie de transfert des charges, et aussi la méthode numérique.

Dans ce qui suit on va s'intéresser à la méthode de la théorie d'élasticité.

### ✚ Méthode de la théorie d'élasticité :

Dans cette méthode le système pieu/sol est supposé ayant un comportement élastique isotrope. Parmi les approches les plus utilisées, notons celles de Poulos (1968), Banerjee et Butterfield (1978), et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale entrée dans un massif élastique semi-infini.[21]

Le tassement en tête du pieu est donné en général par [4] :

$$V_0 = \frac{Q.I_v}{E(D).B} \quad (I.16)$$

**Avec :**

**V<sub>0</sub>** : tassement en tête du pieu.

**Q** : la charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu.

**I<sub>v</sub>** : facteur de tassement.

**E(D)** : module de Young en tête du pieu

**B** : diamètre du pieu.

## I.6 Conclusion :

Après avoir traité ce chapitre introductif consacré aux projets routiers on retient que :  
un projet de route englobe :

## Chapitre I : Généralités sur le projet routier

---

- La conception d'une structure de chaussée qui doit être résistante et durable afin d'assurer le confort et la sécurité, via un choix des matériaux de haute performance constituant les couches de cette structure, et un bon dimensionnement du corps de chaussée.
- La création des talus en remblais ou en déblais qui doivent être stable vis-à-vis aux glissements des terrains, pour ne pas nuire à la route.
- La réalisation des ouvrages de franchissements, afin de franchir les obstacles rencontrés le long d'un tracé routier, ces derniers doivent se reposer sur des fondations superficielles ou profondes selon la capacité portante du sol support.

# Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

## II.1 Introduction :

Avant d'entamer la réalisation d'un projet, routier sur un site donné, il est indispensable d'identifier la géomorphologie, l'hydrogéologie, la sismicité, la nature géologiques et les propriétés géotechniques des terrains constituant le site. Au cours de ce chapitre, un aperçu sur la localisation du projet, son contexte géomorphologique, climatique, hydrogéologique, sismique et géologique sera présenté.

## II.2 Description du projet :

Le tronçon routier étudié, qui relie les deux villes Cherchell et Sidi Ghiles, long de 3 Km débute du PK 14+00 et finit au PK 17+113 avec un linéaire total de 17 Km.

La zone de projet englobe les communes côtières de Cherchell et de Sidi Ghiles, elle se situe à l'Ouest de la wilaya de Tipaza. Cette zone est limitée au Nord par la mer Méditerranée, à l'est par le massif du Chenoua, à l'Ouest par des terrains plats ou faiblement accidentés (en allant vers Sidi Ghiles) et au Sud par le massif forestier de Bou Maàd. Figure (II.1)



Figure II.1 : carte représente la zone de situation du projet étudié. [8]

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

### II.3 Géomorphologie :

Le domaine d'étude comprend : une zone littorale au Nord, et une zone montagneuse au Sud ou la pente du terrain naturel est de plus de 35%. (Figure II.2)

La figure II.2 illustre la géomorphologie du terrain au passage du tracé. Les terrains sont très arpentés (350 m d'altitude maximum) du Pk 14+00 au Pk 15+800, à partir de ce point, la hauteur du terrain s'atténue progressivement jusqu'à la fin du tracé (la topographie descend jusqu'à moins de 50 m).



**Figure II.2** : carte représente la zone de situation du projet étudié. [8]

➔ Les figures ci-dessous (II.3, II.4, II.5, et II.6), illustrent les zones traversées par le tracé : [8]



**Figure II.3** : Zone de Projection du viaduc 5 situé au niveau du **PK14+050**



**Figure II.4** : zone de projection du viaduc 6 situé au niveau du **PK15+72**

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone



Figure II.5 : zone de déblai situé au PK15+975



Figure II.6 : Fin du tracé routier (PK17+117)

(Raccordement du tracé avec la RN11 sur un terrain plat)

### II.4 Climat :

Le climat de la région de Cherchell est maritime subhumide avec un été chaud et un hiver doux dans la partie Nord (côté mer) et froid dans la partie Sud (côté montagneux). Les températures varient entre 33°C pour les mois chauds de l'été (juillet-Aout) à 5.7°C, pour les mois froids (Décembre-Février). La pluviométrie annuelle est comprise entre 600 mm et 800mm. (Figure II.7)

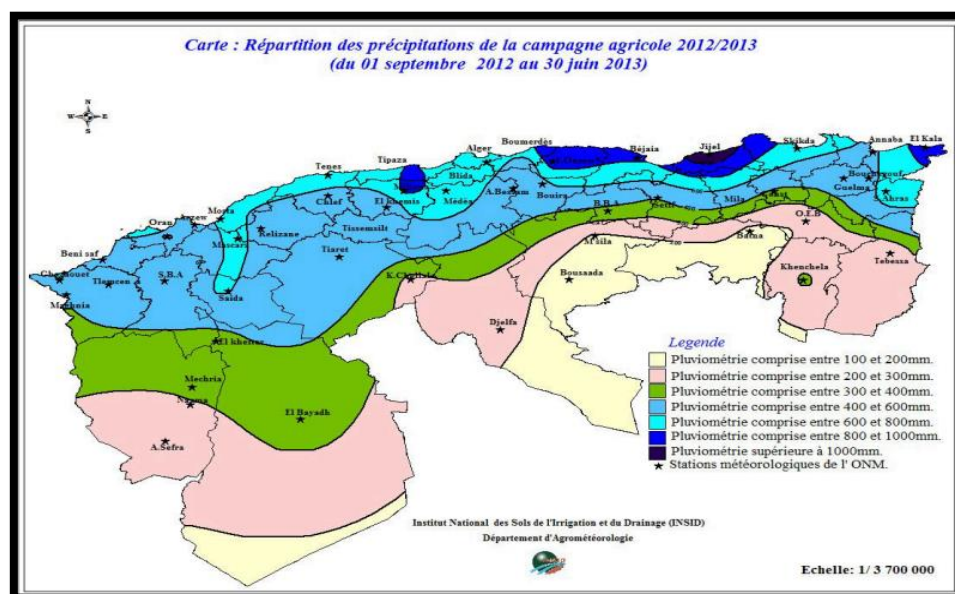


Figure II.7 : Carte de la répartition des précipitations (2012/2013). [17]



## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

### II.5 Sismicité :

La sismicité d'une région est un facteur très important dans le calcul des structures à long terme. De ce fait elle doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003.

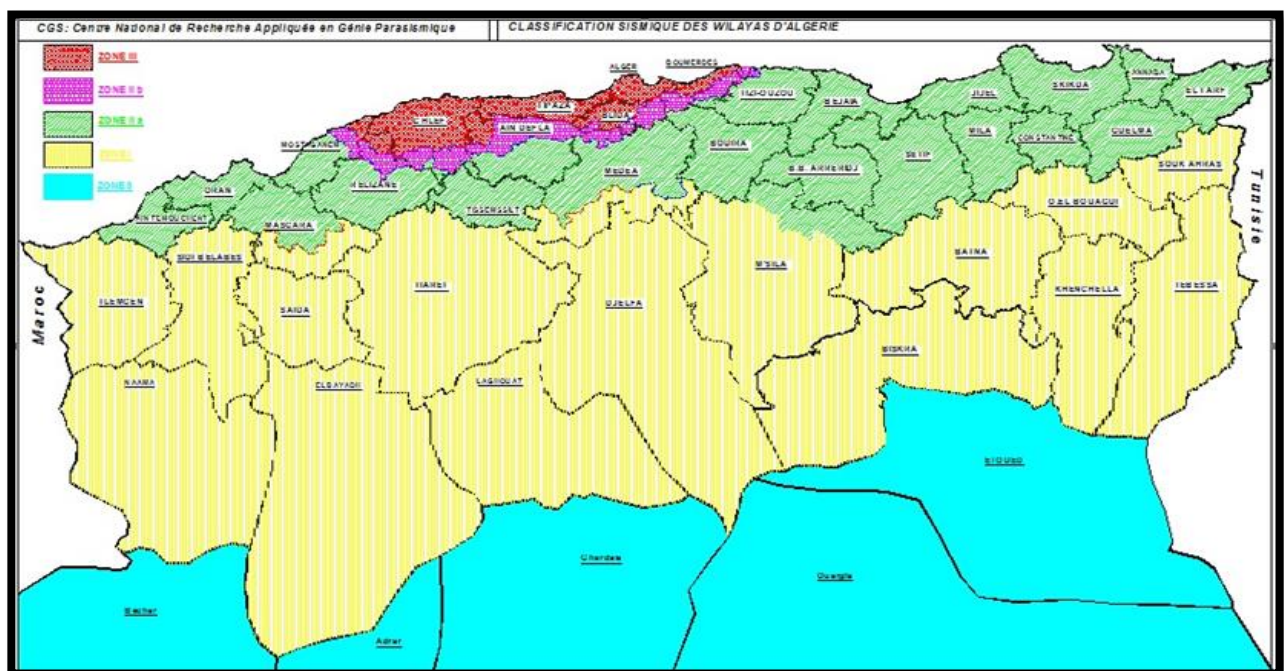
Pour classer un ouvrage étudié, Le règlement parasismique Algérien (RPA), propose quatre groupes de classement qui sont définis ci-après :

- ❖ **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale ;
- ❖ **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance ;
- ❖ **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- ❖ **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Selon le RPA, l'Algérie est divisée en cinq zones sismiques, elles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.1** : zones sismiques en Algérie [7]

| Zones     | 0           | I      | II (IIa, IIb) | III   |
|-----------|-------------|--------|---------------|-------|
| Sismicité | Négligeable | Faible | Moyenne       | Elevé |



**Figure II.8** : carte de zonage sismique de l'Algérie [7]

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

Chaque zone sismique a un coefficient d'accélération  $A$  spécifique, ce coefficient dépend de la sismicité de la région et la classification de l'ouvrage étudié. Le tableau ci-dessous regroupe les coefficients d'accélération donnés par le RPA :

**Tableau II.2 : coefficient d'accélération ( $A$ ) [7]**

| Zones<br>Groupes | I    | Ia   | Ib   | III         |
|------------------|------|------|------|-------------|
| 1A               | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40        |
| <b>1B</b>        | 0.12 | 0.20 | 0.25 | <b>0.30</b> |
| 2                | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25        |
| 3                | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18        |

⇒ D'après le RPA et la carte de zonage sismique d'Algérie, le contournement de la ville de Cherchell appartient au (**groupe 1B**), et a la **Zone III** (sismicité élevée), donc le coefficient d'accélération à prendre en compte est :  **$A = 0.30$** .

### II.6 Géologie et hydrogéologie :

#### II.6.1 Géologie régionale :

La région de Cherchell appartient au domaine de l'Atlas tellien (tell septentrional), elle comprend plusieurs zones stratigraphiques et tectoniques différenciées, d'après la carte géologique au 1/50 000ème de Cherchell Gouraya, à savoir : Un socle métamorphique ancien du Chenoua, formé de roches métamorphiques (schistes) surmontés de grès rouges du Permo-Trias, une dorsale kabyle à dominante calcaro-dolomitique. Une zone du flysch Albo Aptien : (alternance de schistes et de grès plus ou moins calcaires), borde la côte de Gouraya et de Cherchell, des terrains Crétacés occupent une grande partie dans la région, représentés par des marnes, calcaires compacts, argiles schisteuses. Le Néogène

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

transgressif, occupant les parties déprimées bordant la mer (zone synclinales), constituant ainsi le prolongement du sahel d'Alger et de Tipaza (côté Ouest de la feuille de Cherchell Gouraya) ; Il comprend : La molasse (bancs de calcaires sableux avec des lits sableux), et marnes grises du Pliocène, et de la Marne, grès et poudingues du Miocène (Carténien). Les terrasses 15-20m formées de grès, molasse et poudingues d'âge Quaternaire, et des vallées larges remblayées par les alluvions des oueds (Hachem et Damous).

A ce complexe, métamorphique et sédimentaire, sont associées des roches éruptives et volcaniques post - Miocène d'âge Burdigalien-Totonien, matérialisées par des granites, andésites, basaltes, rhyolites, dacites et tufs volcaniques. Ces roches affleurent à Menaceur et à Hadjerat Ennous. (Figure II.9)

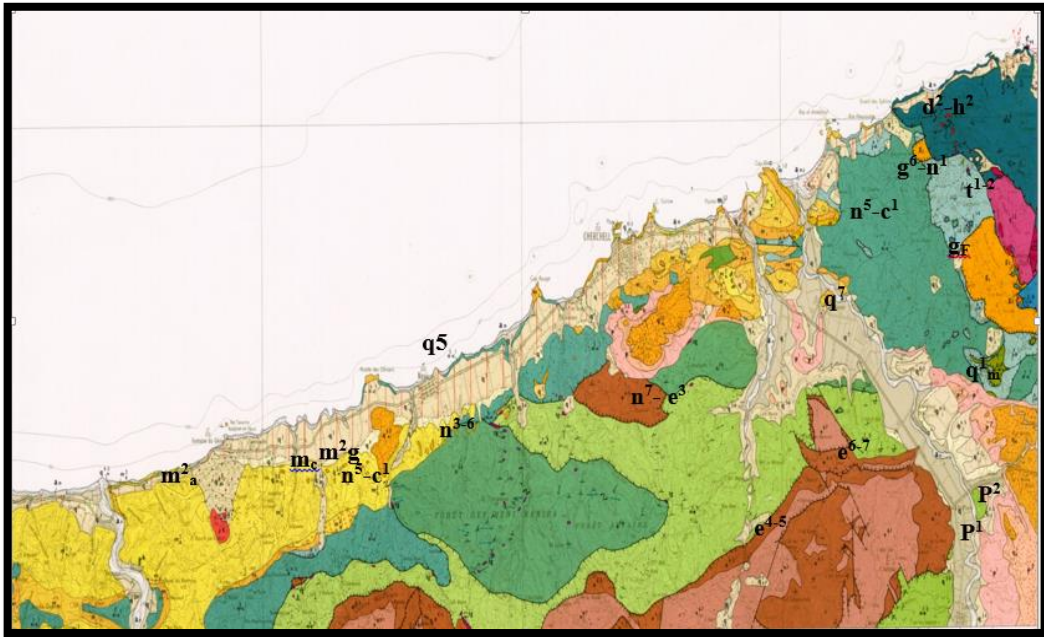


Figure II.9 : carte géologique de Cherchell AU 1/50 000 ème (FEUILLE N°39) [16]

### Légende :

**Quaternaire** : formations alluviales des vallées (q7), formations alluviales des pentes : limons rouges (q6), terrasses alluviales, dépôts de pente (q5), grès, calcaires littoraux ou dunaires, conglomérats de plage etc (q1m)

Les alluvions d'oueds sont formées de limons tapissant le fond des ravins et des oueds.



## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

---

**Pliocène (Astien-Plaisancien) :** sables lités et molasse calcaire (P2), marnes grises et bleues (P1).

**Miocène post-nappes :** marnes dures noires ou grises (m2a), grès calcaires et poudingues (mc), conglomérats (m2g).

**Dorsale kabyle :** calcaire du Lias et brèches dolomitiques et gypseuses du Trias (t1-2)

**Unité tellienne :** poudingues, grès et calcaires de l'Eocène (e 6-7, e 4-5) ; calcschistes, schistes, calcaires, grès poudingues, et argilites du Crétacé (n7- e3 et n 3-6).

**Unité à faciès flysch (albo-Aptien à Cénomanién) :** schistes et grès calcaires (g6-n1) (n5 c1).

**Massif primaire :** schistes, poudingues et grès (d2-h2).

### II.6.2 Géologie locale :

L'examen des coupes des sondages carottés, des puits de reconnaissance géotechnique, et des coupes lithologiques des sondages pressiométrique, permet d'identifier la nature des formations traversées par le tracé.

La lithologie du terrain se présente comme suit :

#### 1. Terrains Crétacés :

Représentés principalement par les faciès suivants :

- ✎ **Schistes :** Le schiste de couleur grisâtre, d'aspect rocheux fragmenté et friable, cette formation est détectée par les sondages carottés et les sondages pressiométriques : **PS38 (PK14+050** entre 1m et 7m de profondeur). Figure II.10

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

---



Figure II.10 : Schiste grisâtre fragmenté [8]

↪ **Marno-calcaires** : cette formation est constituée par une alternance de bancs de calcaire indurés de couleur grisâtre et de marne, telle que identifiée par le sondage **SC34 (PK15+475)** entre 20.00 et 30 m. (Figure II.11).



Figure II.11 : Marno-calcaire [8]

### 2. Terrains Miocènes :

Représentés principalement par le faciès suivant :

↪ **Marnes** : de couleur jaune rougeâtre à brun jaunâtre, très plastiques. Identifiées à la fin du tracé, les sondages pressiométriques **PS46 (PK16+240)** et **PS55 (PK16+605)**.

## Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone

### 3. Terrains Quaternaires (Alluvionnaires) :

Constitués de limons argileux à graveleux bruns jaunâtres, identifiés au niveau des grands oueds à l'exemple de l'oued El Hammam, dans le sondage pressiométrique SP54 (PK 14+600).

## II.7 Hydrogéologie :

### II.7.1 Hydrogéologie régionale

La connaissance de l'hydrogéologie de la zone concernée par ce projet, est nécessaire pour mieux appréhender les problèmes d'inondations de la chaussée en saison pluviale au croisement des oueds, un drainage transversal et longitudinal est de rigueur. Le niveau de la nappe doit être déterminé, pour se prémunir contre la remontée des eaux lors des travaux de terrassements, et durant la mise en service de l'infrastructure autoroutière. On distingue deux eaux déférentes :

#### A. Eaux superficielles :

La région de Cherchell est drainée par de nombreux oueds importants à savoir :

Oued Bellah, oued Hafiri, oued El Hamam, oued Sidi Ghiles Messelmoune, oued Hachem, qui ont déterminés la formation des plaines alluviales quaternaires. Ces oueds présentent les caractéristiques des oueds algériens, secs en été inondant et coupant les routes pendant la période des pluies. Le type d'ouvrage de franchissement (Ouvrage d'art) est défini par l'étude hydraulique ; des buses sont également à prévoir au droit des petits écoulements pour se prémunir contre les inondations de la chaussée.

#### B. Eaux souterraines :

Plusieurs réservoirs aquifères sont ainsi distingués dans la région :

- ▶ La nappe superficielle, localisée dans les accumulations alluvionnaires (dépôts sableux et argilo-sableux du Quaternaire) des oueds. Elle est alimentée par les précipitations, l'infiltration des eaux des oueds et les eaux d'irrigation.
- ▶ Cette nappe est soumise à d'importantes fluctuations inter saisonnières du fait de leur dépendance de la pluviométrie.
- ▶ La nappe se trouvant dans les grès et poudingues Miocènes (mc).

## **Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone**

---

- ▶ La nappe captée dans les calcaires (fissuration et phénomène karstique), poudingues et brèches du Crétacé (n7- e3 et n 3-6).

L'implantation des piézomètres au droit des sondages carottés, nous renseigne sur les niveaux piézométriques, dont le traitement orientera le choix du système de drainage à adopter pour la sécurité de l'ouvrage. [8]

### **II.7.2 Hydrogéologie locale :**

Dans la zone d'étude, les schistes, les grès calcaires fragmentés, ainsi que les marnes et argiles, sont le siège d'une rétention d'eau, en rapport avec leur état d'altérabilité et de fragmentabilité.

En cette phase, les levés piézométriques effectués dans la zone de projet (entre le mois de mai et le mois de juin 2014), ont révélés des profondeurs de la nappe variant entre 2.53 m et 13.80.00 m par rapport au niveau du terrain naturel.

Dans le tronçon étudié les levés piézométriques n'ont pas été effectués en certains points suite à leur détérioration par les riverains.

En période hivernale (saison de fortes pluies), le niveau de la nappe peut enregistrer des fluctuations (remontée de son niveau), d'où la nécessité d'effectuer de nouveaux levés piézométriques lors des travaux d'exécution.

Ce volet est à prendre en considération lors des travaux de terrassements, en remblais et déblais importants ; d'où des recommandations relatives au drainage de la nappe, qui seront relatées dans la partie des terrassements.

### **II.8 Conclusion :**

Les conclusions qui peuvent être tirées suite aux différents résultats des études présentées ci dessus, sont comme suit :

- La zone d'étude présente une géomorphologie plus ou moins complexe constitué de relief très arpenté au début du tracé, et qui commence à diminuer progressivement à partir du PK 15+800 jusqu'à la fin du tracé.

## **Chapitre II : présentation du projet, étude géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et sismique de la zone**

---

- Le climat de la région de Cherchell est subhumide avec un été chaud et un hiver doux, la pluviométrie annuelle est comprise entre 600 à 800mm.
- La zone d'étude est classée zone III, zone à sismicité élevée selon le règlement parasismique Algérien.
- L'étude géologique de la zone d'étude a montré que les terrains sur place présentent des facies très variés allant de formation rocheuses tel que : des schistes de couleur grisâtre fragmente et friables, des marno-calcaires, aux formations meubles et des marnes très plastiques à la fin du tracé, ainsi que des alluvions au niveau des grands oueds (oued EL hammam).
- L'étude hydrogéologique montre que la profondeur de la nappe phréatique est entre 2.53m et 13.8m par rapport au terrain naturel, mais elle est fluctuante en période hivernale.

# Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

## III.1 Introduction :

Dans ce chapitre les essais in situ et en laboratoire effectués pour l'identification, la caractérisation et la classification des sols rencontrés le long du tracé et ceux provenant des sites d'emprunt (carrières et gites) ainsi que leurs interprétations sont présentées dans ce qui suit.

## III.2 Compagne de reconnaissance in-situ :

Afin de prélever des échantillons pour l'identification des sols et la réalisation des essais mécanique en laboratoire, quatre sondages carottés de profondeur varient de 0 à 30 m et trois sondages pressiométriques de profondeur varient entre 0 et 40m ont été réalisés au cours de la compagne de reconnaissance géotechnique.

### III.2.1 Sondages carottés :

Quatre sondages carottés (SC37, SC36, SC35, et SC34), sont effectués le long du tracé, et permettent d'établir la lithologie détaillé du sol.

Le tableau III.1 montre la nature et les épaisseurs des couches traversées.

**Tableau III.1** : nature géologique du sol pour chaque sondage carotté.

| N° sondages                        | Profondeurs (m) | Nature géologique                             |
|------------------------------------|-----------------|---|
| <b>SC 37</b><br><b>PK (14+075)</b> | 0-3.3           | Argile marneuse altérée                       |
|                                    | 3.3-6           | Schiste friable                               |
|                                    | 6-7.5           | Marne indurée schisteuse                      |
|                                    | 7.5-18          | Alternance de niveau d'argilite et de schiste |
|                                    | 18-30           | Argilite fragmentée                           |
| <b>SC 34</b>                       | 0.6-6           | Argile marneuse altérée                       |
|                                    | 6-11.5          | Argilite fragmentée grisâtre                  |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

|  |         |   |
|--|---------|---|
| <b>PK (15+475)</b>                     | 11.5-20 | Alternance de marne indurée et de schiste fragmenté                                 |
|  | 20-30   | Marno-calcaire  |
| <b>SC 35</b><br><br><b>PK (15+700)</b> | 0-4.3   | Marne limoneuse   |
|  | 4.3-5.5 | Marno-calcaire  |
|  | 5.5-20  | Alternance de marne indurée et grès calcaire  |
| <b>SC 36</b><br><br><b>PK (15+975)</b> | 0-7     | Marne altérée indurée schisteuse  |
|  | 7-15    | Alternance de niveaux schisteux d'aspect rocheux et de marne indurée                |
|  | 15-30   | Alternance de grès calcaires durs et de schistes avec des passades de marne indurée |

D'après la lithologie des sondages SC37, SC34, SC35 et SC36 donnée par le tableau III.1, les sols retrouvés le long du tracé routier sont généralement des marnes, des schistes et des calcaires.

### III.2.2 Sondages pressiométriques (PMT) :

Trois sondages pressiométrique (SP36, SP38, et SP41), sont effectués le long du tracé routier, Les profils des 3 sondages pressiométriques sont présentés en annexe A.

Nous avons pris les résultats du sondage pressiométrique SP36, il a été effectué au niveau de la pile et la culée 1 du viaduc 6 afin de déterminer : les pressions limites PL, les pressions de fluage Pf, et enfin le module pressiométrique Em. Les profils des 3 sondages pressiométriques sont présentés en annexe A, figures A.3.

Les résultats des pressions limites, et du module pressiométrique obtenus à partir du sondage pressiométrique PS36 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.2 : résultats de l'essai pressiométrique (PMT).**

| <b>Sondage pressiométrique N°36</b> |   |                                  |             |   |
|-------------------------------------|---|----------------------------------|-------------|---|
| <b>Profondeur (m)</b>               | <b>Module pressiométrique Em (bars)</b> | <b>Pression limite PL (bars)</b> | <b>E/PL</b> | <b>Etat du sol</b>                        |
| <b>2</b>                            | 26.83                                   | 6.83                             | 3.93        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>3</b>                            | 23.86                                   | 5.79                             | 4.12        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>5</b>                            | 24.5                                    | 6.73                             | 3.64        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>6</b>                            | 36.88                                   | 5.93                             | 6.22        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>8</b>                            | 27.37                                   | 5.53                             | 5.06        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>9</b>                            | 29.04                                   | 7.09                             | 4.10        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>11</b>                           | 30.31                                   | 6.73                             | 4.54        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>12</b>                           | 37.20                                   | 7.54                             | 4.93        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>15</b>                           | 32.74                                   | 6.65                             | 4.99        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>16</b>                           | 28.75                                   | 6.77                             | 4.25        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>18</b>                           | 29.41                                   | 7.42                             | 3.96        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>20</b>                           | 27.98                                   | 6.56                             | 4.27        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>24</b>                           | 25.89                                   | 6.31                             | 3.80        | Argile sous consolidé altérée et remaniée |



## **Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR**

|           |       |      |      |   |
|-----------|-------|------|------|---|
| <b>25</b> | 21.24 | 6.19 | 3.43 | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>27</b> | 24.78 | 7.04 | 3.52 | Argile sous consolidé altérée et remaniée |
| <b>30</b> | 22.21 | 7.32 | 3.04 | Argile sous consolidé altérée et remaniée |

D'après les résultats du SC36 de l'essai in-situ PMT représentés sur le tableau III.2, on remarque que les valeurs de la pression limite  $P_l$  varient entre (5.53-7.71) bars, alors les sols rencontrés sont moyennement denses, selon la norme NFP94-011 (voir annexe A, tableau A.12), par contre le rapport  $E/P_l$  classe les sols en état sous consolidés et remaniés. (Voir Annexe A, tableau A.16).

### **III.3 Compagne de reconnaissance en laboratoire :**

Lors de la compagne de reconnaissance en laboratoire, des essais physiques, mécaniques, et chimiques ont été effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés mentionnés précédemment, afin de déterminer les paramètres physiques et mécaniques des terrains rencontrés le long du tracé routier.

#### **A. Essais physiques :**

Les essais physiques effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC34, SC36, SC37 sont :

- **La granulométrie :**

Les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectués sur les sondages carottés SC 34, et SC36 sont regroupés dans le tableau suivant :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.3** : résultats de l'analyse granulométrique

| N° Sondages          | SC34 PK (15+475) |       | SC36 PK (15+975) |          |       |
|----------------------|------------------|-------|------------------|----------|-------|
| Profondeurs (m)      | 0.6-6            |       | 0-7              |          |       |
|                      | 2.5-3            | 3.5-4 | 2.3-2.8          | 4.15-4.4 | 6-6.6 |
| % des passants < 2mm | 89.58            | 94.96 | 94.38            | 94.54    | 94.73 |
| % des passants < 80μ | 74.15            | 83.92 | 82.94            | 81.45    | 76.56 |
| % des passants < 2μ  | 40.34            | 44.22 | 52.02            | 47.71    | 43.47 |

D'après les résultats de l'analyse granulométrique issus des sondages SC34 et SC36 on remarque que les valeurs des passants à 80μm varient entre (74.15-83.92)%, ces valeurs dépassant la valeur de 35% permettent de classer selon la classification GTR le sol comme étant un sol fin. (Voir annexe A, tableau A.1).

- **Limites d'Atterberg :**

Les résultats obtenus de cet essai effectué sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC34 et SC36 sont représentés dans le tableau ci-contre :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.4 : résultats des limites d'Atterberg.**

| N° Sondages            | SC34 PK (15+475) |       | SC36 PK (15+975) |          |       |
|------------------------|------------------|-------|------------------|----------|-------|
| <b>Profondeurs (m)</b> | 0.6-6            |       | 0-7              |          |       |
|                        | 2.5-3            | 3.5-4 | 2.3-2.8          | 4.15-4.4 | 6-6.6 |
| <b>WI (%)</b>          | 45.07            | 51.28 | 62.8             | 60.29    | 48.9  |
| <b>IP (%)</b>          | 23.10            | 25.67 | 32.28            | 29.86    | 23.31 |
| <b>Ic</b>              | 1.04             | 1.29  | 1.68             | 1.47     | 1.15  |

D'après les résultats des sondages carottés SC34 et SC36 au niveau des profondeurs (2.5 à 3) m et (6 à 6.6) m, l'indice de plasticité IP, se situe (12 et 25) % classant les sols comme étant peu plastique (selon l'abaque de Casa Grande). Pour les profondeurs qui restent (3.5-4) m, (2.3-2.8) m, et (4.15-4.4) m les valeurs de IP sont supérieures à 25% classant les sols comme étant plastiques (selon l'abaque de casa grande) (voir Annexe A, figure A.1). Et pour l'indice de consistance Ic les résultats donnés par le tableau ci-dessus sont supérieur à 1, classant les sols en état dur, selon la norme NFP94-011 (voir annexe A, tableau A.2).

- **Masse volumique, teneur en eau et degré de saturation :**

Les résultats obtenus à partir des essais effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC34, SC35, et SC37 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.5 : résultats des paramètres physiques.**

| N° Sondages            | SC37 PK (14+075) | SC34 PK (15+475) |       | SC36 PK (15+975) |          |       |
|------------------------|------------------|------------------|-------|------------------|----------|-------|
| <b>Profondeurs (m)</b> | 7-7.4            | 0.6-6            |       | 0-7              |          |       |
|                        |                  | 2.5-3            | 3.5-4 | 2.3-2.8          | 4.15-4.4 | 6-6.6 |
| <b>W (%)</b>           | 8.43             | 8.66             | 18.10 | 8.43             | 16.13    | 21.92 |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

|                                 |       |       |       |       |       |      |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| $\gamma_d$ (kn/m <sup>3</sup> ) | 23    | 16    | 17.8  | 21.8  | 18.8  | 17.7 |
| $\gamma_h$ (Kn/m <sup>3</sup> ) | 24.9  | 17.38 | 21.1  | 23.6  | 21.8  | 21.6 |
| <b>Sr (%)</b>                   | 94.45 | 93.5  | 94.82 | 94.45 | 99.34 | 100  |

D'après les résultats obtenus des essais effectués on retient que :

Les valeurs de la masse volumique sèche varient entre (21.8-23) KN/m<sup>3</sup> a des profondeurs allant de (2.3 à 7.4) m. donc de là on peut déduire que les terrains rencontrés sont très dense, et pour les profondeurs allant de (2.3 à 6.6) m les valeurs de  $\gamma_a$  varient entre 16 et 18.8 KN/m<sup>3</sup>, alors les sols sont denses (selon la norme NFP94-011), voir annexe A, tableau A.3.

Les valeurs du degré de saturation **Sr** varient entre 94 et 100 %, selon la norme NFP94-011 les sols sont saturés. (Voir annexe A, tableau A.4).

### B. Essais mécaniques :

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des échantillons prélevés des sondages carottés, des essais mécaniques ont été réalisés sur les terrains meubles et aussi les terrains rocheux. Ces essais sont donnés dans ce qui suit :

- **Essai de compressibilité à l'œdomètre :**

Les résultats obtenus de l'essai de compressibilité à l'œdomètre effectué sur le SC36 sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6** : résultats de l'essai de compression à l'odomètre

| N°<br>Sondages  | SC 36 PK (15+975) |       |
|-----------------|-------------------|-------|
|                 | 0-7               |       |
| Profondeurs (m) | 2.3-2.8           | 6-6.6 |
| PC (bar)        | 3.33              | 2.34  |
| CC (%)          | 15.85             | 15.03 |
| Cg (%)          | 6.23              | 2.20  |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai de compressibilité à l'œdomètre, les valeurs de coefficient de compressibilité  $CC$  varie de 15.03 à 15.85 %, donc selon Terzagui le sol est moyennement compressible (voir annexe A, tableau A.7), et pour la valeur du coefficient de gonflement  $C_g$  allant de (2.2 à 6.23) %, le sol est peu gonflant à gonflant. (Voir annexe A, tableau A.8).

- **Essai de cisaillement a la boîte de Casa grande :**

L'essai de cisaillement à la boîte permet de déterminer la cohésion et l'angle de frottement des échantillons prélevés pour les utiliser par la suite en phase de calcul de stabilité. Les résultats obtenus à partir de l'essai effectué sur les échantillons issu des sondages carottés SC34 et SC36 sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau III.7 :** résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

| N° Sondages     | SC 34 PK (15+475) | SC 36 PK (15+975) |
|-----------------|-------------------|-------------------|
| Profondeurs (m) | 0.6-6             | 0-7               |
|                 | 3.5-4             | 2.3-2.8           |
| Type d'essai    | CU                | CU                |
| C (bars)        | 1.24              | 0.42              |
| $\phi^\circ$    | 6.92              | 24.07             |

Les résultats obtenus à partir de l'essai de cisaillement à la boîte de type CU, montrent que la cohésion non drainé dans le SC34 égale à 1.24 bars ce qui implique que le sol est ferme, par contre dans le SC36 elle tombe dans la valeur 0.42 bars donc le sol est plastique selon la norme NFP94-011. (Voir annexe A, tableau A.9).

- **Résistance à la compression simple :**

L'essai à la compression simple peut mesurer la résistance à la compression simple  $R_c$  par l'application d'une pression uni axiale sur un matériau rocheux. Les résultats de l'essai effectué sur l'échantillon étudié sont regroupés dans le tableau suivant :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.8** : résultat de résistance à la compression

| N° sondages       | Nature de la roche | Rc (bars) |
|-------------------|--------------------|-----------|
| SC 36 PK (15+975) | Grés calcaire      | 129       |

Selon la valeur de Rc trouvée à partir de l'essai de compression simple qui est égale à 129 bars, la roche à une résistance faible, selon la norme NFP94-420 (voir annexe A, tableau A.10).

○ **Indice de fragmentabilité (FR) et dégradabilité (DG) :**

Les résultats obtenus à partir des essais de fragmentabilité et de dégradabilité sur les échantillons rocheux (calcaires) prélevés des sondages carottés SC34 et SC36 sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9** : résultats des essais de fragmentabilité et de dégradabilité sur les roches

| N° sondages               | SC34 PK (15+475) |       | SC36 PK (15+975) |       |
|---------------------------|------------------|-------|------------------|-------|
| <b>Profondeurs (m)</b>    | 20-27            | 27-30 | 16.5-23          | 23-29 |
| <b>Nature de la Roche</b> | Marno-calcaire   |       | Calcaire         |       |
| <b>FR</b>                 | 11.9             | 13.15 | 2.89             | 3.66  |
| <b>DG</b>                 | 1.62             | 2.7   | 1.89             | 1.83  |

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai de dégradabilité et de fragmentabilité, on retient que le coefficient de fragmentabilité FR est compris entre 11.9 et 13.15 et le coefficient de dégradabilité compris entre 1.62 et 2.7 au niveau du sondage SC34. Et pour le SC36 les résultats de FR et de DG sont respectivement compris entre : 2.8-3.66 et 1.89-1.83, donc selon

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

le GTR (voir annexe A, tableau A.14), les terrains rencontrés sont des roches peu dégradables et peu fragmentables.

### C. Analyses chimiques du sol :

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés du sondage carotté SC34 sont insérés dans le tableau donné ci-dessous :

**Tableau III.10** : résultats des analyses chimiques des sondages carottés

| N° sondages | Profondeur (m) | Nature géologique | Carbonate « CaCO <sub>3</sub> » | Anhydride Carbonique « CO <sub>2</sub> » (%) | Chlorure « NaCl » (%) | Sulfates « Ca So <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O » |
|-------------|----------------|-------------------|---------------------------------|--|-----------------------|---|
| SC34        | 3.5-4          | Argile marneuse   | 21.55                           | 9.48   | 0.35                  | Traces  |

Selon les résultats de l'analyse chimique effectuée sur l'échantillon issu du SC34 au niveau de la profondeur allant de (3.5 à 4) m, on retient que le sol rencontré est une argile marneuse avec un taux de carbonate (CaCO<sub>3</sub>) égale à 21.55% (voir annexe A, tableau A.5), un pourcentage de CO<sub>2</sub> égale à 9.48%, suite à ce résultat on peut noter que le sol est non agressif, selon la norme P18-011 (voir annexe A, tableau A.6), et une teneur en sulfate négligeable.

### III.4 Classifications des sols des sondages carottés selon le GTR :

Le guide de terrassement routier GTR permet la classification des terrains meubles, selon la nature et l'état hydrique du sol, ainsi que des terrains rocheux, selon la nature pétrographique des roches.

Nous avons utilisé le GTR pour classer les échantillons prélevés des sondages carottés SC34, SC36, SC37, et SC35.

#### III.4.1 Sondage SC34 :

Pour le sondage SC34 au niveau des profondeurs [2.5-3] m, le classement sera comme suit :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

### 1. Classement selon la nature :

a. Première niveau de classification :

Tamisé à 80  $\mu\text{m}$  > 35%  $\Longrightarrow$  classe A  $\Longrightarrow$  sols fins

b. Deuxième niveau de classification :

$12 < I_p \leq 25$   $\Longrightarrow$   $I_p = 23.10\%$

c. Sous classe fonction de nature : classe **A<sub>2</sub>**

### 2. Classement selon l'état hydrique :

A. Paramètres d'état :

$0.9 \leq I_c < 1.05$   $\Longrightarrow$   $I_c = 1.04$

B. sous classe fonction de l'état : **A<sub>2</sub> h**

Pour les échantillons pris des sondages carottés SC34, et SC36 à des profondeurs allant de (2.3-6.6) m, le classement selon le GTR est donné par le tableau ci-contre :

**Tableau III.11** : classification des sols des SC34 et SC36 selon le GTR

| N° sondage  | Profondeurs<br>(m) | Classement selon la nature |                | Classement selon l'état hydrique |
|-------------|--------------------|----------------------------|----------------|----------------------------------|
|             |                    | Classe                     | Sous classe    | Sous classe fonction de l'état   |
| <b>SC34</b> | 3.5-4              | A                          | A <sub>2</sub> | A <sub>2</sub> S                 |
| <b>SC36</b> | 2.3-2.8            | A                          | A <sub>3</sub> | A <sub>2</sub> ts                |
|             | 4.15-4.4           | A                          | A <sub>3</sub> | A <sub>2</sub> ts                |
|             | 6-6.6              | A                          | A <sub>2</sub> | A <sub>2</sub> m                 |



## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

### III.4.2 Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés « SC34 » et « SC36 » selon le GTR :

- **Sondage SC34 au niveau des profondeurs [20-27] m et [27-30] m :**

Le classement selon le GTR des matériaux rocheux obtenus à partir du sondage carotté SC34 est basé sur les étapes suivantes :

1. Classement selon la nature :

- Nature pétrographique de la roche :

Roche sédimentaires  $\Rightarrow$  roches argileuses  $\Rightarrow$  marnes  $\Rightarrow$  classe **R<sub>3</sub>**

- **Sondage SC36 profondeurs [10.5-23] m et [23-29] m :**

Le classement des matériaux rocheux trouvés dans le sondage SC36 se fait comme suit :

1. Classement selon la nature :

- Nature pétrographique des roches :

Roches sédimentaires  $\Rightarrow$  roches carbonatés  $\Rightarrow$  calcaires  $\Rightarrow$  classe **R<sub>2</sub>**

### III.5 Terrassements :

La géomorphologie accidentée de la région d'étude, est en faveur des terrassements importants, cette opération peut comprendre des extractions des matériaux (déblais), ou la mise en dépôt des terres (remblais), dans le tronçon étudié des déblais de plus de 10m sont extraits.

- **Déblais :**

Les sections intéressées par des déblais supérieurs à 10 m de hauteur dans le tronçon étudié (PK14+00 au PK17+133) sont consignées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.12 : hauteurs de déblais supérieurs à 10m**

| PK        | Hauteur maximale (m) |
|-----------|----------------------|
| PK 15+950 | 28.93                |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

Les matériaux extraits des déblais sont attribués aux formations, Schistes, argilites, marno-calcaire, et calcaire.

D'après le GTR les matériaux rocheux appartient à la classe R (roches sédimentaires), selon la nature de la roche, deux classes sont distinguées : R<sub>2</sub> pour le calcaire et marno-calcaire, ainsi que R<sub>3</sub> pour le schiste et l'argilite.

### III.5.1 Volumes des terrassements :

L'analyse des profils en long et profils en travers courants du tracé de l'évitement a permis d'estimer les volumes des déblais exploitables. La nature et les volumes des déblais exploitables sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.13** : volumes de déblais et de matériaux. [18]

| Axe                           | Volume de déblai (m <sup>3</sup> ) | Nature géologique   | Volumes de matériaux (m <sup>3</sup> ) | (%)   | Hauteurs de remblai (m) |
|-------------------------------|------------------------------------|---|--|-------|-------------------------|
| Rétablissement<br>PK (14+739) | 18321                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Argile Marneuse Altérée schisteuse (A<sub>2t</sub>s).</li> <li>▪ Schiste friable (sol A<sub>2m</sub>)</li> </ul> | 6836.19                                | 37.13 | -<br><br>≤ 10           |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

|  |        |   |           |       |                                   |
|--|--------|---|-----------|-------|-----------------------------------|
| <b>Contournement</b><br><br>PK (15+750)-<br><br>PK (16+375)                | 949857 | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Marne altérée schisteuse (A<sub>3</sub> ts).</li> <li>▪ Alternance de schiste rocheux (R<sub>3</sub>) et de marne indurée (A<sub>3</sub>ts)</li> <li>▪ Alternance de calcaire (R<sub>2</sub>) schiste (R<sub>3</sub>) avec des passages de marne indurée (A<sub>3</sub> ts)</li> </ul> | 655073.80 | 68.96 | -<br><br>Sans conditions<br><br>- |
| <b>Rétablissement</b><br>PK (16+238)<br><b>Rétablissent</b><br>PK (16+605) | 7666   | <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Marne indurée schisteuse (A<sub>3</sub>ts)</li> </ul>  | 0         | 0     | -                                 |
| <b>Total</b>   | 975844 |   | 661909.99 |       |                                   |

### Commentaire :

A partir du tableau III.10, le volume des matériaux réutilisables est de **661909.99m<sup>3</sup>**, soit **68%** du volume total déblai.

### III.6 Gite de matériaux meubles (remblai, couche de forme) et carrière (matériaux granulaire) :

La réalisation du contournement de la ville de Cherchell, nécessite un apport en matériaux d'emprunts et carrière, pour la construction des remblais, couche de forme et corps de chaussée.

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

Différents gites et carrières ont été prospectés dans la wilaya de TIPAZA ; les échantillons prélevés de ces gites et carrières ont été soumis aux essais de laboratoire (analyses granulométriques, limites d'Atterberg, essais Proctor modifié, essais CBR, essai Los Angeles et Micro Deval), dont les résultats serviront de base à la classification des matériaux selon leurs caractéristiques géotechniques requises.

Vu le contexte géologique de la région de Tipaza (cartes géologiques de Tipaza, Cherchell, Menaceur, et Hadjout), plusieurs formations sont prometteuses en matériaux de remblai, couche de forme et corps de chaussée, Il s'agit de :

- Pour les formations meubles, ils sont représentés essentiellement par les formations quaternaires et Pliocènes (sables argileux du Villafranchien, et faciès calcaire du Pliocène supérieur) rencontrés au niveau de PK14+600, PK21+450, PK23+350, et Sidi Rached.
- Pour les gites des matériaux granulaires c'est le calcaire compact d'âge crétacé et roches magmatiques (microgranite et andésites) de, Ahmeur EL Aine, Menaceur, et Hadjret En –Nous, la localisation des gites et la nature des matériaux correspondants sont donnés dans le tableau ci-contre :

**Tableau III.14 :** localisation des carrières et la nature des matériaux. [5]

| N°                       | 1   | 2                            | 3                            | 4                            | 5                            | 6                            | 7                            | 8                            |
|--------------------------|---|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| <b>Localisation</b>      | Hadjret Ennous                                | Sidi Amar                    | -                            | Meurad                       | Ahmeur Elaine                | Ahmeur Elaine                | Ahmeur Elaine                | Ahmeur Elaine                |
| <b>Nature géologique</b> | Microgranite de couleur grisâtre à blanchâtre | Calcaire et couleur grisâtre | Calcaire et couleur grisâtre | Andésite de couleur grisâtre | Andésite de couleur grisâtre | Andésite de couleur grisâtre | Andésite de couleur grisâtre | Andésite de couleur grisâtre |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

### III.6.1 Gites d'emprunts :

Les gites d'emprunts sont localisés à l'Est de la ville de Tipaza à proximité de la voie express Bou Ismail-Cherchell. Ces gites sont les suivants :

- **Gite de Tipasa PK14+600** : il est situé à environ 120 m au Nord du PK14+600 du tracé de la voie express Bou Ismail-Cherchell.

#### ❖ Paramètres d'identification :

##### ↳ Granulométrie

Les résultats obtenus à partir des essais granulométriques effectués sur des échantillons pris des différents puits réalisés sur site sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15** : les résultats de granulométrie de gite de Tipasa (PK14+600)

| N° puits                     | PU1     | PU2     | PU3     | PU4     | PU5     |
|------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| <b>Profondeurs (m)</b>       | 0.8-1.5 | 0.8-1.5 | 0.8-1.5 | 0.8-1.5 | 0.8-1.5 |
| <b>% des passants à 50mm</b> | 100     | 100     | 100     | 100     | 100     |
| <b>% des passants à 2mm</b>  | 80.26   | 86.86   | 84.94   | 87.61   | 86.83   |
| <b>% des passants à 80µm</b> | 44.02   | 60.43   | 59.07   | 62.63   | 48.78   |
| <b>% des passants à 2µm</b>  | 17.3    | 28.07   | 19      | 31      | 21.77   |

D'après les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectuée sur les échantillons prélevés au niveau des puits (PU1, PU2, PU3, PU4, et PU5), selon la classification GTR les sols rencontrés sont classés comme étant des sols fins (pourcentage des passants à 80µm sont supérieurs à 35%). (Voir annexe A, tableau A.1)

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

### ↳ Limites d'Atterberg :

Les résultats des limites de liquidité, limites de plasticité, et de l'indice de consistance obtenus de l'essai des limites d'Atterberg sont représentés dans le tableau ci-contre :

**Tableau III.16** : Résultat des limites d'Atterberg des gites de Tipasa (PK14+600)

| N° Puits                     | PU1       | PU2       | PU3       | PU4       | PU5       |
|------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Profondeur (m)               | 0.8 – 1.5 | 0.8 – 1.5 | 0.8 – 1.5 | 0.8 – 1.5 | 0.8 – 1.5 |
| Limite de liquidité $W_L$ %  | 31.01     | 35.1      | 31.55     | 32.24     | 34.42     |
| Limite de plasticité $W_p$ % | 16.43     | 17.17     | 16.38     | 16.02     | 17.63     |
| Indice de plasticité $I_p$ % | 15.58     | 17.93     | 15.17     | 16.22     | 16.79     |

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai effectué sur des échantillons issus des puits de reconnaissances on retient : que les pourcentages de IP varient entre (15 et 17 %), donc selon l'abaque de Casagrande les sols rencontrés sont des argiles peu plastiques. (Voir Annexe A)

### ❖ Paramètres mécaniques :

#### ↳ Proctor modifié et CBR :

Les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.17** : résultats des essais Proctor modifié et CBR des gites de Tipasa (PK14+600)

| N° puits                      |                                     | PU1                                    | PU2       | PU3       | PU4       | PU5       |      |
|-------------------------------|-------------------------------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|------|
| Profondeur (m)                |                                     | 0.80-1.50                              | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 |      |
| <b>Proctor Modifié</b>        | $\gamma_{dmax}$ (t/m <sup>3</sup> ) | 2.08                                   | 1.89      | 1.87      | 1.83      | 1.88      |      |
|                               | $\omega_{opm}$ (%)                  | 12.90                                  | 11.20     | 10.20     | 12.30     | 10.40     |      |
| <b>C.B.R imbibé à 4 jours</b> | <b>56 Coups</b>                     | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )         | 2.03      | 1.89      | 1.83      | 1.83      | 1.88 |
|                               |                                     | I <sub>CBR</sub>                       | 1.59      | 10.94     | 1.48      | 8.82      | 5.82 |
|                               |                                     | Gonflement (mm)                        | 0.78      | 1.25      | 1.02      | 0.55      | 1.57 |
|                               | <b>25 Coups</b>                     | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )         | 1.97      | 1.77      | 1.76      | 1.76      | 1.77 |
|                               |                                     | I <sub>CBR</sub>                       | 1.14      | 9.70      | 0.97      | 3.85      | 3.19 |
|                               |                                     | Gonflement (mm)                        | 1.88      | 1.65      | 2.12      | 0.94      | 2.04 |
|                               | <b>10 Coups</b>                     | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )         | 1.76      | 1.62      | 1.58      | 1.52      | 1.58 |
|                               |                                     | I <sub>CBR</sub>                       | 0.81      | 6.05      | 0.81      | 1.26      | 2.09 |
|                               |                                     | Gonflement                             | 2.67      | 2.36      | 2.75      | 1.65      | 2.75 |
|                               | <b>I<sub>CBR</sub></b>              | <b>I<sub>CBR</sub> à 95 % de L'OPN</b> | 1.19      | 9.93      | 1.11      | 3.55      | 3.47 |

D'après les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR mentionnés dans le tableau ci-dessus, on retient que : les valeurs de la densité sèche obtenues varient entre 1.83 à 2.08 t/m<sup>3</sup> et les valeurs des teneurs en eau optimales correspondantes sont comprises entre 10.2 à 12.9%.

Pour l'essai CBR après immersion de 4 jours, effectué avec un nombre de coups égale à 56, on remarque que les indices CBR au niveau des puits de reconnaissance (PU1 et PU3) sont respectivement de l'ordre de 1,48 et 1,58, donc le sol a une très mauvaise portance avec un I<sub>CBR</sub> inférieur à 5, contrairement au niveau des puits (PU2, PU4 et PU5) la portance est

## **Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR**

---

mauvais à moyenne (ICBR entre 5 et 10), selon le catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées (voir Annexe A, tableau A.11).

Pour l'essai CBR effectué avec des échantillons compactés avec une teneur en eau de 95% de l'optimum Proctor, on remarque qu'au niveau des puits de reconnaissance (PU1, PU3, PU4 et PU5) les valeurs de l'indice CBR allant de (1.19 à 3.47), donc la portance des sols est très mauvaise avec un ICBR inférieur à 5, et au niveau du PU2 l'indice CBR est égale à 9.93% (mauvaise portance ICBR compris entre 5 et 10). Selon le catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées. (Voir annexe A, tableau A.11).

### **III.6.1.1 Classifications des sols des gites de Tipasa PK (14+600) selon le GTR :**

La classification selon le guide de terrassement routier (GTR), des matériaux rencontrés au niveau des gites prélevés des puits de reconnaissances PU1, PU2, PU3, PU4, et PU5 se fait comme suit :

- **Puits 1 :**

Les terrains trouvés au niveau du puits 1, sont classés comme suit :

- 1. Classement selon la nature :**

- a. Première niveau de classification :**

Tamisat à 80  $\mu\text{m}$  > 35%  $\Longrightarrow$  classe A  $\Longrightarrow$  sols fins

- b. Deuxième niveau de classification :**

$12 < I_p \leq 25 \Longrightarrow I_p = 15.58\%$

- c. Sous classe fonction de nature : classe A2**

Le classement selon le GTR des autres puits (PU2, PU3, PU4 et PU5) est donné par le tableau ci-contre



## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.18** : classification des sols selon le GTR des gites de Tipasa pk (14+600)

| N° puits   | Classement selon la nature |                |
|------------|----------------------------|----------------|
|            | Classe                     | Sous classe    |
| <b>PU2</b> | A                          | A <sub>2</sub> |
| <b>PU3</b> | A                          | A <sub>2</sub> |
| <b>PU4</b> | A                          | A <sub>2</sub> |
| <b>PU5</b> | A                          | A <sub>2</sub> |

- **Gite de Tipaza PK21+450** : il est situé à environ 200 m au Sud du PK21+450 du tracé de la voie express Bou Ismail-Cherchell.
  
- **Granulométrie**

Les résultats de l'analyse granulométrique sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19** : résultats de l'essai granulométrique des gites de Tipasa (PK21+450)

| N° Puits                            |                                | PU1       | PU2       | PU3       | PU4       | PU5       |
|-------------------------------------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>Profondeur (m)</b>               |                                | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 |
| <b>Analyses<br/>Granulométrique</b> | <b>% des passants à 50 mm</b>  | 92.55     | 97.95     | 95.77     | -         | -         |
|                                     | <b>% des passants à 2 mm</b>   | 54.79     | 55.63     | 56.13     | 84.36     | 79.54     |
|                                     | <b>% des passants à 80 μ m</b> | 27.04     | 20.11     | 27.75     | 42.27     | 34.41     |
|                                     | <b>% des passants à 2 μ</b>    | 10        | 7         | 9         | 13        | 12        |

D'après les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectuée sur les échantillons prélevés des puits (PU1, PU2, PU3), les sols rencontrés sont classés comme étant des sols sableux et graveleux avec des fines, selon le GTR (pourcentage de tamisats à 80μm

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

inférieurs à 35% compris entre 20,11% et 34.41), par contre au niveau du puits (PU4), le sol est classé comme un sol fin (pourcentage de tamisats à 80 $\mu$ m supérieur à 35%). Voir annexe A, tableau A.1.

- **Limites d'Atterberg :**

Les résultats obtenus de l'essai sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20** : résultats des limites d'Atterberg des gites de Tipasa (PK21+450)

| N° Puits                        |   | PU1       | PU2       | PU3       | PU4       | PU5       |
|---------------------------------|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Profondeur (m)                  |   | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 |
| <b>Limites<br/>d'Atterberge</b> | <b>Limite de liquidité <math>w_L</math></b><br>(%)  | 23.98     | 22.08     | 24.98     | 23.79     | 25.10     |
|                                 | <b>Limite de plasticité <math>w_p</math></b><br>(%) | 13.08     | 12.66     | 13.54     | 12.61     | 13.63     |
|                                 | <b>Indice de plasticité <math>I_p</math></b> (%)    | 10.95     | 9.42      | 11.44     | 11.17     | 11.47     |

D'après les résultats des limites obtenus à partir de cet essai on retient que : les valeurs de IP varient entre (9 à 11 %), donc selon l'abaque de Casagrande classant les sols comme étant des sols fins peu plastique. (Voir annexe A, figure A.1).

- **Proctor modifié et CBR**

Les résultats obtenus à partir des essais CBR et Proctor effectués sur des échantillons pris des différents puits de reconnaissances sont représentés dans le tableau ci-après :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

**Tableau III.21** : résultats des essais Proctor modifié et CBR des gites de Tipasa (PK21+450)

| N° Puits                             |                                       | PU1                      | PU2       | PU3       | PU4       | PU5       |       |
|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| Profondeur (m)                       |                                       | 0.80-1.50                | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 | 0.80-1.50 |       |
| <b>Proctor<br/>Modifié</b>           | $\gamma_d \text{ max (t/m}^3\text{)}$ | 2.00                     | 2.00      | 2.08      | 1.95      | 1.97      |       |
|                                      | $\omega \text{ opm (\%)}$             | 8.80                     | 9.00      | 8.40      | 10.20     | 11.20     |       |
| <b>C.B.R imbibé<br/>à<br/>4jours</b> | <b>56<br/>coups</b>                   | $\gamma_d(\text{t/m}^3)$ | 1.99      | 1.99      | 2.07      | 1.94      | 1.97  |
|                                      |                                       | <b>ICBR</b>              | 50.79     | 80.22     | 28.70     | 24.45     | 14.85 |
|                                      |                                       | <b>Gonflement</b>        | 0.095     | 0.03      | 0.063     | 0.38      | 0.12  |
|                                      | <b>25<br/>coups</b>                   | $\gamma_d(\text{t/m}^3)$ | 1.93      | 1.92      | 1.97      | 1.87      | 1.88  |
|                                      |                                       | <b>ICBR</b>              | 27.08     | 46.17     | 17.97     | 14.87     | 11.97 |
|                                      |                                       | <b>Gonflement</b>        | 0.12      | 0.007     | 0.61      | 0.41      | 0.22  |
|                                      | <b>10<br/>coups</b>                   | $\gamma_d(\text{t/m}^3)$ | 1.86      | 1.85      | 1.88      | 1.77      | 1.78  |
|                                      |                                       | <b>ICBR</b>              | 13.63     | 27.31     | 12.30     | 8.14      | 10.64 |
|                                      |                                       | <b>Gonflement</b>        | 0.12      | 0.11      | 0.17      | 0.51      | 0.25  |
| <b>ICBR</b>                          | <b>I CBR à 95%<br/>de l'OPm</b>       | 19.79                    | 39.93     | 18.39     | 13.50     | 11.79     |       |

D'après les résultats obtenus des essais mentionnés dans le tableau ci-dessus, on retient que : les valeurs de la densité sèche obtenues à partir de l'essai Proctor modifié varient entre 1.95 et 2,08 t/m<sup>3</sup> et les valeurs des teneurs en eau optimales correspondantes sont comprises entre 8,4 à 11,2%.

Pour l'essai CBR après immersion de 4 jours, effectué avec un nombre de coups égale à 56, on remarque que les indices CBR au niveau des puits de reconnaissances (PU1 et PU2) sont égales respectivement à 50,79 et 80,22, selon le catalogue Algérien de dimensionnement des

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

chaussées la portance du sol est très bonne (ICBR supérieur à 40). Contrairement au niveau des puits (PU2, PU4 et PU5) la portance est moyenne à bonne (ICBR entre 10 et 40).

Pour l'essai CBR effectué avec des échantillons compactés avec une teneur en eau de 95% de l'optimum Proctor, l'indice CBR trouvé au niveau des puits de reconnaissances (PU1, PU2, PU3, PU4 et PU5) est entre 11.79 et 39.93, donc selon le catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées, la portance est moyenne à bonne avec un ICBR compris entre 10 et 40. (Voir annexe A, tableau A.11).

### III.6.1.2 classifications des sols des gites de Tipasa PK (21+450) selon le GTR :

#### • Puits 1 (PU1) :

La classification GTR des matériaux prélevés du puits de reconnaissance PU1 est comme suit :

#### 1. Classement selon la nature :

##### a. Première niveau de classification :

Tamisat à 80  $\mu\text{m}$  < 35%  $\Longrightarrow$  classe B  $\Longrightarrow$  sols sableux et graveleux avec fines.

##### b. Deuxième niveau de classification :

$I_p \leq 12 \Longrightarrow I_p = 10.95\%$

##### c. Sous classe fonction de nature : classe **B<sub>5</sub>**

Le classement des autres puits (PU2, PU3, et PU5) selon le GTR est donné par le tableau ci-contre :

**Tableau III.22** : classification des sols selon le GTR des gites de Tipasa (PK21+450)

| N°<br>puits | Classement selon la nature |                |
|-------------|----------------------------|----------------|
|             | Classe                     | Sous classe    |
| <b>PU2</b>  | B                          | B <sub>5</sub> |
| <b>PU3</b>  | B                          | B <sub>5</sub> |
| <b>PU5</b>  | B                          | B <sub>5</sub> |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

- **Puits 5 (PU5) :**

La classification au niveau du puits 5, se fait comme suit :

a. Première niveau de classification :

Tamisé à 80  $\mu\text{m}$  > 35%  $\Longrightarrow$  classe A  $\Longrightarrow$  sols fins

b. Deuxième niveau de classification :

$I_p \leq 12$   $\Longrightarrow$   $I_p = 11.17\%$

c. Sous classe fonction de nature : classe **A<sub>1</sub>**

Pour les gites de Tipasa (PK 23+350) et de Sidi Rached, les essais effectués au niveau de ces gites et la classification des matériaux sont mentionnés en annexe B.

### III.6.2 Carrières :

Les résultats des essais effectués sur les échantillons des carrières sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23** : résultats des essais de laboratoire des carrières. [5]

| N° | Localisations |               |              | Nature géologique | Classe granulaire | LA (%) | MDE (%) |
|----|---------------|---------------|--------------|-------------------|-------------------|--------|---------|
|    | wilaya        | localité      | denomination |                   |                   |        |         |
| 1  | Tipaza        | Hajret Ennous | EGCO         | Microgranite      | 3/8               | 27.5   | 22.6    |
|    |               |               |              |                   | 8/15              | 15     | 15.4    |
|    |               |               |              |                   | 15/25             | 12     | 11.86   |
|    |               |               |              |                   | 0/40              | 11     | 15.5    |
| 2  | Tipaza        | Sidi Amar     | SALAH        | calcaire          | 3/8               | 17.6   | 21.3    |
|    |               |               |              |                   | 8/15              | 20.6   | 19.6    |
|    |               |               |              |                   | 15/25             | 17     | 17.4    |
| 3  | Tipaza        | -             | SPMC         | calcaire          | bloc              | 12     | 90.2    |
| 4  | Tipaza        | Meurad        | SARL ABADLIA | Andésite          | 25/40             | 12.2   | 8.80    |
|    |               |               |              |                   |                   |        |         |

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

|          |        |                  |         |          |       |      |       |
|----------|--------|------------------|---------|----------|-------|------|-------|
| <b>5</b> | Tipaza | Ahmer<br>Al Aine | PPCMC   | Andésite | 3/8   | 60   | 27.7  |
|          |        |                  |         |          | 8/15  | 50   | 23.1  |
|          |        |                  |         |          | 15/25 | 48.4 | 20.7  |
| <b>6</b> | Tipaza | Ahmer<br>Al Aine | CAMOMA  | Andésite | 3/8   | 47.6 | 25.5  |
|          |        |                  |         |          | 8/15  | 37.6 | 18.9  |
|          |        |                  |         |          | 15/25 | 36   | 18.1  |
| <b>7</b> | Tipaza | Ahmer<br>Al Aine | SONATRO | Andésite | 3/8   | 17.6 | 21.1  |
|          |        |                  |         |          | 8/15  | 11.6 | 19.5  |
|          |        |                  |         |          | 15/25 | 8    | 18.56 |

D'après les résultats obtenus à partir des deux essais Los Angeles et Micro-Deval données par le tableau ci-dessous on retient que :

- Les roches magmatiques et métamorphiques (granite, et Andésite) issus au niveau des carrières : « EGCO, SARL ABADLIA, PPCMC, CAMOMA et SONATRO » sont des roches dures selon le GTR avec des valeurs de MDE comprises entre 8.8 à 27.7%. (voir annexe A, tableau A.13)
- Les roches sédimentaires (calcaire) issus au niveau de la carrière « SALAH » sont des roches dures selon le GTR avec des valeurs de MDE comprises entre 17.4 et 21.3%, contrairement à la carrière de « SPMC » ou la roche de calcaire est de faible dureté avec un MDE égale à 90.2%.

### III.6.2.1 Classification des matériaux rocheux des carrières cités dans le tableau (III.29) selon le GTR :

- **Carrières n° 2 et 3 :**

1. Classement selon la nature :

- nature pétrographique de la roche :

## Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR

Roche sédimentaire  $\Rightarrow$  roche carbonaté  $\Rightarrow$  calcaire rocheux  $\Rightarrow$   
classe **R<sub>2</sub>**

### 1. Classement selon l'état hydrique :

- Paramètres et seuils retenus :
  - Pour la carrière n° 2 : MDE < 45 %
  - Pour la carrière n°3 : MDE > 45%
- Sous classe :

Carrière n°2 : roche dure  $\Rightarrow$  classe **R<sub>21</sub>**

Carrière n°3 : roche de dureté moyenne  $\Rightarrow$  classe **R<sub>22</sub>**

- **Carrières n° 1, 4, 6, 7 :**

### 1. Classement selon la nature :

- nature pétrographique de la roche :

Roches magmatiques et métamorphiques  $\Rightarrow$  granite et Andésite  $\Rightarrow$  classe **R<sub>6</sub>**

### 2. Classement selon l'état hydrique :

- Paramètres et seuils retenus :  
MDE < 45%
- Sous classe : **R<sub>61</sub>**

## III.7 Conclusion :

Après avoir analysé et interprété les résultats des différents essais effectués sur les sondages carottés et les différents puits de reconnaissances, il en ressort que les sols rencontrés le long du tronçon étudié sont classés comme étant des sols fins (classe A) selon la classification GTR, ce sont des argiles plastique a peu plastique non agressive. Pour les matériaux rocheux caractérisés par un faible indice de fragmentation et dégradation tombent dans la classe **R<sub>2</sub>** et **R<sub>3</sub>** selon le GTR

### **Chapitre III : Interprétation des données géotechniques et classification des sols selon le GTR**

---

Selon le guide de terrassement routier, les sols constituant les gites de Tipaza et Sidi Rached sont classés comme étant des sols sableux et graveleux avec des fines de classe B<sub>5</sub>. Pour les matériaux rocheux rencontrés dans les différentes carrières tombent dans la classe : R<sub>21</sub>, R<sub>22</sub> et R<sub>61</sub>.

Le volume des matériaux réutilisables est de 661909.99 cm<sup>3</sup> soit 68% du volume des déblais.



# **Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art**

---

## **IV.1 Introduction**

L'objet de ce chapitre est le dimensionnement du corps de chaussée du tronçon routier étudié par les deux méthodes CTTTP et CBR, une analyse de stabilité des talus en déblai de 28.93m de hauteur par la méthode des éléments finis, et enfin un calcul de la capacité portante des fondations et l'estimation des tassements de l'ouvrage d'art (viaduc).

**Partie A : dimensionnement du corps de  
Chaussée**

# Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

## A.1 Dimensionnement de corps de chaussée :

Pour le dimensionnement du corps de chaussée, on s'est basé principalement sur deux méthodes, à savoir la méthode CTTP et la méthode CBR.

Les données du projet routier du contournement de la ville de Cherchell sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1** : Données du projet [18]

| Données  | Les valeurs                                       |
|--|---|
| Trafic journalier à l'année<br>comptage (2012) | $TJMA_{2012} = 16000v/j/2sens = 8000$<br>v/j/sens |
| Le taux d'accroissement annuel du<br>trafic    | 4%  |
| Le pourcentage de poids lourds                 | 20%   |
| La durée de vie                                | 20ans   |
| Indice CBR                                     | 3   |

### A.1.1 Méthode de catalogue de dimensionnement de la chaussée neuve(CTTP) :

Les données de base pour le dimensionnement des structures de chaussées sont le trafic, les caractéristiques des matériaux, le risque de calcul, les données climatiques, la durée de vie et le sol support de chaussée.

#### 1. Le trafic :

C'est essentiellement le trafic des poids lourds (véhicule de charge supérieure à 3.5 tonne) qui intervient comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées.

#### ❖ Détermination du type de réseau principale (RP)

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Le choix de réseau principal (RP1 ou RP2) est fait en fonction du trafic journalier. Le réseau principal (RP1) comporte des liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour. Le second (RP2) comporte des liaisons supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules/jour

### Application au projet

Le trafic journalier trouvé sur la RN11 à l'année 2012 est

$T_{2012} = 16\ 000\ V/J/2\text{sens}$  donc  $8000\ v/j/\text{sens}$ , le  $TJMA_{2012}$  est égale à  $8000\ v/j/\text{sens} > 1500\ v/j/\text{sens}$ , donc le réseau de chaussée est de **niveau 1 (RP1)**.

#### ❖ Détermination de la classe du trafic TPLi :

La classe TPLi est donnée en nombre de poids lourds par jour par sens sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service.

La valeur de TPLi peut nous donner la classe du trafic, elle est calculée par la formule suivante :

$$TPLi_{2020} = TJMA_{2012} \times 0.9 \times pl (1 + i)^n \quad (IV.1)$$

Avec :

**i** : taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement.

**PL (%)** : Le pourcentage des poids lourds.

**TJMA 2020** : trafic journalier de l'année de la mise en service.

**0.9** : Répartition transversale du trafic (90% du PL sur la voie lente de droite).

**Application au projet :**

$$TPLi_{2020} = 8000 \times 0.20 \times (1 + 0.04)^8 \times 0.9$$

$$TPLi_{2020} = 1970.73\ PL/j/\text{sens}$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

D'après le catalogue de dimensionnement de chaussée neuve, notre trafic est de classe TPL<sub>6</sub>

1500 < 1970.73 < 3000            Classe TPL<sub>6</sub>

### ❖ Détermination de trafic cumulé de pl. (TC<sub>i</sub>)

Le (TC<sub>i</sub>) est le trafic cumulé de poids lourd (PL) sur une période considérée pour le dimensionnement (durée de vie). Il est donné par la formulation suivante :

$$TC_i = TPL_i \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (IV.2)$$

### Application au projet

Pour une période de dimensionnement égale à 20 ans, le trafic cumulé est donné comme suit :

$$TC_i = TPL_i \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} = 1970.73 \times 365 \times \frac{(1+0.04)^{20} - 1}{0.04}$$

$$TC_i = 21.41 \times 10^6 \text{ PL/j/sens}$$

### ❖ Détermination de trafic cumulé équivalent TCE<sub>i</sub>

Ce paramètre représente le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement. Il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée de l'ouvrage. Le trafic cumulé équivalente met en évidence l'agressivité des poids lourds par le biais d'un noté A. Il est donné par la formule suivant :

$$TCE_i = TC_i \times A \quad (IV.3)$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Les valeurs de A donné par le catalogue de CTTTP, sont donné dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.2 :** valeur de coefficient d'agressivité A [2]

| Niveau de réseau principal | Type des matériaux et structure                           | Valeur de A |
|----------------------------|---|-------------|
| RP1                        | Chaussée a matériaux traité au bitume<br>BB/BB ; BB/TUF   | 0.6         |
|                            | Chaussée à matériaux traité au liant<br>hydraulique GL/GL | 1           |

### Application au projet

Etant donné que le tronçon routier considéré dans notre projet tombe dans des niveaux de réseau principale (RP1), avec un type de matériau choisi pour la réalisation de la chaussé comme étant un matériau traité au bitume, la valeur adoptée au coefficient d'agressivité A est de 0.6 comme indiquée dans le tableau ci-dessus.

Donc pour un coefficient d'agressivité égale à : **A=0.6**

Le trafic cumulé équivalente est calculé comme suit :

$$TCEi = TCi_{2040} \times A = 21.411927 \times 10^6 \times 0.6 \quad (IV.4)$$

$$TCEi = 12.84 \times 10^6 \text{ essieu 13t/ durée vie.}$$

### 2. Détermination de la structure type du corps de chaussée par niveau de réseau principal :

Le choix de la structure type est en fonction du niveau de réseau principal RP1 ou RP2. Le choix des structures types sont mentionnées dans le tableau donné par le catalogue CTTTP dans suivant :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

**Tableau IV.3 :** Structure disponible dans le catalogue [1]

| Niveau de réseau principal (RPi) | Matériaux types                                  | Structures                          |
|----------------------------------|--|-------------------------------------|
| <b>RP1</b>                       | MTB (matériaux traité au bitume)                 | GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG |
|                                  | MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques) | GL/GL, Bcg/GC                       |
| <b>RP2</b>                       | MNT (matériaux non traités)                      | GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG, SG/SG      |
|                                  | MTB (matériaux traités au bitume)                | SB/SG                               |

Le réseau principal est de niveau 1 (RP1), donc d'après les structures disponibles dans le catalogue du CTPP, on choisit la structure de type : **GB/GNT** selon la nature des matériaux disponibles.

### 3. Détermination de la portance du sol support de chaussée :

La structure de la chaussée est construite sur un sol support, donc la détermination de sa portance est nécessaire. Cette portance est en fonction de l'indice CBR, Elle est répertoriée dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.4 :** classes de portance des sols Si [1]

| Portance (Si) | CBR   | Interprétation         |
|---------------|-------|------------------------|
| S4            | <5    | Très mauvaise portance |
| S3            | 5-10  | Mauvaise portance      |
| S2            | 10-25 | Portance moyenne       |

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

|    |       |                     |
|----|-------|---------------------|
| S1 | 25-40 | Bonne portance      |
| S0 | >40   | Très bonne portance |

Pour le dimensionnement des structures on distingue 5 classes de portance de sol support et les valeurs des modules de déformation, de ces classes sont indiqués sur le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.5** : Classes de portance des sols supports [1]

| Classe de sols-supports | <b>S4</b>    | S3    | S2     | S1      | S0    |
|-------------------------|--------------|-------|--------|---------|-------|
| <b>Module (MPa)</b>     | <b>15-25</b> | 25-50 | 50-125 | 125-200 | > 200 |

**NB** : dans le tronçon routier étudié l'essai CBR n'est pas réalisé, pour cette raison on va l'estimer par une valeur qui est inférieure à 5 (mauvaise portance du sol), c'est le cas le plus défavorable.

L'indice CBR choisit est égale à 3, cette valeur est inférieure à 5 donc d'après le tableau IV.5 mentionné ci-dessus, le sol support à une mauvaise portance.

$$\text{Donc : } E(\text{MPa})=5 \times 3= 15\text{MPa} \quad (\text{IV.5})$$

Notre sol tombe dans la classe S4, car le module de déformation est de l'ordre de 15 à 25 MPa, valeurs classant le sol comme sol de très mauvaise portance.

#### 4. La zone climatique :

La région de Cherchell est située dans le nord de l'Algérie avec une pluviométrie > 600 mm/an (600-800mm/an), d'après le tableau suivant donnant la classe des zones climatiques région d'étude appartient à : **la Zone climatique I.**



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

**Tableau IV.6 : zone climatique de pluviométrie [2]**

| Zone climatique | Pluviométrie<br>(mm/an) | Climat             | Région                |
|-----------------|-------------------------|--------------------|-----------------------|
| <b>I</b>        | <b>600</b>              | <b>Très humide</b> | <b>Nord</b>           |
| II              | 350-600                 | Humide             | Nord, hautes plateaux |
| III             | 100-350                 | Semi-aride         | Hautes plateaux       |
| IV              | <100                    | Aride              | Sud                   |

### 5. La température équivalente :

Les valeurs de la température équivalente en fonction des zones climatiques données par le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves sont reportées dans (Tableau IV.7).

**Tableau IV.7 : Choix des températures équivalents [2]**

|  | Zones climatiques |     |    |
|--|-------------------|-----|----|
| Températures équivalentes (Θéd) en (C °) | I / II            | III | IV |
|  | 20                | 25  | 30 |

Etant donné que notre zone d'étude appartient à la zone climatique I, le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves lui profère une température équivalente de l'ordre de **20°C**.

### 6. La durée de vie :

La durée de vie est choisie selon le réseau principal et le type de matériaux constituant la structure de chaussée. Le tableau ci-après représente les durées de vie des différentes structures de chaussées :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

**Tableau IV.8 : durée de vie adoptée [5]**

| Niveau de réseau principal (RP) | Matériaux types                                  | Structures                          | Durée de vie (années) |
|---------------------------------|--|-------------------------------------|-----------------------|
| <b>RP1</b>                      | MTB (matériaux traités au bitume)                | GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AB | <b>20</b>             |
|                                 | MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques) | GL/GL, Bcg/GC                       | 20                    |
| <b>RP2</b>                      | MNT (matériaux non traités)                      | GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG ;SG/SG      | 15                    |
|                                 | MTB (matériaux traités au bitume)                | SB/SG                               | 15                    |

Les matériaux choisis dans notre cas sont du type GB/GNT préférant une durée de vie par référence au tableau ci-dessus de **20 ans**

### 7. Risque de calcul :

Dans le tableau qui suit, le risque de calcul en fonction des classes de trafic et le type de structures adoptées.

**Tableau IV.9 : risques adoptés pour réseau RP1 [2]**

| Risque | Classe de trafic (TPLi) | TPL3 | TPL4 | TPL5 | TPL6     | TPL7 |
|--------|-------------------------|------|------|------|----------|------|
|        | GB/GB, GB/GNT           | 20   | 15   | 10   | <b>5</b> | 2    |
| GL/GL  | 15                      | 10   | 5    | 2    | 2        |      |
| BCg/GC | 12                      | 10   | 5    | 2    | 2        |      |

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Avec une classe de trafic de **TPL6**, un réseau principal **RP1**, et une structure de type **GB/GNT**, risque de calcul donné est égale à **R= 5%**.

### 8. Sur classement du sol support de chaussée pour le choix de la structure de chaussée :

Vu la mauvaise portance du sol support terrassé, la mise en place d'une couche de forme au-dessus est indispensable pour augmenter sa portance. Elle peut être constituée d'une ou plusieurs couches selon l'épaisseur choisit. Le tableau ci-dessous présente une indication sur la nature et l'épaisseur de la couche de forme adoptée en fonction de la classe de portance du sol terrassé.

**Tableau IV.10** : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité [1]

| Classe portance du sol terrassé(Si) | Matériaux de couche de forme (C.F) | Épaisseur de couche de forme (C.F) | Classe portance du sol support visée (Sj) |
|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---|
| <S4                                 | Matériaux non traités              | 50cm (en 2couches)                 | S3  |
| S4                                  | Matériaux non traités              | 35cm                               | S3  |
| <b>S4</b>                           | <b>Matériaux non traités</b>       | <b>60cm (en 2couches)</b>          | <b>S2</b>                                 |
| S3                                  | Matériaux non traités              | 40cm (en 2couches)                 | S2  |
| S3                                  | Matériaux non traités              | 70cm (en 2couches)                 | S1  |

D'après le tableau (IV.11), pour améliorer les performances de la plateforme support, une couche de forme de 60cm disposée en 2 couches son été choisie, ainsi qu'une portance du sol support visée **S2**. Donc en allant d'une mauvaise portance du sol support vers une portance moyenne via une couche de forme de 60cm et une portance du sol S2.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

- **Structure finale :**

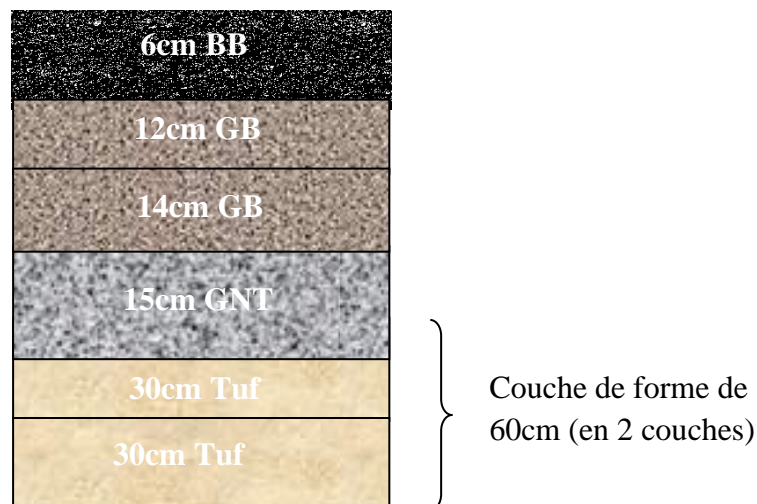
D'après les minimums et les maximums des épaisseurs des différentes couches constituant la chaussée proposés par le catalogue Algérien de dimensionnement de chaussée (fascicule 3).

**BB** : min 6cm, max 8cm ;

**GB** : min 10cm, max 15cm ;

**GNT** : min 15cm, max 25cm.

La structure finale proposée est la suivante :



Donc la structure obtenue est composée de :

- Couche de roulement en BB de 6cm ;
- Couche de base en GB de 26cm (en 2 couches) ;
- Couche de fondation en GNT de 15cm ;
- Couche de forme en TUF de 60cm (en 2 couches).

**NB** : on a dépassé la valeur maximale de la couche de GB, pour que les déformations au niveau de la couche de base ne dépassent pas les déformations admissibles. La couche de GB est divisée en 2 couches pour des raisons de mise en œuvre afin d'assurer un bon compactage de cette couche.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

### A.1.2 La Méthode de dimensionnement « CBR » :

L'épaisseur équivalente du corps de chaussée est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{100 + \sqrt{p} (75 + 50 \log \left( \frac{N}{10} \right))}{ICBR + 5} \quad (\text{IV.6})$$

Pour déterminer l'épaisseur équivalente on va suivre les étapes suivantes :

1. Le trafic de l'année de mise en service 2020 est donné par la formule ci-contre :

$$TJMA_{2020} = TJMA_{2012} \times (1+i)^n \quad (\text{IV.7})$$

**Avec :**

**TJMA<sub>2020</sub>** : trafic journalier de l'année de mise en service.

**i**: taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement.

**n**: la différence entre l'année de mise en service 2020 et l'année 2012

**Application au projet :**

$$TJMA_{2020} = 8000 \times (1+0.04)^8$$

**Donc :**  $TJMA_{2020} = 10948.5 \text{ v/j/sens}$

2. Le trafic à l'année horizon c'est à dire à 20<sup>ème</sup> année d'exploitation avec n=20ans et i=4 % est donnée par la formule suivante :

$$TJMA_{2040} = TJMA_{2020} \times (1 + i)^n \quad (\text{IV.8})$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Avec :

**n** : la durée de vie qui égale à 20ans.

**Application au projet :**

$$TJMA_{2040} = 10948.5 \times (1+0.04)^{20}$$

**Donc :**  $TJMA_{2040} = 23989.5 \text{ v/j/sens}$

3. Le trafic du poids lourds par jour par sens à année horizon est calculé par la formule suivante :

$$N = TJMA_{2040} \times PL\% \quad (IV.9)$$

**Application au projet :**

$$N = 23989.5 \times 0.2$$

**Donc :**  $N = 4798 \text{ PL/j/sens}$

Alors l'épaisseur équivalente est égale à :

$$E_{eq} = \frac{100 + (\sqrt{6.5}) \times \left(75 + 50 \times \log\left(\frac{4798}{10}\right)\right)}{3 + 5}$$

$$E_{eq} = 79 \text{ cm}$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Les résultats obtenus par la méthode CBR sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11** : Représentation des résultats obtenus

| TjMA <sub>2040</sub> (v/j/sens) | N (PL/j/sens) | E <sub>eq</sub> (cm) |
|---------------------------------|---------------|----------------------|
| 23989.5                         | 4798          | 79                   |

Puisque notre structure de chaussée est composée de plusieurs matériaux de nature différentes, on utilise le coefficient d'équivalence de chaque matériau en utilisant la formule ci-après :

$$E_{\text{totale}} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3 \quad (\text{IV.10})$$

Les valeurs usuelles du coefficient d'équivalence suivant le matériau utilisé sont données dans le **tableau I.4** (voir chapitre I).

On va utiliser les matériaux suivants dans le corps de chaussée :

- Couche de roulement (béton bitumineux) avec :  $a_1 = 2$
- Couche de base (Grave bitume) avec :  $a_2 = 1.5$
- Couche de fondation (GNT) avec :  $a_3 = 1$

Généralement les épaisseurs adoptées sont :

BB = 6 à 8cm      GB = 10 à 15cm      GNT = 15 à 25 cm      TUF = 15 à 25 cm.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

**Tableau IV.12 :** Représente la construction de la chaussée.

| Nom de la couche     | Epaisseur de la couche | Coefficients d'équivalences des matériaux |
|----------------------|------------------------|---|
| <b>Roulement BB</b>  | 8                      | 2   |
| <b>Base GB</b>       | 26                     | 1.5                                       |
| <b>Fondation GNT</b> | e <sub>3</sub>         | 1   |

Pour calcul des épaisseurs, on fixe deux dans les marges suivantes et on déduit la dernière :

$$e_3 = \frac{E_{eq} - (e_1 \times a_1 + e_2 \times a_2)}{a_3} = \frac{79 - (8 \times 2 + 26 \times 1.5)}{1}$$

$$e_3 = 24\text{cm}$$

Les résultats des épaisseurs équivalentes et les épaisseurs réelles calculées de la structure sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.13 :** Tableau représente les épaisseurs calculées

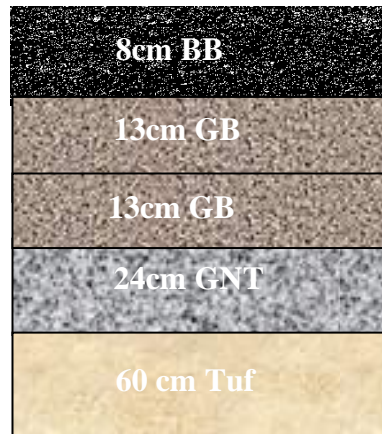
| Couches      | e <sub>réelles</sub> (cm) | a <sub>i</sub> | e <sub>éq</sub> (cm) |
|--------------|---------------------------|----------------|----------------------|
| <b>BB</b>    | 8                         | 02             | 16                   |
| <b>GB</b>    | 26                        | 1.5            | 39                   |
| <b>GNT</b>   | 24                        | 1              | 24                   |
| <b>Total</b> | <b>58cm</b>               |                | <b>79cm</b>          |

- **Structure finale :**



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

La structure finale simulée à partir de la méthode de dimensionnement CBR est comme suit :



- Couche de roulement en BB de 8cm ;
- Couche de base en GB de 26cm ;
- Couche de fondation en GNT de 24cm ;
- Couche de forme en TUF de 60cm (en 2 couches).

**NB :** on a dépassé la valeur de 15cm pour la couche de GB, pour que les déformations au niveau de la couche de base ne dépassent pas les valeurs admissibles. La couche de GB est divisée en 2 couches égales pour des raisons de mise en œuvre afin d'assurer un bon compactage de cette couche.

### A.2 Modélisation des structures type et calcul des déformations :

La modélisation des structures types et le calcul des déformations est faite par le logiciel ALIZE III, Il faut vérifier que  $\epsilon_z$  et  $\epsilon_t$  calculées à l'aide du logiciel sont inférieurs aux valeurs admissibles calculées  $\epsilon_{z, adm}$  et  $\epsilon_{t, adm}$ .

#### A.2.1 Calcul de la déformation admissible de traction $\epsilon_{t, adm}$ pour les matériaux traités au bitume :

D'après le catalogue CTTP, le calcul de déformation admissible de traction est donné par la formule suivante :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

$$\epsilon_t, \text{ adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25 \text{ Hz}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \quad (\text{IV.11})$$

Les données de notre projet sont comme suit :

- $\epsilon_6 (10^\circ\text{c}, 25\text{Hz}) = 100 \times 10^{-6}$

- $k_c = 1.3$

- $k_{ne} = \left(\frac{10^6}{TCEI}\right)^b = \left(\frac{10^6}{12.84 \times 10^6}\right)^{-0.146} \quad (\text{IV.12})$

→  $K_{ne} = 1.451$

- $k_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{c})}{E(\theta_{eq})}} = \sqrt{\frac{12500}{7000}} \quad (\text{IV.13})$

→  $k_{\theta} = 1.336$

- $k_r = 10^{-tb\delta} = 10^{-(-1.645 \times 0.146 \times 0.609)} \quad (\text{IV.14})$

→  $K_r = 0.714$

Les valeurs de t en fonction du risque r% sont représentées dans le tableau ci-contre :

**Tableau IV.14** : valeur de  $t=f(r\%)$  [2]

|           |           |           |               |           |           |           |           |
|-----------|-----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>r%</b> | <b>2</b>  | <b>3</b>  | <b>5</b>      | <b>7</b>  | <b>10</b> | <b>12</b> | <b>15</b> |
| <b>T</b>  | -2.054    | -1.881    | <b>-1.645</b> | -1.520    | -1.282    | -1.175    | 1.036     |
| <b>r%</b> | <b>20</b> | <b>23</b> | <b>25</b>     | <b>30</b> | <b>35</b> | <b>40</b> | <b>50</b> |
| <b>T</b>  | -0.842    | -0.739    | -0.674        | -0.524    | -0.385    | -0.253    | 0         |

- Le risque de calcul  $R = 5\%$  donc d'après le catalogue de dimensionnement on a  $t = -1.645$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Et :

$$\delta = \sqrt{SN^2 + \left(\frac{c}{b}SH\right)^2} = \sqrt{(0.45)^2 + \left(\frac{0.02}{-0.146} \times 3\right)^2} \implies \delta = 0.609 \text{ cm}^2 \quad (\text{IV.15})$$

Les performances du matériau bitumineux **GB** sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.15** : Performances mécaniques des matériaux bitumineux [2]

| Matériau                         | <b>E</b><br>(20°,10Hz)<br>(MPa) | <b>E</b><br>(10°,10Hz)<br>(MPa) | <b>E</b><br>(10°,25Hz) | <b>-1/b</b> | <b>SN</b> | <b>Sh</b><br>(cm) | <b>Kc</b> |
|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------|-------------|-----------|-------------------|-----------|
| <b>Grave<br/>bitume<br/>(GB)</b> | 7000                            | 12500                           | 100                    | 6.84        | 0.45      | 3                 | 1.3       |

**Donc :**

$$\epsilon_{t,ad} = 179 \times 10^{-6}$$

### A.2.2 calcul de la déformation admissible sur le sol support ( $\epsilon_{z,adm}$ ) :

D'après le catalogue de dimensionnement, la déformation admissible est donnée par la formule suivante :

$$\epsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (TCEi)^{-0.235} \quad (\text{IV.16})$$

$$\epsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (12.84 \times 10^6)^{-0.235}$$

**Donc :**  $\epsilon_{z, adm} = 469.7 \times 10^{-6}$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

### A.2.3 Modélisation des structures types sur le logiciel ALIZE III :

- **Présentation de logiciel ALIZE III :**

C'est un logiciel de dimensionnement et d'expertise du comportement mécanique des chaussées, développé par laboratoire centrale des ponts et chaussée (LCPC), il est basé sur la méthode rationnelle. Ces domaines d'application couvrent les chaussées routières, les plates-formes logistiques, et les chaussées aéronautiques.

- **Méthode de catalogue CTTP :**

Dans un premier lieu on insère les données de la structure de chaussée qui sont : (TJMA, taux d'accroissement, la durée de vie ou pourcentage du poids lourd et enfin les caractéristiques des différents matériaux utilisés dans la structure).

Les données insérer dans le logiciel dans notre cas d'études ont regroupés le tableau suivant :

**Tableau IV.16** : données du projet insérées dans le logiciel ALIZE III  
(méthode CTTP)

| <b>MJA<br/>(Pl/j/sens)</b> | <b>Taux d'accroissement<br/>(%)</b> | <b>Durée de vie<br/>(années)</b> |
|----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1970.73                    | 4                                   | 20                               |

Les étapes de calcul sont les suivantes :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

- a) **Etape 1** : faire rentrer les différentes épaisseurs de la structure ainsi que les modules et les coefficients de poissons de chaque couche et les conditions d'interfaces. (figure IV.1)

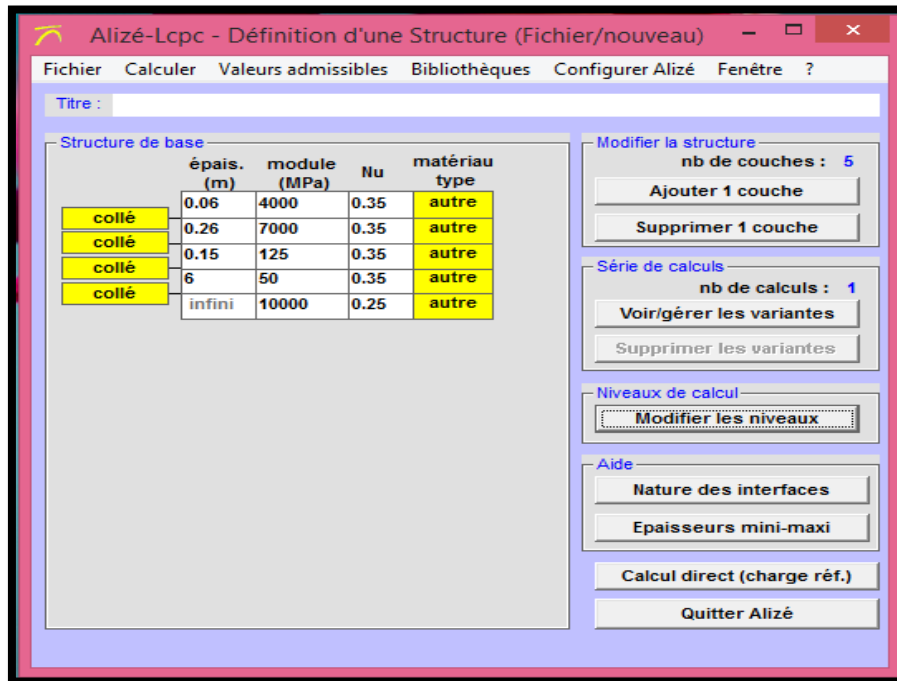


Figure IV.1 : épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode cttp).

- b) **Etape 2** : faire rentrer les différentes caractéristiques de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie), afin de déterminer les déformations à la base de la couche de base (GB), ainsi qu'au niveau du sol support (figures IV.2).

# Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

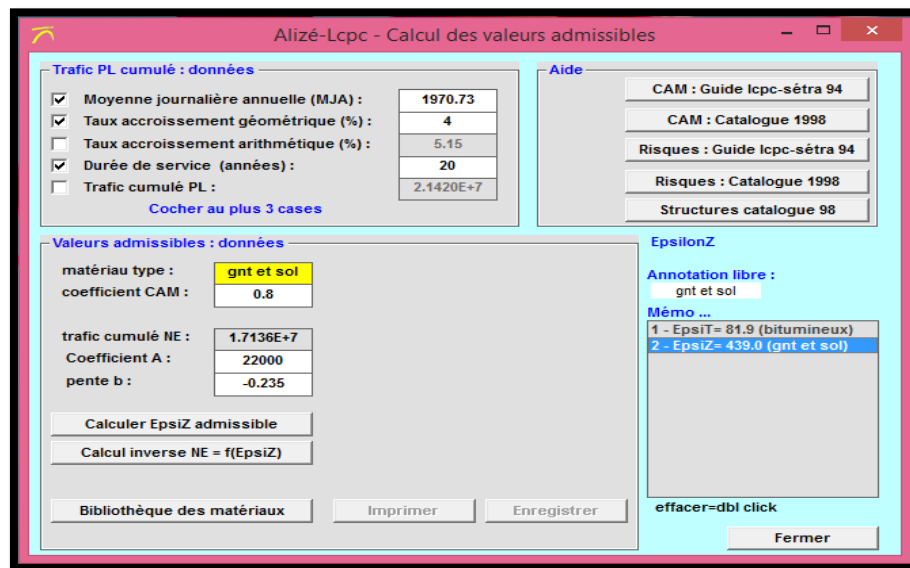


Figure IV.2 : données de la structure déterminées par la méthode CTPP

c) **Etape 3** : on va calculer les valeurs les déformations à la base de la couche de base et au niveau du sol support (Figure IV.3) :

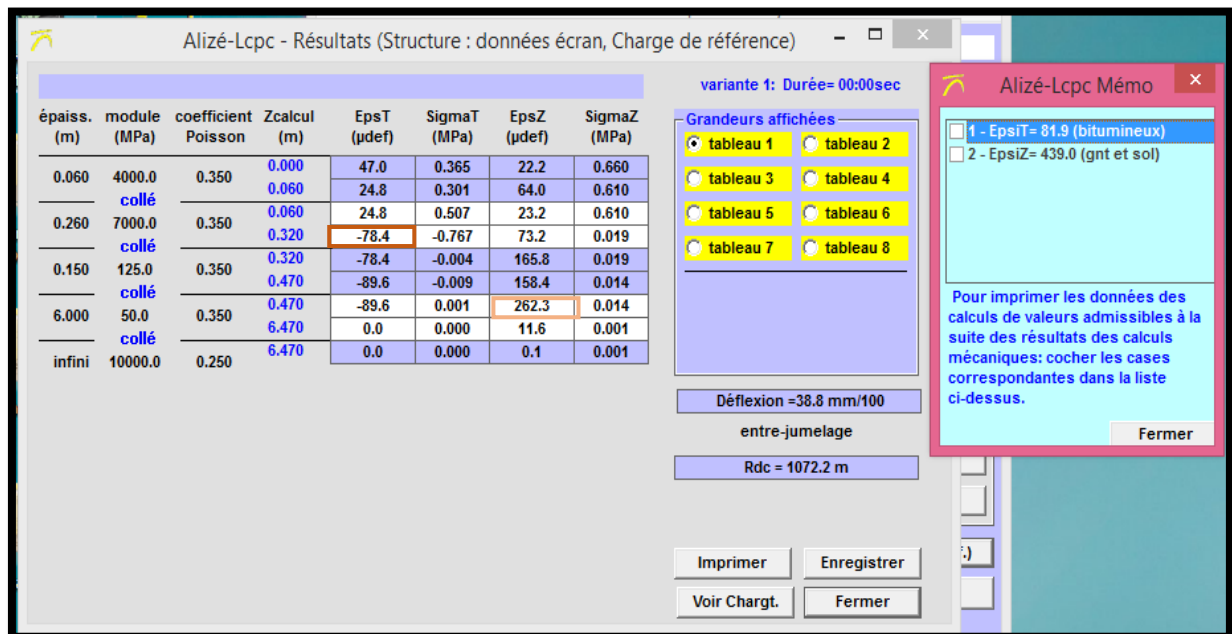



Figure IV.3 : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CTPP

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Légende :

 : Déformation calculée du sol support :  $\epsilon_z$


 : Déformation calculée de la couche de base GB :  $\epsilon_t$


Les résultats des déformations admissibles et calculés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.17** : représentations des résultats des déformations admissibles et calculées

|                            | $\epsilon_t$          | $\epsilon_z$           |
|----------------------------|-----------------------|------------------------|
| <b>Valeurs calculées</b>   | $78.4 \times 10^{-6}$ | $262.3 \times 10^{-6}$ |
| <b>Valeurs admissibles</b> | $179 \times 10^{-6}$  | $469.7 \times 10^{-6}$ |

Donc :

$\epsilon_{t,adm} = 179 \times 10^{-6} > \epsilon_t = 78.4 \times 10^{-6}$   condition vérifiée

$\epsilon_{z,adm} = 496.7 \times 10^{-6} > \epsilon_z = 262.3 \times 10^{-6}$   condition vérifiée

- **Méthode CBR :**

Dans cette méthode on va suivre les mêmes étapes de calcul que la méthode CTTT. Les données à insérer dans le logiciel sont mentionnées le tableau suivant :

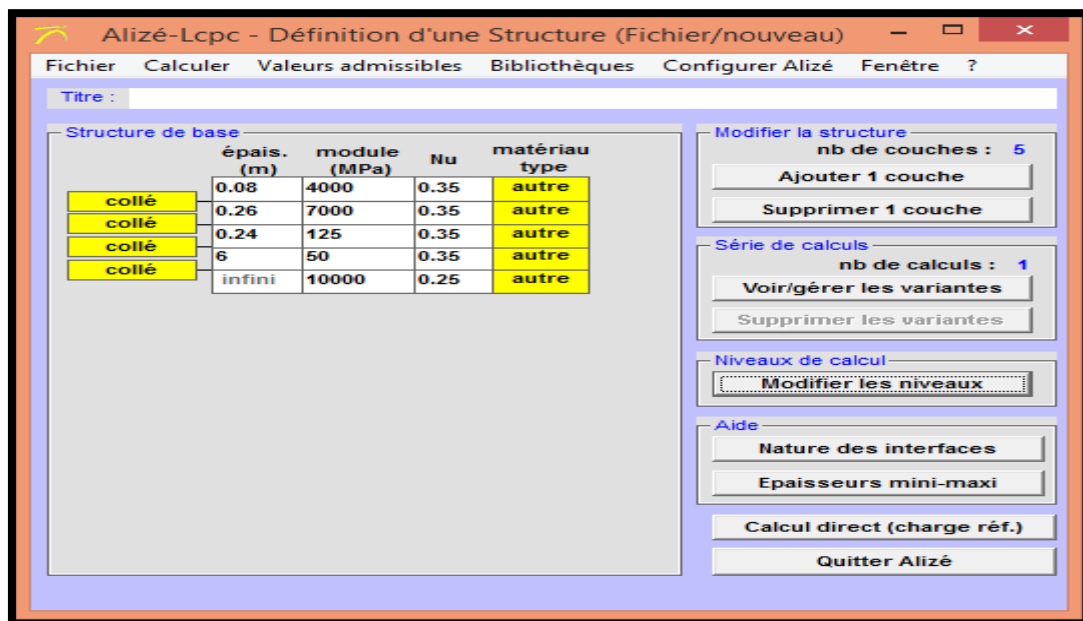
# Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

**Tableau IV.18** : données du projet insérées dans le logiciel ALIZE III  
(méthode CBR)

| MJA<br>(Pl/j/sens) | Taux d'accroissement<br>(%) | Durée de vie<br>(années) |
|--------------------|-----------------------------|--------------------------|
| 4797.9             | 4                           | 20                       |

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- **Etape 1** : faire rentrer les différentes épaisseurs de la structure ainsi que les modules et les coefficients de poisons de chaque couche et les conditions d'interfaces. (figure IV.4)



**Figure IV.4** : épaisseurs des couches de la structure de chaussée (méthode CBR).



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

- **Etape 2** : faire rentrer les différentes données de la structure (MJA, durée de vie, taux d'accroissement) afin de déterminer les déformations à la base de la couche de base (GB), ainsi qu'au niveau du sol support (figures IV.5)

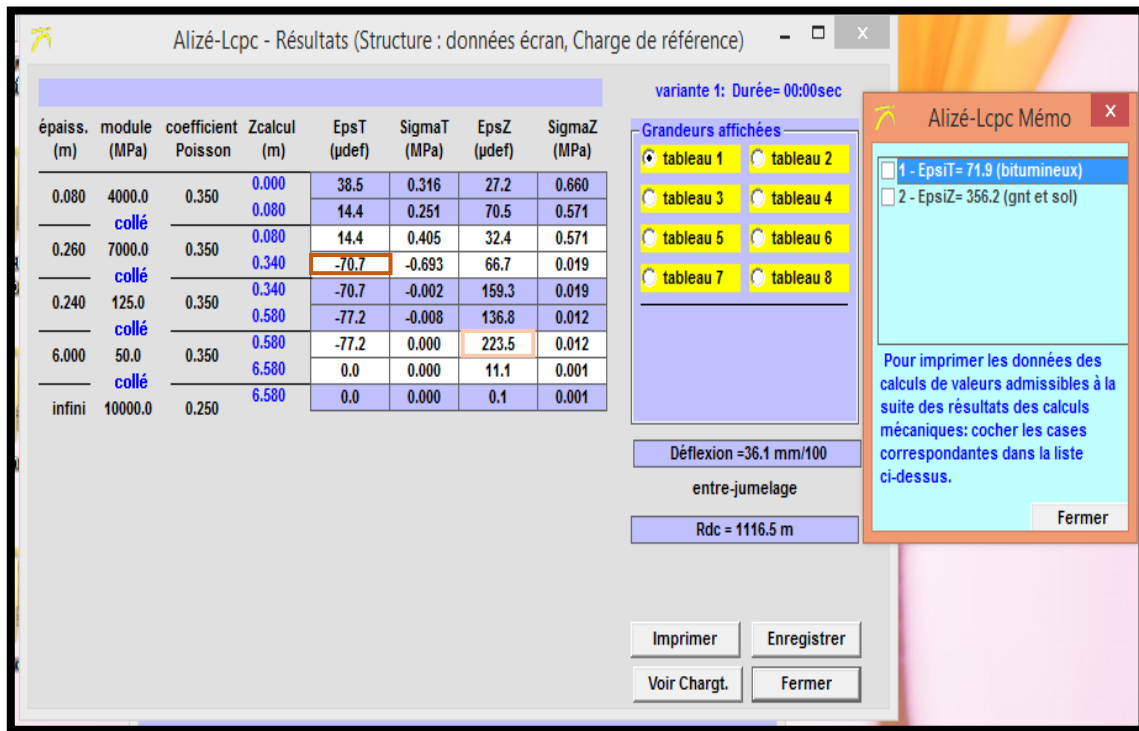
The screenshot shows the 'Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles' software interface. It is divided into several sections:

- Trafic PL cumulé : données**: Contains checkboxes for 'Moyenne journalière annuelle (MJA)', 'Taux accroissement géométrique (%)', 'Taux accroissement arithmétique (%)', 'Durée de service (années)', and 'Trafic cumulé PL'. The values entered are 4797.9, 4, 5.15, 20, and 5.2148E+7 respectively. A button 'Cocher au plus 3 cases' is present.
- Aide**: Contains buttons for selecting CAM (Guide lcpc-sétra 94, Catalogue 1998) and Risques (Guide lcpc-sétra 94, Catalogue 1998) and Structures catalogue 98.
- Valeurs admissibles : données**: Contains input fields for 'matériau type' (bitumineux), 'coefficient CAM' (0.8), 'risque (%)' (5.0), 'trafic cumulé NE' (4.1718E+7), 'Epsilon6 (µdéf)' (100), and '-1/b' (6.84). It also has fields for 'E10\*10Hz (MPa)' (12500), 'Etéq10Hz (MPa)' (7000), 'écart type Sh (m)' (0.03), 'écart type SN' (0.45), 'Kr (risque)' (0.714), 'Kc (calage)' (1.3), and 'Ks (che liée/pf3 pf4)' (1). Buttons include 'Calculer EpsiT admissible', 'Calcul inverse NE = f(EpsiT)', 'Calcul inverse Risk = f(EpsiT)', and 'Bibliothèque des matériaux'.
- EpsilonT**: Contains an 'Annotation libre' field with 'gnt et sol' and a 'Mémo ...' section with a list: '1 - EpsiT= 71.9 (bitumineux)' and '2 - Epsiz= 358.2 (gnt et sol)'. A button 'effacer=dbl click' is present.
- Fermer**: A button to close the window.

Figure IV.5 : données de la structure déterminées par la (méthode CBR)

- **Etape 3** : calculer les valeurs des déformations à la base de la couche de base en GB et au niveau du sol support (Figure IV.6) :

# Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art



**Figure IV.6 :** les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode CBR

Les résultats des déformations admissibles et calculés sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.19 :** représentations des résultats des déformations admissibles et calculées (méthode CBR)

|                            | $\epsilon_t$          | $\epsilon_z$           |
|----------------------------|-----------------------|------------------------|
| <b>Valeurs calculées</b>   | $70.7 \times 10^{-6}$ | $223.5 \times 10^{-6}$ |
| <b>Valeurs admissibles</b> | $179 \times 10^{-6}$  | $469.7 \times 10^{-6}$ |

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Donc :

$$\varepsilon_{t,adm} = 179 \times 10^{-6} > \varepsilon_t = 70.7 \times 10^{-6} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\varepsilon_{z,adm} = 496.7 \times 10^{-6} > \varepsilon_z = 223.5 \times 10^{-6} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

### A.3 Conclusion :

Après avoir dimensionné le corps de chaussée par les deux méthodes CTTP et CBR, ainsi qu'un calcul de contraintes de déformations par le logiciel Alize III, on remarque que la structure obtenue par la méthode CBR nous donne des une chaussé d'une épaisseur totale incluant la couche de forme de l'ordre de 118cm. Par contre une chaussé d'une épaisseur moindre 107 cm coche de forme incluse est obtenu par l'application de la méthode CTTP. Donc pour des raisons d'économie on va choisir la structure donnée par la méthode CTTP.

La structure finale choisit est composée de :

- Couche de roulement en BB de 6cm ;
- Couche de base en GB de 26cm ;
- Couche de fondation en GNT de 15cm ;
- Couche de forme en TUF de 60cm (en 2 couches).

**Partie B : étude de stabilité (glissement)**

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

### B.1 : stabilité du talus en déblai :

Le but de l'analyse de la stabilité des pentes est de déterminer les surfaces de rupture, ainsi que le coefficient de sécurité  $F_s$ , Généralement, le facteur de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (IV.17)$$

Avec :

$F_s$  : coefficient de sécurité ;

$\tau_{max}$  : résistance au cisaillement du sol ;

$\tau$  : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

Si :

$F_s = 1.5$  : le terrain est en équilibre critique ;

$F_s < 1.5$  : le terrain est instable (risque de glissement) ;

$F_s > 1.5$  : le terrain est stable (pas de risque de glissement).

- Pour la réalisation de la route dans un milieu naturel, on doit passer par l'opération de terrassement, c'est une phase indispensable qui va conduire à la création des talus soit en remblai ou en déblai. Ces derniers doivent être stables.

Pour cette raison nous avons étudié la stabilité d'un talus en déblai situé dans le tronçon routier étudié, en utilisant la méthode des éléments finis, le calcul a été mené par le logiciel Plaxis 2D, le principe est la modélisation de la coupe lithologique du talus, en intégrant tous les paramètres physiques et mécaniques des différents couches constituant le terrain, afin de déterminer le coefficient de sécurité  $F_s$  et voir si le talus est stable ou pas.

Le tableau suivant regroupe la localisation du talus en déblai étudié, sa hauteur, ainsi que la lithologie du sol :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

**Tableau IV.20** : lithologie, localisation, et hauteur du talus en déblai étudié

| Localisation | hauteur | lithologie   |
|--------------|---------|--|
| PK 15+950    | 28.93   | <ul style="list-style-type: none"><li>– Marne altérée</li><li>– schiste altéré</li><li>– schiste</li></ul> |

### B.2 : Présentation du logiciel Plaxis 2D :

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et des massifs .il permet d'analyser des problèmes élasto-plastique, en 2D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier, donc le modèle est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis sont divers permis ces modèles on note : Modèle élastique linéaire, Modèle de Mohr–Coulomb. [26]

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : Input, Calculations, output, curves (Le détail des sous- programmes est en Annexe D).

### B.3 Application au projet étudié :

Pour modéliser le talus en déblai situé au niveau du PK 15+950 via le Logiciel Plaxis 2D, on va suivre les étapes suivantes :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

### □ Etape 1 :

Cette étape consiste à introduire sur le logiciel la géométrie du terrain, ainsi que la coupe lithologique du sol constituant ce terrain avant travaux de terrassement, c'est-à-dire avant de construire la route. (Voir géométrie en Annexe C).

En premier lieu, nous avons introduit les dimensions de la géométrie du terrain par la commande « General Setting ».

Par la suite nous avons modélisé cette géométrie, ainsi que les couches constituant le terrain. (Voir figure IV.7)

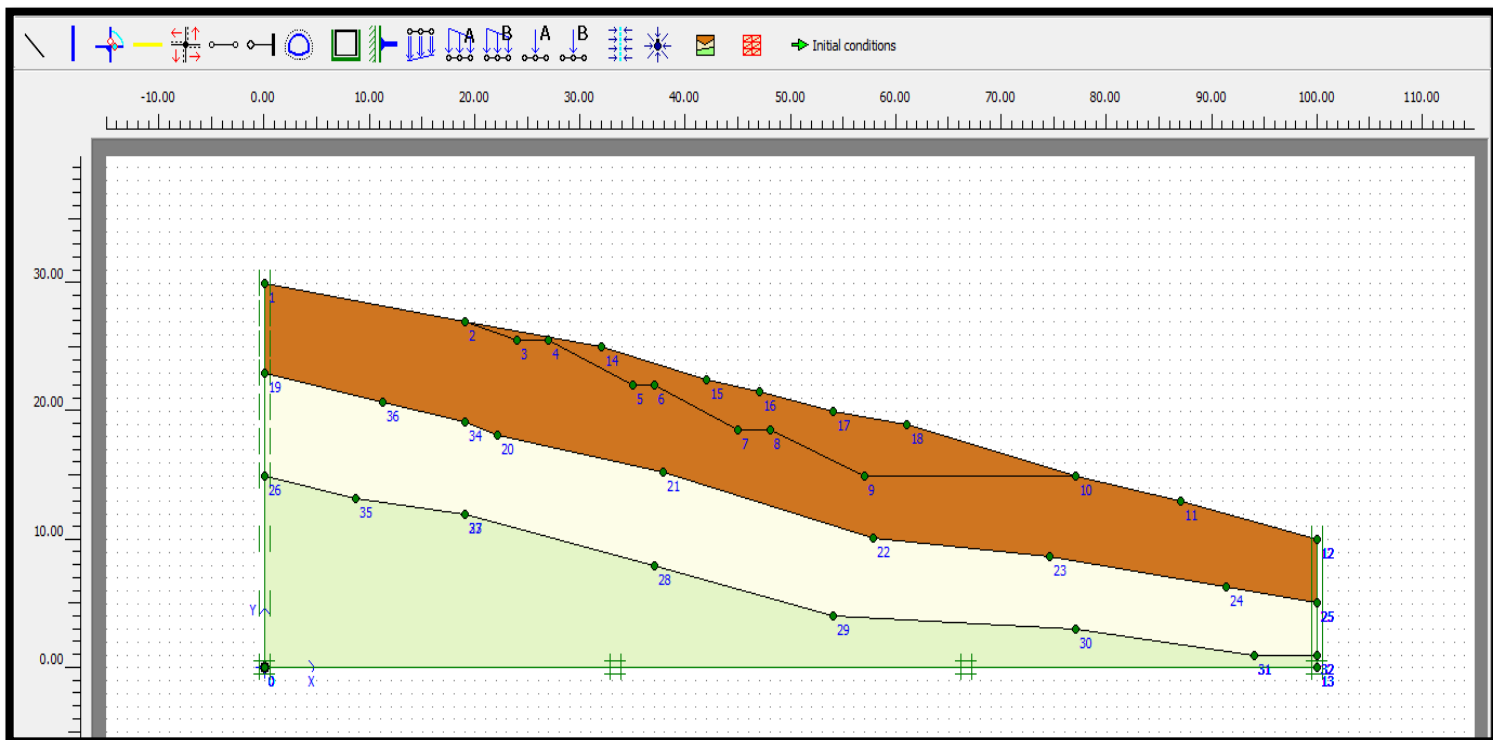


Figure IV.7 : géométrie du terrain avant travaux de terrassements

### □ Etape 2 :

Dans cette étape, nous avons introduit les caractéristiques physiques et mécaniques des couches de sol constituant le terrain, par la commande « Material Sets ».

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Le tableau suivant regroupe les caractéristiques mécaniques et physiques de chaque couche :

**Tableau IV.21** : les caractéristiques géotechniques des trois couches.

| Nature géologique | Cu (KPa) | $\varphi^\circ$ | $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> ) | E (MPa) | Couleurs des matériaux utilisés | Epaisseurs des Couches (m) |
|-------------------|----------|-----------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|----------------------------|
| Marne altérée     | 25       | 8               | 17.7                            | 50      |                                 | 7                          |
| Schiste altéré    | 93       | 4               | 23                              | 5000    |                                 | 8                          |
| schiste           | 200      | 40              | 25                              | 8000    |                                 | 14                         |

**Note** : les valeurs des paramètres mécaniques présentées dans le tableau IV. 1 ci-dessus pour les différentes formations semble être erronée. En effet la valeur d'une cohésion de l'ordre de 25 kPa valeur comprise entre (20 et 40) classe le sol comme étant un sol mou. Mais, en se référant à la valeur de la densité de l'ordre de (17.7 kN/m<sup>3</sup>), classe le sol comme étant un sol ferme avec une valeur équivalente de la cohésion qui est de l'ordre de **(50 à 75 KPa)**. Quant à l'angle de frottement pour un tel état (dense), la valeur de l'angle de frottement est dans l'ordre de **(18 à 22)** degrés, (BS 5930). Pour les formations rocheuses, d'après (Hoek 2007), les valeurs moyennes de la cohésion et de l'angle de frottement sont respectivement de l'ordre **0.55 MPa** et **24°** pour une roche dégradée de très faible qualité (faible résistance) cas des schistes altérées et de l'ordre de **(1.75 à 3.5 MPa)** et **33°** pour une roche de qualité moyenne (résistante à moyennement résistante), cas des schistes.

Pour nos calculs, les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques utilisées dans l'analyse de la stabilité pour les différentes formations géologiques constituant le talus sont données dans le tableau IV.22



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Tableau IV.22 : les caractéristiques physiques et mécaniques insérés dans le logiciel

| Nature géologique | Cu (MPa) | $\varphi^\circ$ | $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> ) | E (MPa) | Couleurs des matériaux utilisés | Epaisseurs des Couches (m) |
|-------------------|----------|-----------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|----------------------------|
| Marne altérée     | 50       | 20              | 17.7                            | 50      |                                 | 7                          |
| Schiste altéré    | 0.5      | 24              | 23                              | 5000    |                                 | 8                          |
| schiste           | 3.5      | 33              | 25                              | 8000    |                                 | 14                         |

### □ Etape 3 :

Cette étape consiste à générer le maillage de l'ensemble avant de passer à l'étape de calcul, via la commande « mesh », afin de discrétiser le milieu étudié en éléments finis. Le maillage réalisé sur le modèle est donné par la figure (IV.8)

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

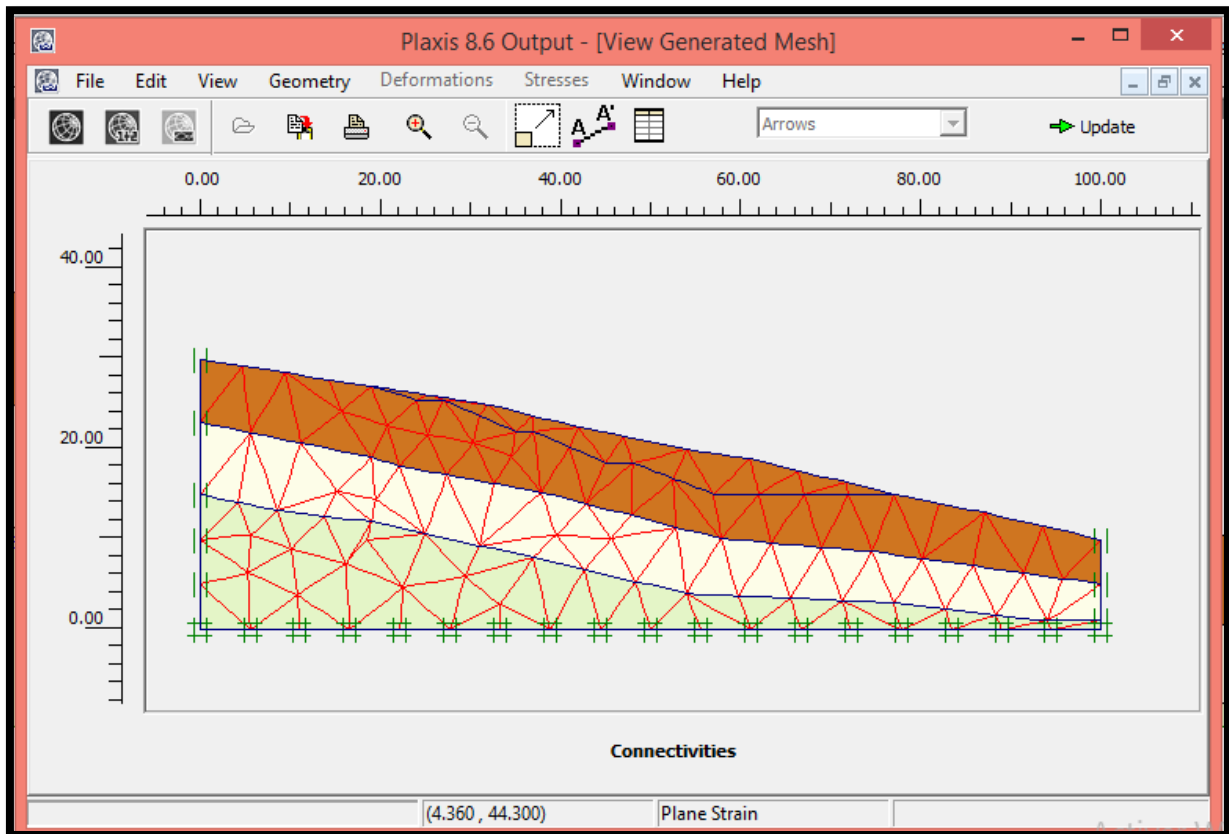


Figure IV.8 : maillage du modèle étudié.

### □ Etape 4 :

Cette étape consiste à introduire le niveau de la nappe phréatique, par la commande « Phreatic level », dans notre cas d'étude la nappe a été détectée à 2m par rapport au terrain naturel. Cette étape est montrée dans la figure suivante :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

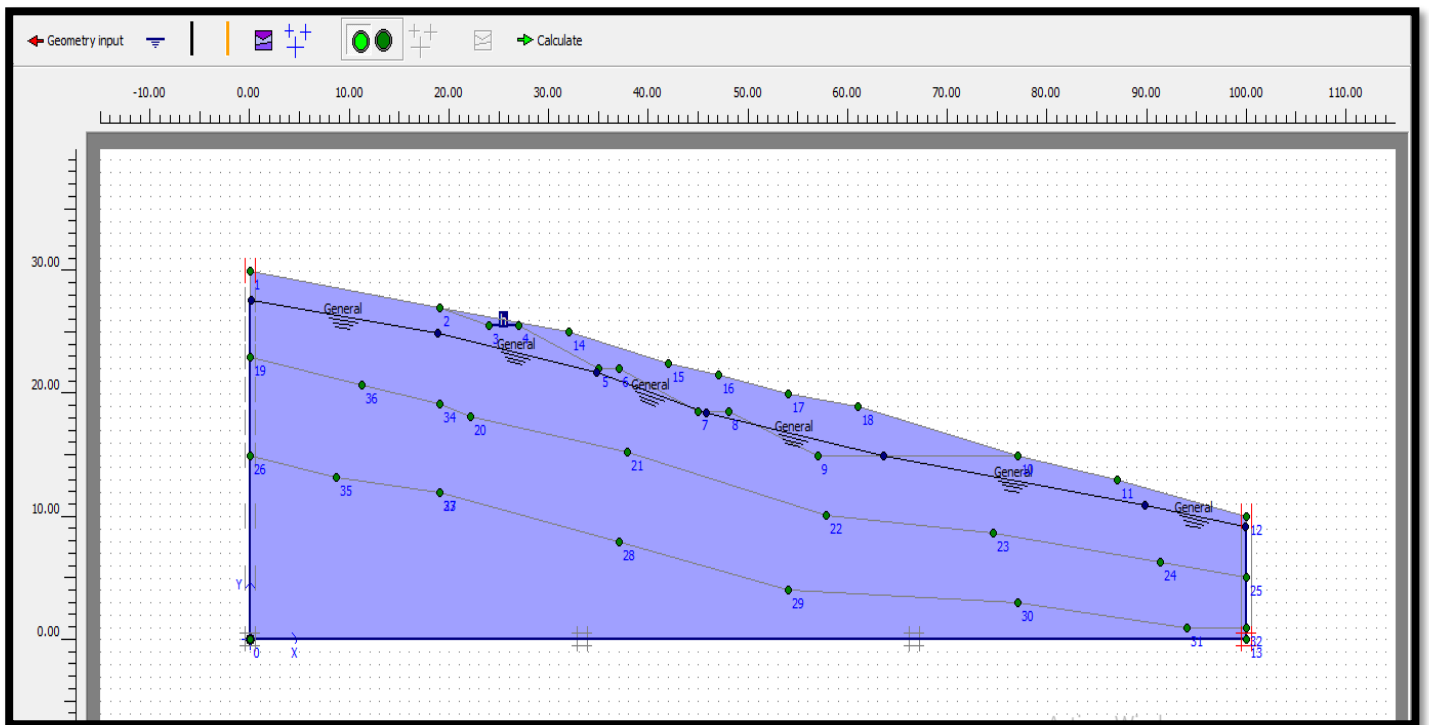


Figure IV.9 : introduction de la nappe phréatique sur le modèle étudié.

### □ Etape 5 :

Cette étape permet de déterminer la pression interstitielle du modèle étudié sous la nappe phréatique, par la commande « Generate water pressures ». La figure (IV.10) montre la pression interstitielle déterminée dans cette étape.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

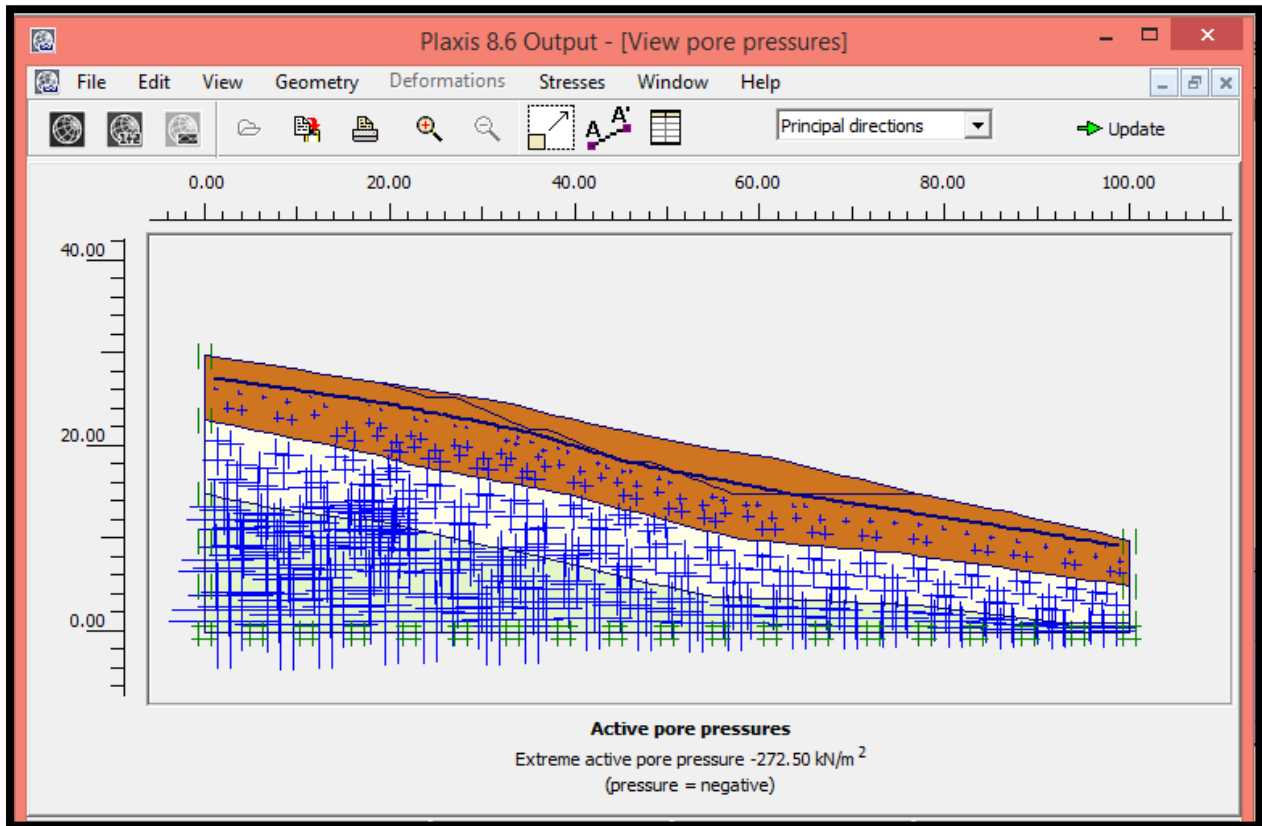


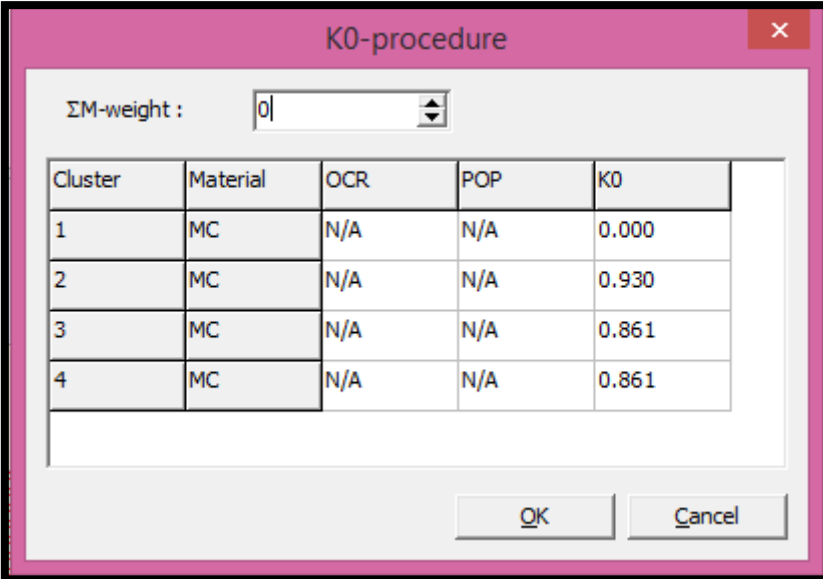
Figure IV.10 : pression interstitielle d'eau

Alors la pression interstitielle est de l'ordre de : 272.5 KN/m<sup>2</sup>

### □ Etape 6 :

Dans cette étape, nous avons introduire le coefficient des terres au repos  $K_0$ , dans le but de déterminer les contraintes initiales dus au poids des terres, par la valeur de zéro, par le biais de la commande « Generate initial stresses », car le massif étudié est un en pente, c'est-à-dire les couches constituant le terrain sont inclinés, et il est constitué des plusieurs couches. (Voire figure IV.11).

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art



| Cluster | Material | OCR | POP | K0    |
|---------|----------|-----|-----|-------|
| 1       | MC       | N/A | N/A | 0.000 |
| 2       | MC       | N/A | N/A | 0.930 |
| 3       | MC       | N/A | N/A | 0.861 |
| 4       | MC       | N/A | N/A | 0.861 |

Figure IV.11 : valeur de  $K_0$

### □ Etape 7 : (Output)

Cette étape consiste à introduire les différentes phases de calcul, via la commande « Calculate ».

Dans notre cas nous avons introduit trois essentielles phases de calculs, ces derniers sont détaillés dans ce qui suit :

- Phase initiale ;
- Phase de terrassement ;
- Phase de sécurité.

La figure suivante montre les différentes phases mentionnées ci-dessous :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

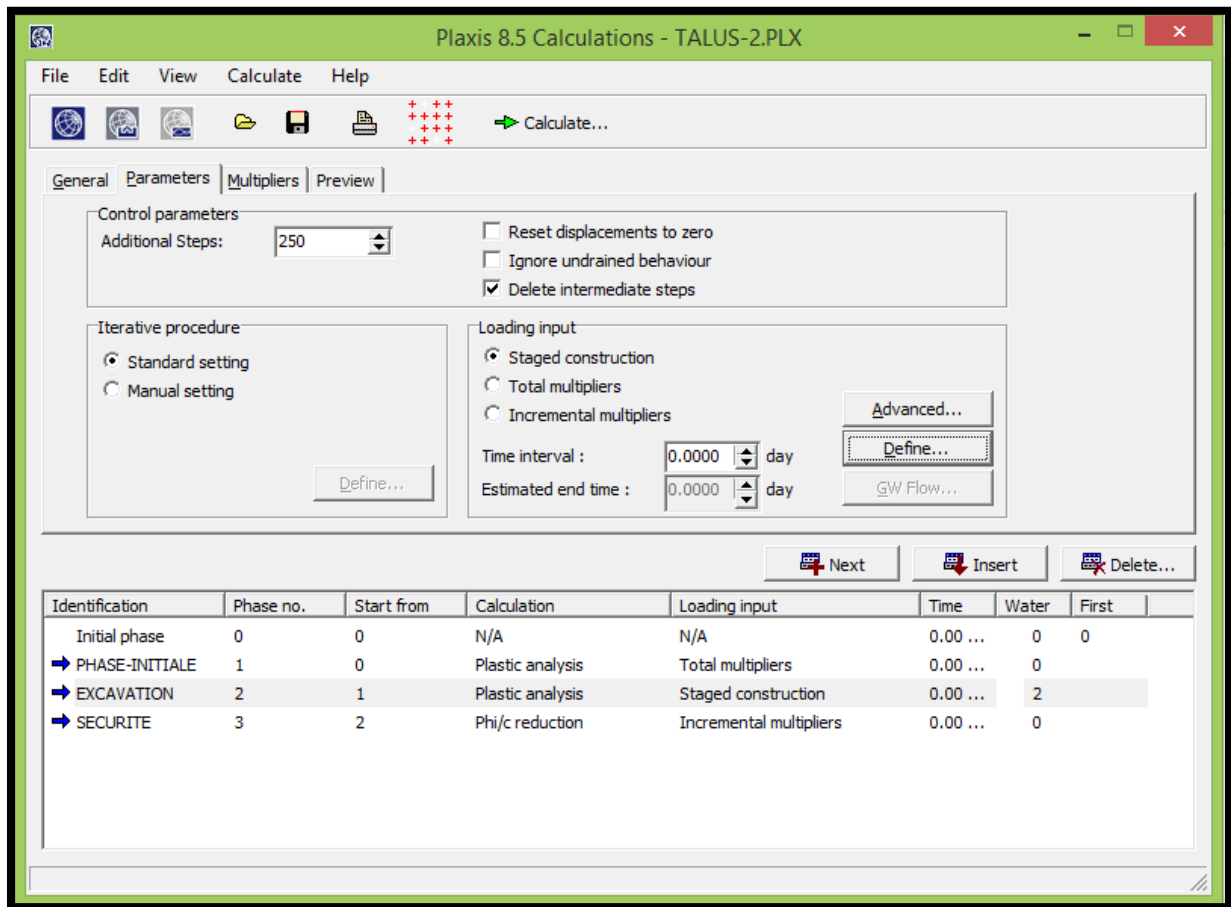


Figure IV.12 : les trois phases de calcul introduites dans l'étape de calcul

- Pour la phase initiale :

Dans cette phase nous avons déterminé les contraintes initiales dues au poids des terres, par  $\sum \mathbf{weight} = 1$  (Voir figure IV.13)

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

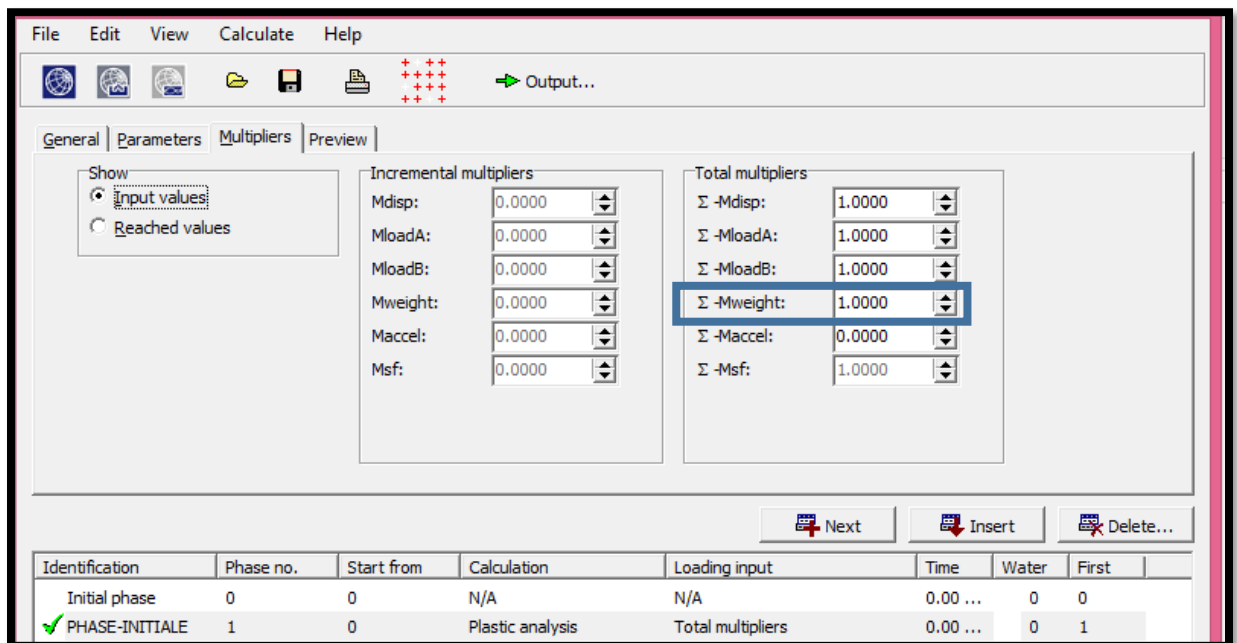


Figure IV.13 : détermination des contraintes initiales du sol.

- **Phase d'excavation (terrassment) :**

C'est la deuxième phase de calcul, elle consiste à terrasser un volume bien défini des terres afin de construire la route.

La partie en blanc montrée sur la figure (IV.14), c'est le volume enlevé des terres, cette opération a créé un talus en déblai, qu'on doit vérifier sa stabilité dans la dernière phase de calcul.

La partie entourée dans la figure suivante c'est la route construite.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

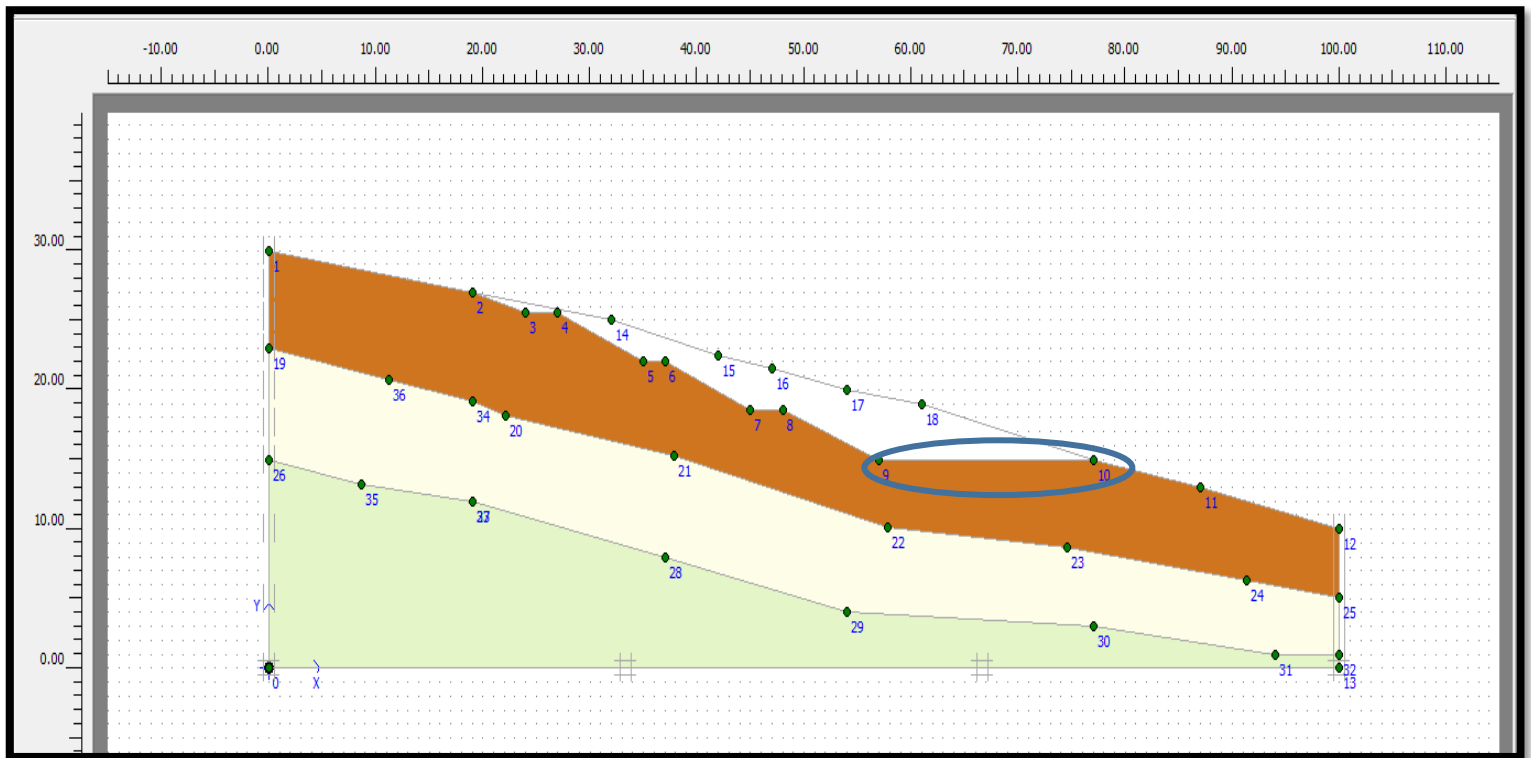


Figure IV.14 : terrassement et création d'un talus en déblai.

- **Phase de sécurité :**

L'opération de terrassement a conduit à la création d'un talus en déblai, haut de 28.83m, et constitué de 3 couches principales : une couche de marne altérée surmontant une couche de schiste sein et une de schiste altéré.

Donc dans cette phase de calcul nous avons vérifié la stabilité de ce talus, par la détermination du coefficient de sécurité  $F_s$  en choisissant un type de calcul « C/phi reduction » comme le montre la figure IV.15.



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

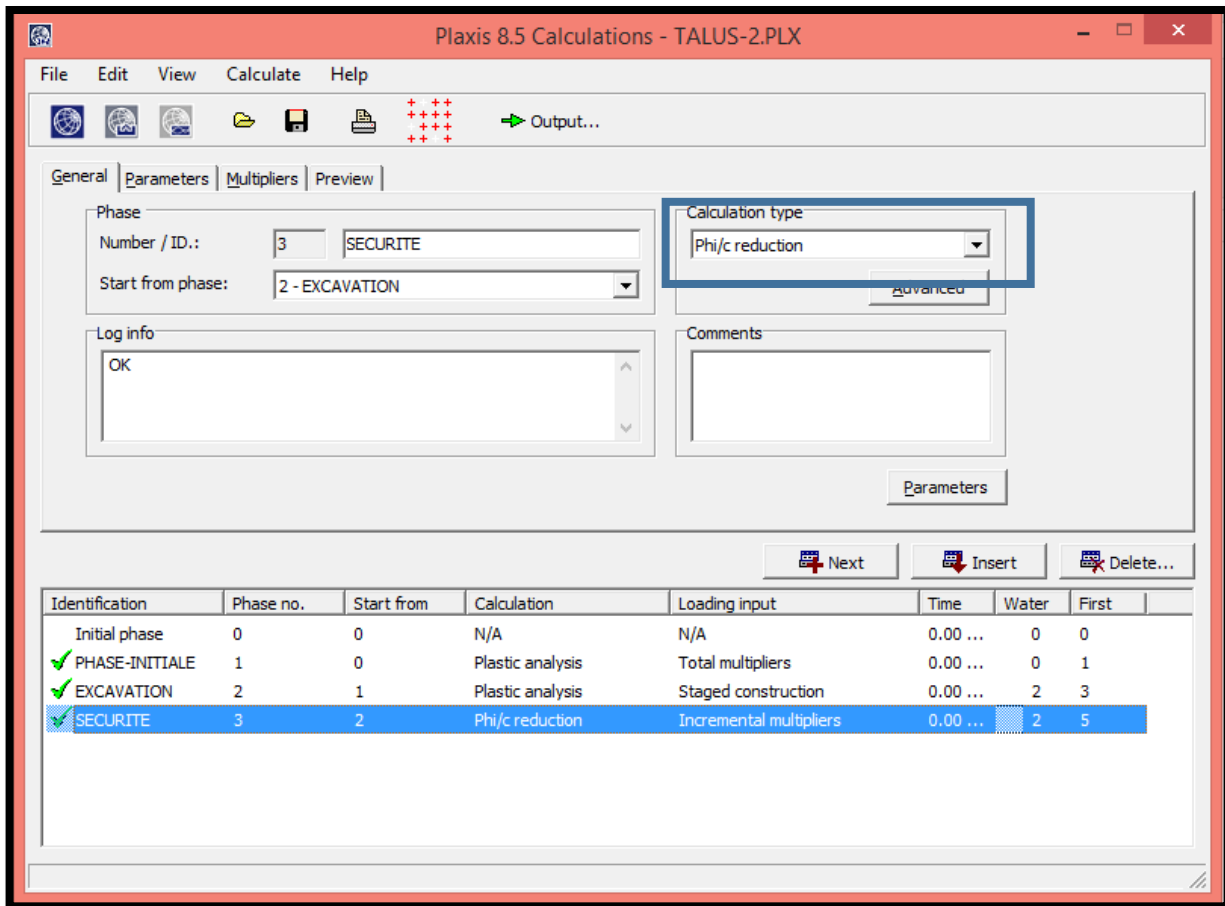
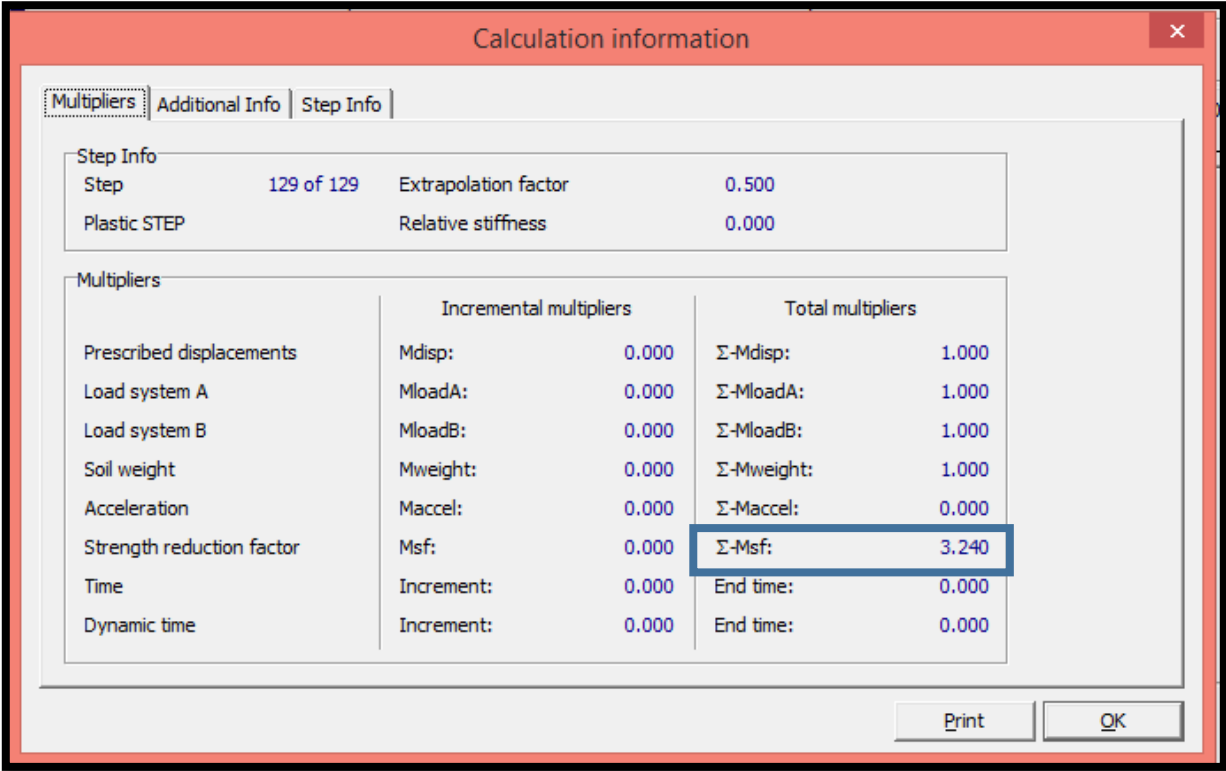


Figure IV.15 : choix du type de calcul C/phi reduction

Après avoir choisi le type de calcul, nous avons lancé le calcul est déterminer  $F_s$  (voir figure IV.16), ainsi que le déplacement des couches. (Voir figure IV.17).

# Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art



**Figure IV.16** : coefficient de sécurité  $F_s$

D'après la figure IV.10, le coefficient de sécurité déterminé est égal à **3.24**.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

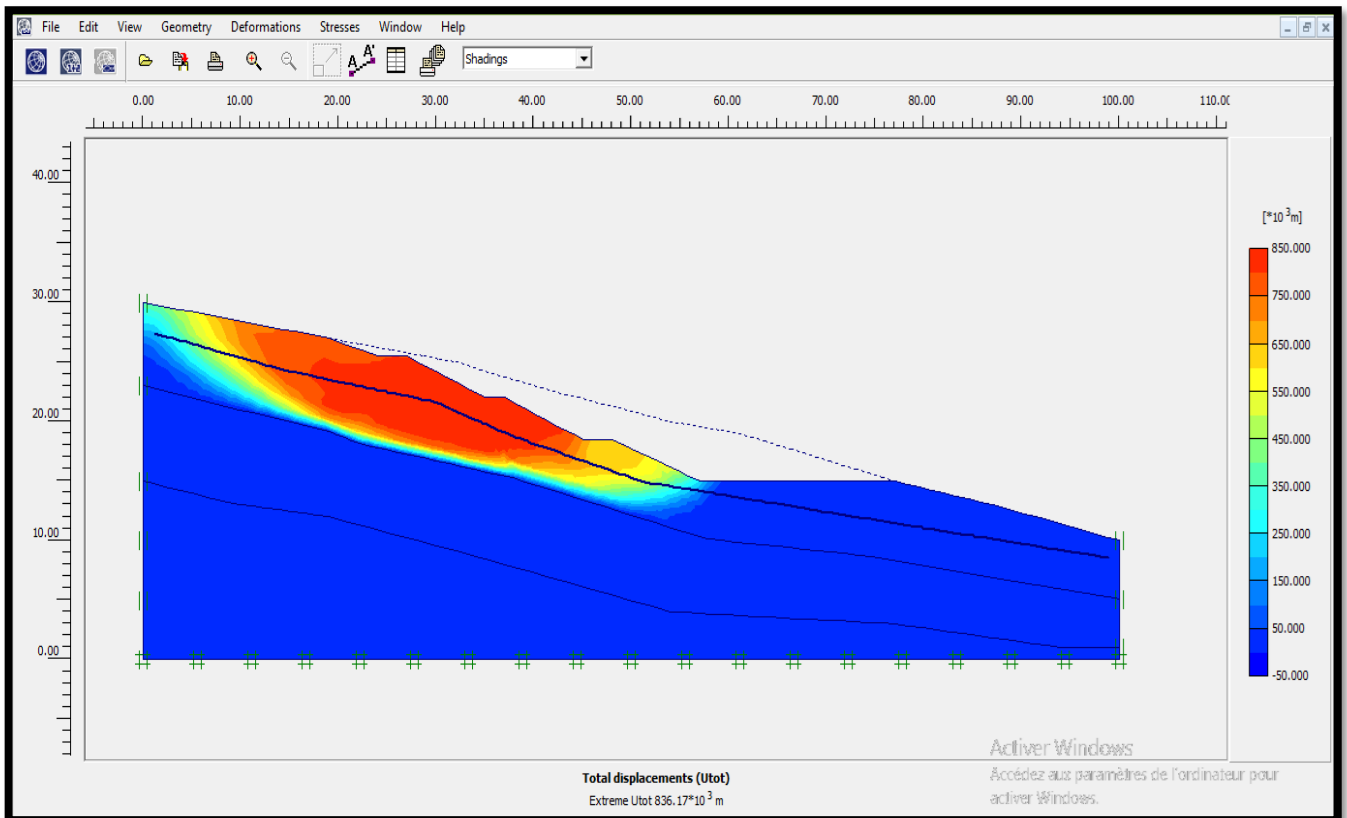


Figure IV.17 : déplacements totaux

D'après la figure IV.17 on remarque que la couche de la marne altérée a été déplacée de **836.17x10<sup>3</sup> m**.

### B.4 conclusion :

Après avoir vérifié la stabilité du talus en déblais dépassant les 10m de hauteur, par le logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis, nous avons obtenus un coefficient de sécurité **Fs** égale à **3.24 > 1.50**, préférant donc au talus un état stable, et un déplacement de la couche de marne de l'ordre de **836.17x 10<sup>3</sup> m**, malgré ce déplacement l'ensemble des couches constituant le talus est stable.

**Partie C : fondations de l'ouvrage d'art  
(viaduc)**

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Le viaduc étudié est situé au niveau du tronçon routier PK15+150 au PK 15+725 du contournement de la ville de Cherchell, il mesure 600m et franchit oued Sidi Ghiles, la charge de cet ouvrage d'art transmise aux fondations est égale à 7756 KN. (Figure IV.18)



Figure IV.18 : viaduc liant les 2 villes Cherchell et Sidi Ghiles [8]

La coupe lithologique du sol supportant le viaduc est montrée dans la figure ci-contre :

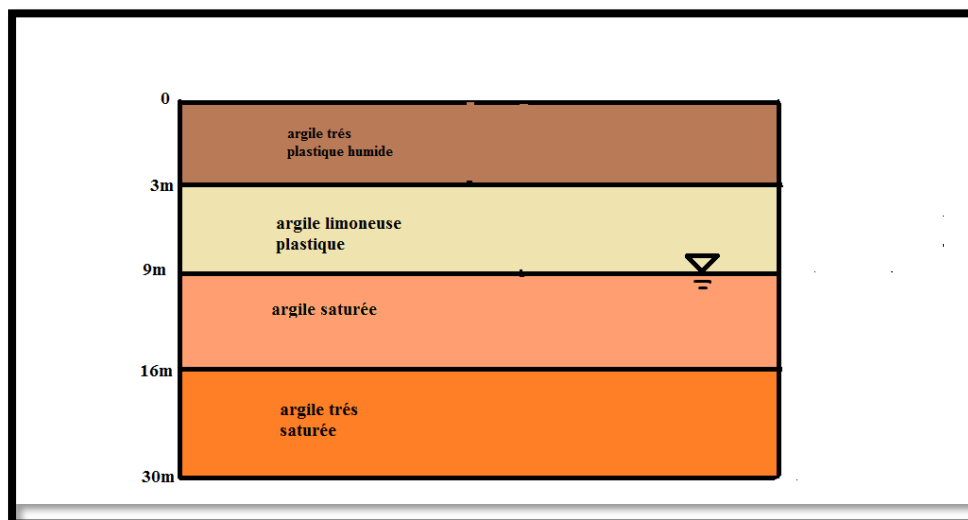


Figure IV.19 : schéma de la lithologie du sol dont les fondations sont ancrées

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

Le terrain est formé pratiquement d'une seule couche d'argile infinie, la nappe phréatique a été détectée à 9 mètre par rapport au terrain naturel. Les caractéristiques physiques de chaque couche sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.23** : valeurs des caractéristiques physiques des différentes couches.

| Couches               | Le poids volumique sec<br>$\gamma_d(\text{KN/m}^3)$ | Le poids volumique saturé<br>$\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$ |
|-----------------------|---|---|
| Argile très plastique | 17  | 20.5  |
| Argile limoneuse      | 16  | 19.9  |
| Argile saturée        | 17.5  | 20.9  |
| Argile très saturée   | 18  | 21.2  |

### C.1 calcul de la capacité portante des fondations par la méthode pressiométrique :

Pour choisir le type de fondation adéquat, il est nécessaire de passer par l'étape de calcul de la capacité portante du sol, cette dernière peut être déterminée par plusieurs méthodes. Dans ce qui suit on va utiliser la méthode pressiométrique.

- **Méthode pressiométrique (PMT) :**

Avant de passer aux étapes de calcul de la capacité portante des fondations par la méthode pressiométrique, nous avons déterminé la combinaison de charge à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

La combinaison de charges aux deux états limites cités précédemment est la suivante : [3]

- **Etat limite ultime ELU :**

$$Q_{\text{fondamentale}} = 1.35G + 1.35G_{\text{sp}} + \max(1.35G_{\text{sf}}, 1.5Q_l + \sum Q_i) = 4128 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{accidentelle}} = G + E + G_{\text{sp}} + G_{\text{sf}} = 5254 \text{ KN}$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

- **Etat limite de service ELS :**

$$Q_{\text{permanente}} = G + G_{\text{sp}} + \max(G_{\text{sf}}, \Psi_1 Q_1) = 6648 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rare}} = G + G_{\text{sp}} + \max(G_{\text{sf}}, Q_1 + 0.77 \sum Q_i) = 7756 \text{ KN.}$$

### C.1.1 Etapes de calcul de la méthode PMT :

- **fondation superficielle de type semelle filante :**

Dans notre cas d'étude on a une semelle filante rectangulaire de dimensions :

$$B = 5\text{m} ; L = 10\text{m} ; D = 2\text{m.}$$

Les étapes de calcul pour une fondation superficielle sont :


#### 1) La zone utile : [4]

$$Z_u = \left[ D, D + \frac{3B}{2} \right]$$

Avec :

**D** : la fiche ;

**B** : la largeur.

Donc la zone utile est de :  $Z_u = [2, 2 + (3 \times 5)/2]$    $Z_u = [2, 9.5] \text{ m}$

#### 2) Calcul de la capacité portante :

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est donnée par la formule suivante : [4]

$$q_l = k_p \times p_{le}^* + q_o \quad (\text{I.18})$$

Avec :

$p_{le}^*$  : Pression limite équivalente nette = valeur moyenne de  $p_l^*$  dans la zone utile ;

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

$p_l^*$ : pression limite nette =  $p_l - p_0$  ;

$P_0$ : pression horizontale des terres =  $K_0 \times \gamma h \times z$  ;

$K_0$  : coefficient de pression des terres « au repos » égale=1 pour sol cohérent et 0.5 pour sol pulvérulents ;

$k_p$  : Coefficient de portance pressiométrique il dépend des dimensions de la fondation et la nature de sol juste sous la base de fondation donnée par : [4]

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (\text{I.19})$$

**Avec :**

**B** : largeur de la fondation ;

**L** : longueur de la fondation ;

$K_p^1$  et  $K_p^0$  : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques.

$q_0$  : est la contrainte verticale initiale à la base de fondation.

Les résultats des pressions limites **PL**, pressions horizontales des terres **P0**, et des pressions limites nettes **PL\*** sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 24** : résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes

| Z(m) | Pl (KPa) | P0 (KPa) | PL* (KPa) |
|------|----------|----------|-----------|
| 2    | 683      | 34       | 649       |
| 4    | 626      | 50       | 576       |
| 6    | 593      | 99       | 494       |
| 8    | 553      | 131      | 422       |
| 9.5  | 710      | 157.25   | 552.75    |



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

**N.B :** A une profondeur donnée de la zone utile, si  $PL^* > 1.5 (PL^*)_{\min}$ ,  $PL^*$  est plafonnée et remplacée par  $1.5 (PL^*)_{\min}$  dans le calcul de  $P_{le}^*$ .

A 2m de profondeur la valeur de  $PL^* = 649 \text{ KPa} > 1.5 \cdot (422) = 633 \text{ KPa}$ , donc on va plafonner la valeur, et on la remplace par une valeur égale à **633 KPa**.

❖ Application numérique sur le projet :

- $P_{le}^* = \left( \frac{633+579+494+422+552.75}{5} \right)$

$$P_{le}^* = 535.55 \text{ KPa}$$

- $q_0 = \gamma_h \times D = 17 \times 2 \quad (\text{IV.20})$

$$q_0 = 34 \text{ KPa}$$

- $K_p = 0.9 \times 5/10 + 0.86 (1 - (5/10))$

$$K_p = 0.88$$

Avec :

$K_p^0$  et  $K_p^1$  : sont des facteurs de portance déterminés à partir des abaques (voir annexe C, figure C.1)

- $q_1 = 0.88 \times 535.55 + 34$

$$q_1 = 505.284 \text{ KPa.}$$

### 3) Vérification aux états limite:

L'état limite est vérifié comme suit :

$$q_{cal} = \frac{q_1}{F_s} \quad (\text{IV.21})$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Avec :

$F_s$  : coefficient de sécurité égale à 2

- $q_{cal} = \frac{505.284}{2}$

$$q_{cal} = 252.64 \text{ KPa}$$

$$q_{ser} = \frac{q}{B \times L} + \gamma b \times D \quad (\text{IV.22})$$

- $q_{ser} = \frac{77560}{10 \times 5} + 25 \times 2$

$$q_{ser} = 1601.2 \text{ KPa}$$

D'après les résultats obtenus on a :

$$q_{ser} > q_{cal}$$

Alors la capacité portante de cette semelle est non vérifiée on va donc opter pour une fondation profonde (pieu).

- **Fondations profondes sur pieux :**

La charge verticale limite  $Q_l$  (ou capacité portante verticale) d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression verticale limite  $q_l$  en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite  $q_s(z)$  le long du fut du pieu.

La charge limite d'un pieu formalisé par la formule suivante : [4]

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

$Q_L$ : Charge limite

$Q_P$ : pression vertical de pointe

$Q_S$ : Terme de frottement latéral

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

### □ Notion de charge verticale critique :

L'interprétation d'un essai de chargement vertical du pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique  $Q_c$ . En cas d'indisponibilité d'essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandée par le LCPC. [4]

#### ➔ Pieux ne refoulant pas le sol : [20]

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s \quad (\text{IV.24})$$

#### ➔ Pieux refoulant le sol : [20]

$$Q_c = 0.7 Q_p + 0.7 Q_s = 0.7 Q_l \quad (\text{IV.25})$$

### □ Calcul de $Q_l$ à partir de l'essai pressiométrique (PMT) :

La méthode de calcul de  $Q_l$  est comme suit :

- **Etape 1 :** La pression pressiométrique limite équivalente nette  $P_{le}^*$ , est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de  $3a$  en dessous de la pointe et de  $b$  au-dessus (figure IV.20).

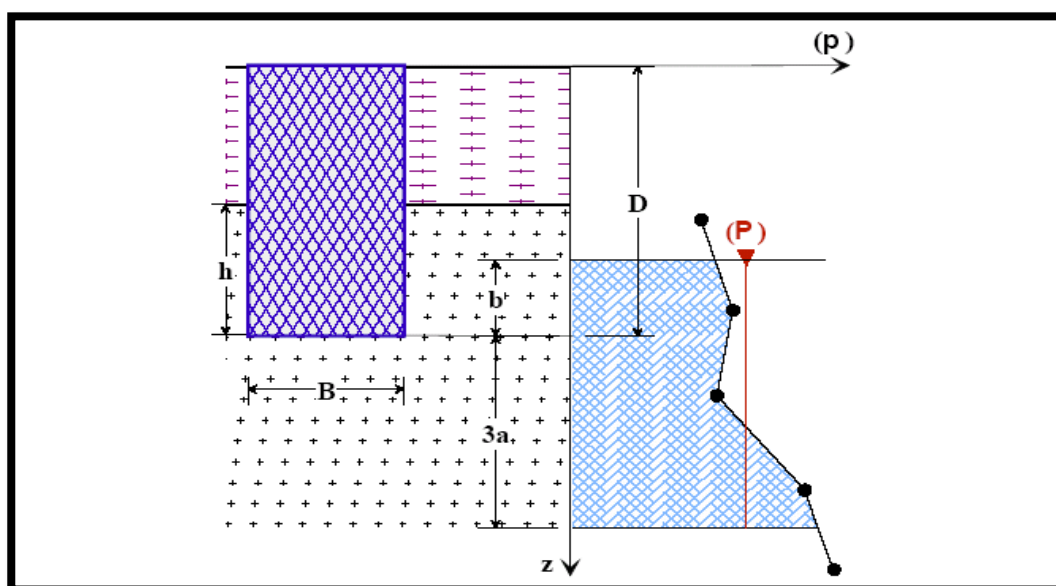


Figure IV.20 : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente [4]

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

La formule utilisé est donné par : [4]

$$P_{ie}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_i^*(z) dz \quad (\text{IV.26})$$

**Avec :**

$$a = \max (B/2, 0.5\text{m})$$

$$b = \min (a, h)$$

**h** : ancrage dans la couche porteuse.

**pl\* (z)** : est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les déferents pl\* mesuré.

Dans notre cas d'étude on dispose d'un pieu caractérisé par les dimensions suivantes :

$$D= 10\text{m} ; b= 1.2\text{m}$$

□ **La zone utile : Zu [D-b ; D+3a]**

$$a = \max \left( \frac{b}{2} ; 0.5 \right) \Rightarrow a = \max \left( \frac{1.2}{2} , 0.5 \right) \Rightarrow a = 0.6$$

$$b = \min (a, h) \Rightarrow b = \min (0.6, 0) \Rightarrow b = 0$$

**Alors :** Zu [10, 11.8]

Les résultats des pressions limites PL obtenus par le sondage pressiométrique SP36, les pressions horizontales des terres P0, et des pressions limites nettes PL\* sont regroupés dans le tableau suivant :

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

**Tableau IV. 25** : résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes.

| Z(m)        | P1 (KPa) | P0 (KPa) | PL* (KPa) |
|-------------|----------|----------|-----------|
| <b>10</b>   | 673      | 205      | 652.5     |
| <b>11</b>   | 691      | 225.5    | 465.5     |
| <b>11.8</b> | 709      | 465.5    | 467.1     |

$$\rightarrow P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.6} \sum_{10}^{11.8} \left[ \left( \frac{652.5 + 465.5}{2} \right) \times 1 + \left( \frac{465.5 + 467.1}{2} \right) \times 0.8 \right]$$

Alors :  $P_{le}^* = 517.8 \text{ KPa}$

- **Etape 2 :**

La résistance en pointe est donnée par la formule suivante : [4]

$$q_L = k_p \times p_{le}^* \quad \text{(IV.27)}$$

**Avec :**

$P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente

$K_p$  : facteur de portance pressiométrique dépend de la nature du sol et du mode d'installation du sol (type de pieu).

- Le sol est classé comme étant une argile, d'après le tableau de classification (voir annexe C, tableau C.2), on retient que le sol appartient à une argile molle (**classe A**). Alors le facteur de portance pressiométrique  $K_p = 1.3$  (pieu ne refoule pas le sol).

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Donc :  $q_l = 1.3 \times 517.8$

$$q_l = 673.14 \text{ KPa}$$

- **Etape 3**

Détermination de l'effort limite  $Q_p$  en pointe dont l'aire de sa section est  $A$ , tel que : [4]

$$Q_p = A q_l \quad (\text{IV.28})$$

Avec :

$A$  : la section du pieu

Puisque on a un pieu de section circulaire donc le calcul se fait comme suit :

$$\rightarrow A = \frac{\pi \times B^2}{4} = \frac{\pi \times (1.2)^2}{4} \quad (\text{IV.29})$$

$$A = 1.130 \text{ m}^2$$

Donc :  $Q_p = 1.130 \times 673.14$

$$Q_p = 749.20 \text{ KPa}$$

- **Etape 4 :**

Calcul de l'effort limite  $Q_s$  de frottement latéral limite par : [4]

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz \quad (\text{IV.30})$$

Avec :

$P$  : périmètre du pieu

$q_s$  : la contrainte de frottement latéral limite. Elle dépend de la pression limite nette, et aussi de la nature du sol entourant le pieu, et du mode d'installation du pieu.

**Puisque le sol est de classe A, et le forage du pieu est simple, donc on choisit la courbe  $Q_1$  ( $n=1$ )**

La détermination de  $q_s$  se fait à partir de la formule suivante : [19]

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

- $q_s(z) = 0.04n \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)}\right)$  si  $P_l^*(z) \leq 1+0.5n$
- $q_s(z) = 0.04n$  si  $P_l^*(z) > 1+0.5n$

Le résultat de calcul de  $q_s$  dans chaque profondeur est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.26 : Résultats de calcul de  $q_s$**

| <b>Z(m)</b>                            | <b>0</b> | <b>2</b> | <b>4</b> | <b>6</b> | <b>8</b> | <b>10</b> |
|--|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| <b>P<sub>l</sub><sup>*</sup> (MPa)</b> | 0        | 0.649    | 0.558    | 0.419    | 0.417    | 0.491     |
| <b>q<sub>s</sub> (KPa)</b>             | 0        | 17.53    | 16.09    | 14.81    | 13.20    | 14.81     |

Alors :

$$Q_s = \pi \times 1.2 \sum_0^{10} \left( \frac{0+14.81}{2} + 17.53 + 16.09 + 14.81 + 13.20 \right) \times 2$$

$$Q_s = 738.95 \text{ KPa}$$

- **Etape 5 :**

Le calcul de la fiche équivalente du pieu, soit  $D_e$ , telle que : [4]

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \quad \text{(IV.31)}$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

$$D_e = \frac{1}{517.8} \sum_0^{10} \left( \frac{0+491}{2} + 649 + 558 + 419 + 417 \right) \times 2$$

$$D_e = 8.83 \text{ m}$$

- **Etape 6 :**

Calcul  $D_e/B$  et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant : [5]

- ➔ Fondation profonde pour  $D_e/B > 5$ ,
- ➔ Fondation semi-profonde pour  $1.5 < D_e/B < 5$ ,
- ➔ Fondation superficielle pour  $D_e/B < 1.5$ .

On a :  $D_e = 8.83$  ;  $B=1.2\text{m}$

$$D_e / B = 8.83/1.2 \Rightarrow D_e / B = 7.35 > 5 \Rightarrow \text{fondation profonde}$$

Calcul de  $Q_c$  et  $Q_l$  :

- $Q_l = Q_p + Q_s$

$$Q_l = 749.2 + 520.51$$

Donc :  $Q_l = 1269.71 \text{ KPa}$

- $Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$
- $Q_c = 0.5 \times 749.2 + 0.7 \times 520.473$

Alors :  $Q_c = 738.95 \text{ KPa}$

**C.1.2 Calcul de nombre de pieux :**

Le calcul de nombre de pieux se fait par les formules suivantes : [4]



## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

$$N_{\text{fond}} = \frac{1.4 \times Qf}{ql} = \frac{1.4 \times 6648}{1269.71} \quad \text{donc : } N_{\text{fond}} = 7.33$$

$$N_{\text{acc}} = \frac{1.2 \times Q_{\text{acc}}}{ql} = \frac{1.2 \times 7756}{1269.71} \quad \text{donc : } N_{\text{acc}} = 7.33$$

$$N_{\text{rare}} = \frac{1.1 \times Q_{\text{acc}}}{Qc} = \frac{1.1 \times 5254}{738.95} \quad \text{donc : } N_{\text{rare}} = 7.8$$

$$N_{\text{Qp}} = \frac{1.4 \times Q_{\text{qp}}}{Qc} = \frac{1.4 \times 4128}{738.95} \quad \text{donc : } N_{\text{Qp}} = 7.8$$

Donc le nombre de pieux est : **8 pieux**

### C.1.3 Disposition des pieux :

On peut répartir les pieux comme suit :

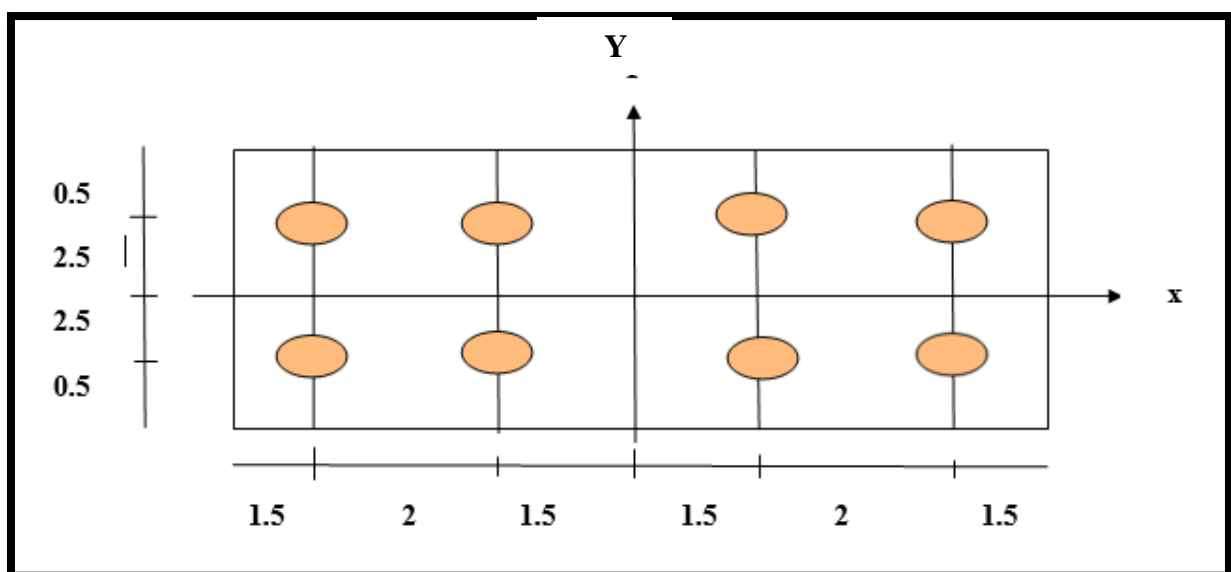


Figure IV.21 : Disposition possible des pieux.

### C.2 Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement à court terme des pieux est prépondérant, que celui dû à la consolidation étant négligeable et localisé seulement à la base du pieu. Il se traduit par la mobilisation des

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

contraintes de cisaillement le long du pieu reprise instantanément par le sol d'une part, et d'autre part par des contraintes normale à la base, causant une consolidation locale.

On va calculer donc le tassement en tête du pieu par la méthode de la théorie d'élasticité en utilisant la formule ci-après : [4]

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B} \quad (\text{IV.32})$$

Le facteur de tassement  $I_v$  est calculé par : [22]

$$I_v = 4 (1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 D \tanh(\mu D)}{\pi \varepsilon \lambda (1 - \nu) B} \frac{\mu D}{4}}{(1 - \nu) \varepsilon + \frac{4 \pi \beta D \tanh(\mu D)}{\alpha B} \frac{\mu D}{\mu D}} \quad (\text{IV.33})$$

On prend :

- $\varepsilon=1$ (sol infini). [4]
- $B= 1.2$  m
- $\nu= 0.5$  (sol cohérent). [4]
- $D= 10$ m
- $E_p = 30000$  MPa (module de Young du pieu en béton armé)

Pour la détermination du module de Young du sol  $E$ , il existe des corrélations empiriques entre le module  $E$  et le module pressiométrique  $E_m$  :

$E= 4 E_m < 60$  MPa pour les pieux travaillant en pointe. [4]

$E= 5 E_m < 50$  MPa pour les pieux flottants. [4]

Donc on va utiliser les résultats du module  $E_m$ , de l'essai pressiométrique SP 36.

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

Le tableau suivant regroupe les résultats du module pressiométrique et leurs corrélations

**Tableau IV.27** : résultats de la corrélation des modules pressiométrique

| <b>Z(m)</b>                 | <b>2</b> | <b>4</b> | <b>6</b> | <b>8</b> | <b>10</b> |
|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| <b>Em</b><br><b>(MPa)</b>   | 2.683    | 2.418    | 3.688    | 2.737    | 2.967     |
| <b>4 Em</b><br><b>(MPa)</b> | 10.73    | 10.13    | 14.75    | 10.94    | 11.6      |

Puisque le pieu est ancré dans un sol multicouche, il est recommandé de calculer un module équivalent  $E_{eq}$  égale à la moyenne analytique des valeurs de E le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz \quad \text{(IV.34)}$$

$$E_{eq} = \frac{1}{10} \sum_0^{10} (10.73 + 10.13 + 14.75 + 10.94 + 11.6) \times 2$$

$$E_{eq} = 11.63 \text{ MPa}$$

- $\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{11.63}{11.63} = 1$

$$\beta = 1$$

## Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art

---

$$\bullet \lambda = 2 (1 + \nu) \frac{E_p}{E(D)} \quad (\text{IV.35})$$

]

$$\lambda = 7738.6$$

$$\bullet \alpha = \text{Ln} \left[ 2 \frac{D}{B} [0.25 + (2.5 \beta (1 - \nu) - 0.25) \varepsilon] \right] \quad (\text{IV.36})$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[ 2 \frac{10}{1.2} [0.25 + (2.5 \times 1 (1 - 0.5) - 0.25) \times 1] \right]$$

$$\alpha = 3.03$$

$$\bullet \mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}} = \frac{2\sqrt{2} \frac{10}{1.2}}{\sqrt{3.03 \times 7738.6}} \quad (\text{IV.37})$$

$$\mu D = 1.74 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$I_v = 4 (1 + 0.5) \frac{1 + \frac{8}{\pi \times 1 \times 7738.6 (1 - 0.5)} \frac{10 \tanh(1.74 \times 10^{-3})}{1.2} \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1.74 \times 10^{-3}}}{\frac{4}{(1 - 0.5)} + \frac{4\pi}{3.03} \frac{10 \tanh(1.74 \times 10^{-3})}{1.2} \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1.74 \times 10^{-3}}}$$

$$I_v = 0.059$$

Donc le tassement  $v_0$  est égale à :

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D)B} = \frac{7756 \times 0.059}{11360 \times 1.2}$$

$$V_0 = 0.031\text{m} = 0.031 \times 10^3 \text{mm}$$

$V_0 = 3.1\text{cm} < 5\text{cm}$ , donc le tassement est admissible. D'après la recommandation du 4<sup>ème</sup> international congrès de Mécanique des sols (Londres 1956).

## **Chapitre IV : dimensionnement de la chaussée, stabilité des talus, et calcul des fondations de l'ouvrage d'art**

---

### **C.3 Conclusion :**

Le calcul de la capacité portante des fondations du viaduc par la méthode pressiométrique, nous a conduits à opter pour des fondations profondes type pieux avec une fiche de 10m et un diamètre de 1.2m. et un nombre est de l'ordre de 8. Le calcul du tassement des pieux par la méthode de théorie d'élasticité à donner la valeur de 3.3cm (tassement admissible <5cm).

## Conclusion générale

Le travail effectué dans ce mémoire a pour but de dimensionner un corps de chaussée d'un tronçon de route reliant la ville de Cherchell et Sidi Ghiles (Wilaya de Tipaza) sur un linéaire total de 17km, d'analyser la stabilité d'un talus en déblai dépassant les 10m de hauteur vis-à-vis au glissement, et la conception des fondations d'un viaduc situé dans l'axe de la route.

Après une synthèse et une analyse détaillée des données des études géologiques, hydrogéologiques, géomorphologiques, sismiques et géotechniques obtenus des différents rapports techniques concernant le projet. Il en ressort que :

- Du point de vue géomorphologie, la zone d'étude est caractérisée par un relief très arpenté au début du tracé devenant de moins en moins arpenté vers la fin du tracé. Les terrains sont caractérisés par des formations rocheuses (calcaire, schistes) et des formations meubles (sols) marnes, argiles et des alluvions au niveau des oueds).
- Le climat de la région est subhumide, avec une pluviométrie annuelle comprise entre 600 à 800mm,
- La zone de Cherchell est drainée par de nombreux oueds importants, ainsi que de plusieurs réservoirs aquifères. La nappe phréatique est fluctuante en période hivernale, cela nécessite d'effectuer des levés piézométriques lors des travaux d'exécutions.
- La zone d'étude à une sismicité élevée, classée en zone III selon le RPA99/2003.
- Les sols rencontrés le long du tracé sont classés comme des sols fins (classe A) d'après la classification GTR. Ce sont des argiles plastiques et peu plastiques non agressives. Les formations rocheuses sont classées comme peu fragmentables et peu dégradables, tombant dans la classe R<sub>2</sub> et R<sub>3</sub> selon la classification GTR.
- Le dimensionnement de la chaussée en utilisant les méthodes (CTTP et CBR ) a permis de faire ressortir un corps de chaussée présentant la structure suivante pour chacune des méthodes utilisées : pour la méthode CTTP, une couche de roulement en (BB) de 6cm, Couche de base en (GB) de 26cm (en 2 couches) , une couche de fondation en (GNT) de 15cm surmontant une couche de forme en (TUF) de 60cm (en 2 couches). Pour la méthode CBR une couche de roulement en (BB) de 8cm, une couche de base en (GB) de 26cm, Couche de fondation en (GNT) de 24cm,

surmontant une couche de forme en (TUF) de 60cm (en 2 couches). La structure choisie est celle résultante de la méthode CTPP, car elle nous donne des épaisseurs moins importantes, contrairement à la méthode CBR, donc c'est une méthode économique et aussi conservatrice.

- Les fondations adoptées pour le viaduc sont des fondations profondes de type Pieux,
- Le talus en déblai dépassant les 10m de hauteurs est stable vis-à-vis au glissement. Il présente un coefficient de sécurité  $F_s > 1.5$ .

## Références

[1] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule 1 notice d'utilisation

[2] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule2 hypothèse et données de dimensionnement.

[3] Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées neuves, CTTP Novembre 2001, fascicule3 fiches techniques de dimensionnement.

[4] ALI BOUAFIA, Conception et Calcul Des Ouvrages Géotechniques (Edition PAGES BLEUES 2010).

[5] Direction de travaux public Tipaza (DTP), Données des essais géotechnique

[6] BOUAFIA A. (1975), AIDE-MÉMOIRE DE MÉCANIQUE DES SOLS, 2eme édition, édition office des publications universitaires, Ben-Aknoun, Alger.

[7] RPA 99(version 2003) règlement parasismique algérienne.

[8] Société algérienne d'étude d'infrastructure (SAETI), 2014, étude géologique et hydrogéologique ; et géomorphologique de site.

[9] Guide de l'entretien routier 1995

[10] Senni.S & Hadj Yahia.I, étude géotechnique d'un tronçon routier (Cherchell- Sidi Ghiles), mémoire de master en génie civil (université Blida -1- 2018).

[11] Ghani M Amine (9/21/2016) Structure et dimensionnement d'une chaussée, l'école des travaux publics de Normandie –wiki TP.

[12] SETRA -LCPC : guide technique de terrassement routier (GTR), conception et dimensionnement des structure de chaussées « ministère de l'équipement du logement et des transports », réf : D9233-2

[13] MEBARKI.G (Avril, 2016) cours du module mécanique des milieux granulaires (méthode CBR), l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



- [14] Peyronne (octobre, 1991), cours de routes dimensionnement des chaussées, 2<sup>ème</sup> édition presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [15] G.G Rattesat (1981), cours de l'école nationale des ponts et chaussées conception des ponts, édition Eyrolles.
- [16] Ministère de l'industrie lourde direction des mines et de la géologie –sous-direction de la géologie.
- [17] Institut national des sols de l'irrigation et drainage (I.N.D.I.D).
- [18] Société algérienne d'étude d'infrastructure (SAETI), Janvier 2015, rapport géotechnique, étude d'avant-projet détaillé du contournement de la ville de Cherchell.
- [19] règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, C.C.T.G, fascicule 62-titre V, Ministère de l'équipement , du logement et des transports (1993).
- [20] Frank R (1999) calcul des fondations superficielles et profondes, édition Techniques de l'Ingénieur (TI) et Presses de l'ENPC.
- [21] Poulos H.G & Davies E.H (1980) Pile Foundation Analysis and Design, Series in Geotechnical Engineering, Editions John Wiley & Sons.
- [22] Randolph M. F (1977) A theoretical study of the performance of piles, Thèse de doctorat, St John's College, Université de Cambridge.
- [24] Philipponnat G et Hubert B (1998) Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris.
- [25] R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas (2003) PLAXIS Version 8 Manuel de référence.
- [26] Georges.F, La pratique des sols et fondations, (Edition du moniteur 1981).