

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

جامعة -البليدة-1
Université De Blida1



كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : GÉOTECHNIQUE

Thème :

DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE, CALCUL DE
FONDATION DE L'OUVRAGE D'ART ET L'ETUDE DE LA
STABILITE DE TALUS D'UN TRONÇON ROUTIER DE LA
PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT PORT BENI SAF A
SIDI BELABAS (DE PK 26+371 AU PK 30+987)

Soutenu par :

- **BENAIMECHE Ouïam**
- **GHERBI Roumaïssa**

Promoteur :

Pr. GRINE Khaled.

Blida, 2020 / 2021

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu ALLAH qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second lieu, Nous tenons exprimer nos profonds remerciements à notre encadreur : le Professeur GRINE KJALIED, pour son aide, sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils au long de la préparation de ce travail.

Nous remercions l'ensemble des membres du jury qui ont bien voulu accepter de juger ce modeste travail.

Ainsi que, Nous voudrions remercier l'ensemble de nos professeurs de département génie civil, spécialité géotechnique à qui nous devons le bénéfice de leurs enseignements et la somme de nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire sans oublier nos collègues de promotion.

Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragé de près ou de loin durant la finalisation de notre projet de fin d'étude.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère SAADI MALIKA, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, Celle qui a répandu de la lumière sur mon chemin celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celle qu'aucune ne dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve.

A mon père GHERBI NACER, pour ses sacrifices de longues années afin de me voir grandir et réussir dans mon parcours d'études, merci pour m'aider à avancer dans la vie.

A ma chère, mon petite sœur SIRIN

A mes chers frères Abd ALLAH et Mohammed Rayan

A Mon binôme OUIAM, et sa petite fille DANIA

A toute ma famille, petite et grande pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral

A tous mes amies et amis, chacun à son nom pour leur soutien tout au long de ce travail

Roumaissa

Dédicace :

Avec l'aide de Dieu le tout puissant, j'ai réalisé ce projet d'étude, que je dédie avec toute modestie :

*Avant tout à la lumière de ma vie, la source de mon bonheur et le guide de mon chemin mes très chères parents **BENAIMECHE Krim** et **HASSAIRI Assia**. Grace à leur patience, leur soutien et leur amour ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui. Quoi que je fasse ou dire, je ne saurai jamais comment vous remercier comme il se doit et que dieu les gardes pour nous.*

*A mon cher mari **ZERIRI Abdelkader**, aucun mot ne saurait t'exprimer mon profond attachement et ma reconnaissance pour l'amour, la gentillesse, tes sacrifices, et ton soutien moral qui m'ont permis de réussir mes études.*

*A ma petite princesse **Dania** ma raison de vivre, je t'aime énormément, je te souhaite une longue vie pleine de bonheur et de réussite. Le bon Dieu te garde pour moi.*

*A ma petite sœur **HOUDA**.*

*A mes proches à tous les membres de la famille **HASSAIRI**, à tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion tout en réalisant ce mémoire, en particulier ma deuxième mère **HASSAIRI Salima**.*

*A ma chère amie avant d'être mon binôme **Roumaissa**, merci pour ton soutien et ta patience toute une année.*

*A mes chers amis : **Aboubakr Essedik, Hanaa, Madjid, Fatima**.*

*A mon encadreur **PROFESSEUR GRINE**.*

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

Ouiam

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو انجاز دراسة جزء من طريق بطول 616.4 كم، والذي يقدر طوله الإجمالي ب 56.872 كم، يربط بين ولاية بني صاف وعين تيموشنت وهذا باستخدام طريقتين، وكذلك حساب قدرة تحمل الأساسات لجسر يقع في محور الطريق المدروس وأيضا تحليل رقمي يعتمد على طريقة العناصر المحددة لاستقرار منحدر.

الكلمات المفتاحية: أرصفة، أبعاد، أساسات، جسر.

Résumé :

L'objectif de ce travail est l'étude du corps de chaussée d'un tronçon routier de 4.616 Km (DE PK 26+371 AU PK 30+987), sur une linéarité totale de 56.872 Km, reliant la Wilaya de Beni Saf à Sidi Belabess, utilisant la méthode de CTPP et la méthode CBR. De plus un calcul de la capacité portante des fondations d'un ouvrage d'art (viaduc) par la méthode pressiométrique, et une analyse numérique basée sur la méthode des éléments finis de la stabilité d'un talus en déblai.

Mots clés : chaussées, dimensionnement, fondations, viaduc.

Abstract:

The project deals with a pavement conception of a road portion (4.616 km) within a total linearity of 56.872 Km, connecting the Wiley of Beni Saf to Sidi Belabess, using the CTPP method and the CBR method. In addition to the road pavement conception, a slope stability analysis to assess the stability of a 55m high slope, based upon a finite element numerical method using a computer package (Plaxis D2) and a foundation design analysis a bridge (viaduct).

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

Liste des symboles

| Symboles | Significations | Unités |
|--|--|-------------------|
| I_p | Indice de plasticité | (%) |
| I_c | Indice de consistance | - |
| W_n | Teneur en eau naturelle | (%) |
| W_l | Limite de liquidité | (%) |
| D_{max} | Diamètre de plus gros granulat. | M |
| ρ_d | Masse volumique (densité). | Kg/m ³ |
| T_{éq} | Traffic équivalent | - |
| e | Épaisseur équivalente | Cm |
| ICBR | Indice CBR | - |
| P | Charge par roue égale à 6.5t (essieu 13t) | t |
| Log | Logarithme décimale | - |
| TJMA | Trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans | V/j/sens |
| N | Nombre journalier de poids lourd à vide a l'année horizon | PL/j/sens |
| n | Année de prévision | Ans |
| PL | Pourcentage des poids lourds | (%) |
| TPL_i | Classe du trafic | PL/j/sens |
| i | Taux d'accroissement géométrique égal à 0.04 | (%) |
| a₁,a₂,a₃ | Coefficients d'équivalence des matériaux des couches de la chaussée | - |
| e₁,e₂,e₃ | Les épaisseurs réelles des couches de la chaussée | Cm |
| A | Coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13t | - |
| T_{eq} | Température équivalente. | ° |
| r (%) | Pourcentage de risque. | (%) |
| ε₆ (10°c, 25HZ) | Déformation limite détenue au bout de 106 cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10°C et 25Hz (essai de fatigue). | - |
| K_θ | 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 | - |
| K_c | Facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée | - |
| (ε t, adm) | Déformation admissible de traction | - |

| | | |
|-----------------------------------|---|-------------------|
| C | Coefficient égal à 0.02 | - |
| Kd | Facteur lié aux effets des discontinuités (fissures) et gradient thermique | - |
| E | Module de Young | MPa |
| $\sigma(t,adm)$ | Contrainte admissible de traction | KPa |
| σ_t | Contrainte de traction | KPa |
| ϵ_t | De formation horizontale (traction) | - |
| ϵ_z | De formation verticale (compression) | - |
| C | La cohésion | KPa |
| φ | Angle de frottement | ° |
| Sr | Degré de saturation | (%) |
| q0 | Contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux de fondation | KPa |
| Kp | Facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation | - |
| W | Teneur en eau | (%) |
| Wp | Limite de plasticité | - |
| γ_d | Poids volumique sec du sol | KN/m ³ |
| γ_h | Poids volumique humide du sol | KN/m ³ |
| Cc | Coefficient de compressibilité | - |
| Cg | Coefficient de gonflement | - |
| Fs | coefficient de sécurité | - |
| τ_{max} | résistance au cisaillement du sol | KPa |
| τ | Contraintes de cisaillement | KPa |
| b | la largeur des tranches. | m |
| α | l'angle orienté | ° |

LISTE ABREVIATIONS

BCg : Béton de ciment.

SG : Sables gypseux.

AG : Arènes granitiques.

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.

GNT : Granulats non-traités.

GTR : Guide de terrassement routier.

LCPC : Laboratoire central des ponts et des chaussées.

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.

PU : puits de reconnaissance.

MNT : Matériaux non traités.

MTB : matériaux traités au bitume.

MTLH : matériaux traités au liant hydraulique.

.

Conclusion générale :

Le présent mémoire, concerne le dimensionnement de corps de chaussée d'un tronçon de 4.616km (du PK26+371 au PK30+987) de la pénétrante autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF, sur un linéaire d'environ 56,872km, la conception des fondations de l'ouvrage d'art (viaduc) du PK27+615 au PK27+936, et l'analyse de la stabilité d'un talus en déblais, utilisant le logiciel PLAXIS 2D.

A partir de l'analyse d'études géologique, hydrogéologique, géomorphologique, sismique et géotechnique qui se base sur la reconnaissance des propriétés de sol, des observations sur le site, et les résultats obtenus à partir les essais réalisés in situ et au laboratoire, on peut conclure que :

- La géomorphologie du tracé est caractérisée par des zones des plaines à pente douce, des plaines agricoles, des collines, et des zones montagneuses.
- L'étude géologique de la zone étudié a montré que les terrains sur place présente des facies très variés allant de formations géologique tel que:jurassico-crétacés (cj), Miocène (mm), L'oligocène(o), Roches volcano- sédimentaires(β), Crétacé (cm), et L'éocène (em).
- Le climat de la région est de type méditerranéen, caractérisé par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux
- Les ressources en eau dépendent évidemment du climat, à la fois dans leur répartition spatiale et dans l'évaluation de leur bilan saisonnier ou annuel.
- la zone d'étude est classée en zone sismique II a, avec un coefficient d'accélération égale à $A=0.15$.
- Les essais physiques et mécaniques nous ont conduits à constater le sol appartient aux sols fins et des sols sableux et graveleux fins, selon la classification GTR, appartenant à la classe A et B et les matériaux rocheux rencontrés appartient à la classe R3.
- Le dimensionnement de corps de chaussée par l'utilisation de méthode CBR et CTPP avec la vérification de déformation par ALIZE nous a mené à choisis une structure résultante de la méthode CBR, car la méthode du CBR est plus économique, elle est structuré en une couche de roulement en (BB) de 8 cm, reposer sur une couche de base en (GB) de 26cm disposé en deux couches, sur menter sur une couche de fondation en (GNT) de 22cm, et tous les couches reposants sur en couches de forme du tuf de 60cm disposé en deux couches de 30 cm.

- Les fondations de type fondations profondes ont été adoptées, pour vérifier la capacité portante de l'ouvrages d'art.
- Un coefficient de sécurité $F_s = 3,96 \geq 1,5$, confirmant la stabilité du talus au glissement, est obtenu suite à l'analyse effectuée utilisant le logiciel Plaxis 2D.

Introduction générale :

En Algérie, comme dans nombreux pays, la construction des routes et des ouvrages d'art joue un rôle essentiel dans leur développement. C'est un moyen vital de l'économie.

L'Algérie compte un réseau routier très important, répartie sur des autoroutes, routes nationales, routes secondaires et des chemins de wilayas. Dans ce réseau, on note la liaison autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à Beni Saf, qui prend son origine à partir du port de Béni Saf et se termine à SIDI ALI BOUSSIDI, sur un linéaire d'environ 56,872 km.

Le but de cette étude est en premier lieu, le dimensionnement du corps de chaussée d'un tronçon de 4.616km (du PK26+371 au PK30+987), constituant la pénétrante autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF. En second lieu, le calcul de la capacité portante des fondations de l'ouvrage d'art (Viaduc) copris dans l'axe de la liaison, et finalement l'étude de la stabilité d'un talus en déblai, situe le long de tronçon étudié.

Le présent document, suit le plan suivant, afin d'atteindre le but visé dans cette étude.

- **Chapitre I :** on présente une généralité sur les chaussés : les matériaux constituent, les types et les différentes méthodes de dimensionnement, ainsi qu'un aperçu sur les ouvrages d'art (viaduc) et la stabilité du terrain.
- **Chapitre II :** Présentation de projet, la Situation géographique, la géologie, le réseau hydrologiques, et étude de sismicité du la zone.
- **Chapitre III :** ce chapitre présente les interprétations des résultats obtenu à partir des essais réalisés au cours de la campagne de reconnaissance géotechnique in situ et au laboratoire le long du tracé routier.
- **Chapitre IV :** ce chapitre présente le dimensionnement de corps de chaussé par la méthode de CBR et la méthode de CTTP, la vérification des déformations par logiciel ALIZE, et le calcul de la capacité portante de fondation de l'ouvrage d'art (viaduc) par la méthode pressiométrique.
- **Chapitre V :** L'étude de la stabilité de talus en utilisant le logiciel PLAXIS 2D.
- **Conclusion Générale.**

LISTES DES FIGURES

Chapitre 1 :

| | |
|---|----|
| Figure 1.1 : Structure d'une chaussée..... | 2 |
| Figure 1. 2 : chaussée souple | 4 |
| Figure 1.3 : Les chaussées bitumineuses épaisses | 4 |
| Figure 1.4 : Chaussée Semi-rigide | 5 |
| Figure 1.5 : chaussées à structure mixte..... | 5 |
| Figure 1.6 : chaussées à structure inverse..... | 6 |
| Figure 1.7 : Chaussées rigides..... | 6 |
| Figure 1.8 : Schéma de la démarche de catalogue..... | 13 |
| Figure1.9 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux Sous une fondation en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R. Frank) | 24 |

Chapitre 2 :

| | |
|--|----|
| Figure 2.1 : Carte de situation géographique..... | 30 |
| Figure2.2 : Les grands ensembles géomorphologiques de Sidi Bel Abbes à Beni Saf..... | 31 |
| Figure 2.3 : Présentation de répartition mensuelle de la température (°c)..... | 32 |
| Figure 2.4 : Présentation de Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm)..... | 32 |
| Figure2.5 : Carte géologique de la zone d'étude..... | 34 |
| Figure2.6 : Zonage sismique du territoire national..... | 36 |

Chapitre 3 :

| | |
|---|----|
| Figure 3.1 : Sondage 07 (0.00-13m)..... | 39 |
| Figure 3.2 : Sondage 08 (3.00-12.5m)..... | 40 |
| Figure 3.3 : Sondage 09 (3.00-9.5m)..... | 40 |
| Figure 3.4 : Représentation schématique des limites d'Atterberg NF P 94-051..... | 46 |
| Figure 3.5 : Image satellite et photos panoramique sur la localisation des gites..... | 53 |

Chapitre 4 :

| | |
|---|----|
| Figure 4.1 : La structure de la chaussée proposée par la méthode CBR..... | 60 |
| Figure 4.2 : La structure de la chaussée proposée par la méthode CTTP..... | 67 |
| Figure 4. 3: les différents données de la structure proposée par la méthode de CBR..... | 69 |
| Figure 4.4 : Les différentes données de la structure (CBR)..... | 70 |
| Figure 4.5 : les valeurs de déformation (CBR)..... | 71 |
| Figure 4.6: les différents données de la structure proposée par la méthode de CTTP..... | 72 |
| Figure 4.7 : les différentes données de la structure (CTTP)..... | 73 |

| | |
|---|----|
| Figure 4.8 : les valeurs de déformation (CTTP)..... | 73 |
| Figure 4.9 : la structure de chaussé adoptée..... | 74 |
| Figure 4.10 : les différentes caractéristiques physiques de chaque couche..... | 75 |
| Figure 4. 11 : Schéma de calcul la pression limite nette équivalente au pressiomètre..... | 80 |
| Figure 4. 12 : La disposition des pieux..... | 84 |
| <u>Chapitre 5 :</u> | |
| Figure 5.1 : les données du projet..... | 87 |
| Figure 5.2 : les dimensions du projet..... | 88 |
| Figure 5.3 : coupe lithologique..... | 88 |
| Figure 5.4 : Géométrie du modèle..... | 89 |
| Figure 5.5 : Caractéristiques physiques de limon..... | 90 |
| Figure 5.6 : Caractéristiques mécaniques de limon argileux..... | 90 |
| Figure 5.7 : Caractéristiques physiques de marne..... | 91 |
| Figure 5.8 : Caractéristiques mécaniques de marne..... | 91 |
| Figure 5.9 : Caractéristique physique de marne graveleuse..... | 92 |
| Figure 5.10 : Caractéristiques mécaniques de la marne graveleuse..... | 92 |
| Figure 5.11 : Caractéristiques physiques de la roche..... | 93 |
| Figure 5.12 : Caractéristiques mécaniques de la roche..... | 93 |
| Figure 5.13 : Les phases de calculs de talus..... | 94 |
| Figure 5.14 : Les phases de calculs validés de talus..... | 94 |
| Figure 5.15 : Déformation du sol..... | 95 |
| Figure 5.16 : Maillage du projet..... | 95 |
| Figure 5.17 : Maillage du projet..... | 96 |
| Figure 5.18 : Conditions hydrauliques du projet..... | 96 |
| Figure 5.19 : Génération des conditions hydrauliques du projet..... | 97 |
| Figure 5.20 : Déplacement totale du sol U | 97 |
| Figure 5.21 : Déplacement horizontal U_x | 98 |
| Figure 5.22 : Déplacement vertical U_y | 98 |
| Figure 5.23 : Facture de sécurité..... | 99 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 :

| | |
|--|----|
| Tableau 1.1 : Les épaisseurs et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau..... | 12 |
| Tableau 1.2 : les types de réseaux principaux..... | 14 |
| Tableau 1.3 : classes de trafic TPLi adoptées..... | 15 |
| Tableau 1.4 : Classes de portance de sol..... | 16 |
| Tableau 1.5 : Valeurs des modules de déformation selon la classe du sol-support..... | 16 |
| Tableau 1.6 : Les zones climatiques de l'Algérie..... | 16 |
| Tableau 1.7 : choix de température équivalente..... | 17 |
| Tableau 1.8 : durée de vie adoptée..... | 17 |
| Tableau 1.9 : Performances mécaniques des matériaux bitumineux..... | 18 |
| Tableau 1.10 : Performances mécaniques des matériaux traités aux liants hydraulique..... | 18 |
| Tableau 1.11 : Performances mécaniques des matériaux non traité..... | 18 |

Chapitre 2 :

| | |
|---|----|
| Tableau 2.1 : Coefficient d'accélération A..... | 36 |
|---|----|

Chapitre 3 :

| | |
|---|----|
| Tableau 3.1 : Nature géologique des puits de reconnaissance..... | 38 |
| Tableau 3.2 : Nature géologique du sol pour chaque sondage carotté..... | 39 |
| Tableau 3.3 : Résultats des SPT..... | 41 |
| Tableau 3.4 : Résultats des sondages de l'essai pressiomètre PMT..... | 42 |
| Tableau 3.5 : Résultats de sondage BB-35 de l'essai pressiomètre PMT..... | 42 |
| Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse granulométrique des puits de reconnaissance..... | 43 |
| Tableau 3.7 : Résultats de l'analyse granulométrique des sondages carottés..... | 44 |
| Tableau 3.8 : Résultats des limites d'Atterberg des puits de reconnaissance..... | 44 |
| Tableau 3.9 : Résultats des limites d'Atterberg des sondages carottés..... | 45 |
| Tableau 3.10 : Résultats des paramètres physiques..... | 46 |
| Tableau 3.11 : Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande..... | 46 |
| Tableau 3.12 : Résultats de l'essai Proctor modifié et CBR..... | 47 |
| Tableau 3.13 : Résultats des essais chimiques des sondages carottés..... | 47 |
| Tableau 3.14 : Résultats de la classification GTR des puits de reconnaissance..... | 50 |
| Tableau 3.15 : Résultats de la classification GTR des sondages carottés..... | 50 |
| Tableau 3.16 : hauteurs de déblais supérieurs à 10m..... | 52 |
| Tableau 3.17 : Volume de déblais et de Remblai..... | 52 |
| Tableau 3.18 : Résultats des essais Proctor modifié et CBR..... | 53 |
| Tableau 3.19 : Résultats de l'analyse granulométrie..... | 54 |
| Tableau 3.20 : Résultats des limites d'Atterberg des puits de reconnaissance..... | 54 |
| Tableau 3.21 : Classification des sols selon GTR..... | 55 |
| Tableau 3.22 : Les résultats de la classification GTR de la roche..... | 56 |

Chapitre 4 :

| | |
|--|----|
| Tableau 4.1 : Les épaisseurs et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau... | 59 |
| Tableau4.2 : Les épaisseurs, les coefficients d'équivalences adoptées pour chaque matériau..... | 59 |
| Tableau 4.3 : Représentation les épaisseurs calculent | 60 |
| Tableau 4.4 : Structures disponibles dans le catalogue..... | 61 |
| Tableau 4.5 : classes de trafic TPLi adoptées..... | 62 |
| Tableau 4.6 : valeur de coefficient d'agressivité..... | 62 |
| Tableau 4.7 : Classes de portance de sol..... | 63 |
| Tableau 4.8 : Valeurs des modules de déformation selon la classe du sol-support | 63 |
| Tableau 4.9 : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité..... | 64 |
| Tableau 4.10 : Les zones climatiques de l'Algérie..... | 65 |
| Tableau 4.11 : Les valeurs de la température équivalente adoptée..... | 65 |
| Tableau 4.12 : risques adoptées pour réseau RP1..... | 65 |
| Tableau 4.13 : durée de vie adoptée..... | 66 |
| Tableau 4.14 : les performances mécaniques des matériaux bitumineux GB..... | 68 |
| Tableau 4.15 : Valeurs de $t = f(r\%)$ | 68 |
| Tableau4.16: les données inseres dans ALIZE..... | 70 |
| Tableau4.17: représentation des resultats des deformation calcules et admissibles..... | 71 |
| Tableau4.18 : les données inseres dans ALIZE..... | 72 |
| Tableau4.19 : représentation des resultats des deformation calcules et admissibles..... | 74 |
| Tableau 4.20 : les résultats de combinaisons des charges..... | 76 |
| Tableau 4. 21 : Résultats des pressions limites, pression des terres, et pression limites nettes..... | 78 |
| Tableau 4. 22 : Les résultats des pressions limites, pression des terres, et pression limites nettes | 82 |
| Tableau 4. 23 : Les résultats de calcul de $q_s(z)$ | 83 |
| Tableau4.24 : Les résultats du module pressiométrique et leurs corrélations..... | 85 |

Chapitre 5 :

| | |
|--|----|
| Tableau 5.1 : Caractéristiques physico-mécaniques..... | 89 |
|--|----|

Sommaire

| | |
|----------------------------|------|
| Remerciement..... | II |
| Dédicace..... | III |
| ملخص..... | V |
| Résumé..... | V |
| Abstract..... | V |
| Liste des symboles..... | VI |
| Liste Abréviations..... | VIII |
| Liste des figures..... | X |
| Liste des tableaux..... | XII |
| Sommaire..... | XIV |
| Introduction Générale..... | 1 |

CHAPITRE I : Généralité sur le projet routier

| | |
|--|----|
| 1.1- Introduction..... | 2 |
| 1.2- La chaussée..... | 2 |
| 1.2.1-Structure de la chaussée..... | 2 |
| 1.2.2- Les types de chaussées..... | 2 |
| 1.2.3- Matériaux constituant la chaussée..... | 4 |
| 1.2.4-Dimensionnement du corps de chaussée..... | 6 |
| 1.3-Zone de franchissement des obstacles..... | 8 |
| 1.3.1- Ouvrage d'art..... | 21 |
| 1.3.2-Les types des fondations..... | 22 |
| 1.4-Stabilités des talus..... | 26 |
| 1.4.1-Différente formes de l'instabilité d'un terrain..... | 27 |
| 1.4.2-Méthodes d'analyse la stabilité..... | 27 |
| 1.5-Conclusion..... | 29 |

CHAPITRE 2 : Présentation de projet, Situation géographique, géologie, réseau hydrologiques, et étude de sismicité du la zone.

| | |
|---|----|
| 2.1-Introduction..... | 30 |
| 2.2-Situation géographique de projet..... | 30 |
| 2.3-Géomorphologie..... | 31 |
| 2.4-Climat..... | 31 |
| 2.4.1-Température..... | 31 |
| 2.4.2-Evaporation..... | 32 |
| 2.4.3-Pluviométrie..... | 33 |
| 2.5-Géologie..... | 33 |
| 2.6-Hydrogéologie..... | 34 |
| 2.6.1- Hydrogéologie locale..... | 35 |
| 2.7-Sismicité..... | 35 |
| 2.8-Conclusion..... | 37 |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

| | |
|---|----|
| 3.1- Introduction..... | 38 |
| 3.2-Compagne de reconnaissance in situ..... | 38 |
| 3.2.1-Puits de reconnaissance..... | 38 |

| | |
|--|----|
| 3.2.2 -Sondages carottés | 38 |
| 3.2.3-Essai de pénétration au carottier | 40 |
| 3.2.4 -Sondage pressiométrique (PMT)..... | 41 |
| 3.3 -Compagne de reconnaissance en laboratoire | 43 |
| 3.4-Classification des sols et matériaux rocheux des sondages carottés selon le GTR..... | 48 |
| 3.4.1-Les Puits de reconnaissance..... | 48 |
| 3.4.2- Sondages carottés..... | 50 |
| 3.4.3 Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés SC34, SC35, et SC36 selon le GTR | 51 |
| 3.5-Terrassement..... | 51 |
| 3.5.1-Gites des matériaux meubles..... | 52 |
| 3.6-Conclusion..... | 56 |

Chapitre4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

| | |
|--|----|
| 4.1-Introduction..... | 57 |
| 4.2- Dimensionnement de corps de Chaussée..... | 57 |
| 4.2.1- Méthode de CBR (California Bearing Ratio) | 57 |
| 4.2.2-Méthode de CTTP (Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves).. | 60 |
| 4.2.3-Calcul des sollicitations admissibles pour les matériaux traités au bitume..... | 67 |
| 4.2.4-Modélisation des structures types sur le logiciel ALIZE..... | 69 |
| 4.2.5-Conclusion..... | 74 |
| 4.3- Les fondations de l'ouvrage d'art..... | 74 |
| 4.3.1-Calcul de la capacité portante des fondations à partir la méthode de pressiométrique (PMT) | 75 |
| 4.3.2-Conclusion..... | 86 |

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

| | |
|--|-----|
| 5.1- Introduction..... | 87 |
| 5.2- Présentation de logiciel PLAXIS..... | 87 |
| 5.3- Application au projet étudié..... | 87 |
| 5.3.1- Définition et saisie des données..... | 87 |
| 5.4- Conclusion..... | 99 |
| Conclusion générale..... | 100 |
| Reference..... | 101 |
| Annexe..... | 102 |

Références

- [1] Caractéristiques des chaussées cours-routes procédés généraux de construction.
- [2] ALLALA Faouzi : Généralités sur les ouvrages d'art, Généralité sur les chaussées, cours
- [3] Conception Et Dimensionnement Des Structures De Chaussée guide technique (LCPC/SETRA).
- [4] Dr.ABDESSEMED. Cours des ouvrages d'art : généralités sur les ouvrages d'art.
- [5] : Guide des terrassements routier GTR
- [6] Senni.S et Hadj Yahia. I, étude géotechnique d'un tronçon routier (Cherchell- Sidi Ghiles), mémoire de master en génie civil (université Blida-1-2018).
- [7] DR.ALI BOUAFIA. Conception et calcul des ouvrages géotechniques.
- [8] DR.ALI BOUAFIA. Calcul pratique des fondations et des soutènements
- [9] : le règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages RPAO 2008.
- [10] Les Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves. Fascicule 1. Fascicule 2&3. CTTTP
- [11] : Mr. BOULARK. Cours De Route E.N.T.P : reconnaissance géotechnique (Ecole Nationale Des travaux publique) /Kouba 1996/1997
- [12]: Memoire De Fin d'étude Etude Géotechnique De La 2^{eme} Rocate Autoroutière d'Alger "Section Centre" Blida 2005/2006.
- [13] B40 : Normes technique d'aménagement des routes. Algérie : ministre des travaux Publics, octobre1977.
- [14] ICTAAL : instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison circulaire du 12 décembre 2000
- [15] LCPC ; SETRA. Guide technique ; dimensionnement des structures de chaussées. 2009.
- [16] Livre : cours de routes conception des tracés routiers (normes)

- [17] Aide-mémoire CTTP, DTP d'Ain Temouchent.
- [18] Assainissement Routier, Guide Technique SETRA- LCPC (2006). Bureau d'étude : groupement SAMAN-KYONG DONG
- [19] LCPC ; SETRA. Guide Technique de l'Assainissement Routier.

Annexe

A.1 L'essai PMT :

Tableau A.1 : Qualificatif de la compacité du sol en fonction des valeurs de PL.

| Etat du sol | PL (Mpa) |
|-------------------|-----------|
| Très lâche | 0.2 |
| Lâche | 0.2 à 0.5 |
| Moyennement dense | 0.5 à 1 |

Tableau A.2 : Classification selon le rapport E_M/P_L .

| Sols | Rapport E_M/P_L | Classification |
|---------|------------------------|---|
| Argiles | $E_M/P_L < 5$ | Argiles remaniées ou triturées |
| | $5 < E_M/P_L \leq 8$ | Argiles sou-consolidées |
| | $8 < E_M/P_L \leq 12$ | Argiles normalement consolidées |
| | $12 < E_M/P_L \leq 15$ | Argiles légèrement surconsolidées |
| | $E_M/P_L > 15$ | Argiles fortement surconsolidées |
| Sables | $E_M/P_L < 5$ | Sables, Sables remaniés |
| | $6 < E_M/P_L \leq 8$ | Sables et graviers immergés |
| | $E_M/P_L > 10$ | Sables, Sables et graviers sec et serrés. |

A.2 Limite d'Atterberg :

Tableau A.3 : Qualification des sols rocheux en fonction d'indice de plasticité. (XP P94-011)

| Etat | Indice de plasticité |
|----------------|-----------------------|
| Non plastique | $I_p \leq 12$ |
| Peu plastique | $12 \leq I_p \leq 25$ |
| Plastique | $25 \leq I_p \leq 40$ |
| Très plastique | $I_p > 40$ |

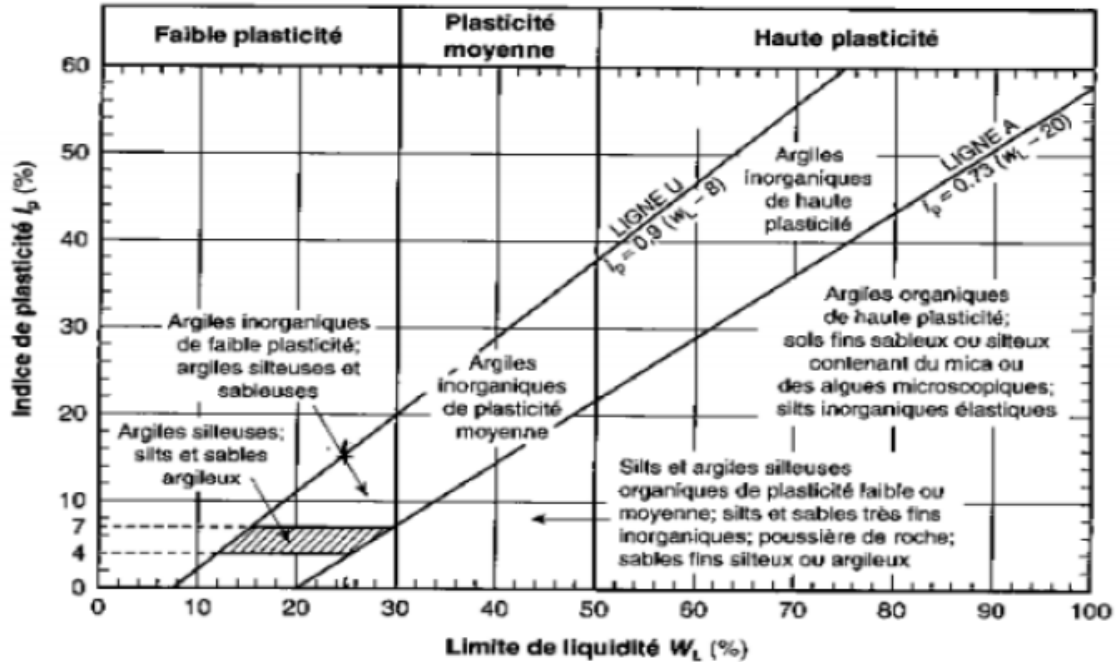


Figure A.1 : Diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948).

Tableau A.4 : Qualification des sols en fonction de l'indice de consistance. (XP P94-011)

| Etat | Indice de consistance |
|------------|---------------------------|
| Liquide | $I_c \leq 0$ |
| Très molle | $0 \leq I_c \leq 0.25$ |
| Molle | $0.25 \leq I_c \leq 0.50$ |
| Ferme | $0.50 \leq I_c \leq 0.75$ |
| Très ferme | $0.75 \leq I_c \leq 1$ |
| Dur | $I_c > 1$ |

A.3 La masse volumique, degré de saturation:

Tableau A.5 : Qualification des sols en fonction de la Masse volumique. (XP P94-011)

| Etat | Masse volumique |
|------------|--------------------------|
| Peu dense | $\gamma_d < 1600$ |
| Dense | $1600 < \gamma_d < 1800$ |
| Très dense | $\gamma_d > 1800$ |

Tableau A.6 : Qualification des sols en fonction de degré de saturation. (XP P94-011)

| Etat | Degré de saturation |
|------------|---------------------|
| Non saturé | $S_r < 100$ |
| Saturé | $S_r = 100$ |

A.4 Cisaillement a la boite de Casagrande :

Tableau A.7 : Qualification d'un sol en fonction de la Cohésion non drainés Cu.

| Etat | Cohésion non drainée Cu (KPa) |
|--------------------|-------------------------------|
| Liquide à très mou | <20 |
| Mou | 20 à 40 |
| Plastique | 40 à 75 |
| Ferme | 75 à 150 |
| Très ferme | 150 à 300 |
| Dur | >300 |

A.5 Indice de CBR et la portance du sol :

Tableau A.8 : Classe de portance du sol.

| Portance (Si) | CBR | Interprétation |
|---------------|-------|------------------------|
| S4 | <5 | Très mauvaise portance |
| S3 | 5-10 | Mauvaise portance |
| S2 | 10-25 | Portance moyenne |
| S1 | 25-40 | Bonne portance |
| S0 | >40 | Très bonne portance |

A.6 Analyse chimique :

Tableau A.9 : Classification des sols calcaireux.

| Teneur en calcaire (CaCo3 %) | Dénomination |
|------------------------------|---------------------|
| 0-10 | Argile ou limon |
| 10-30 | Argile marneuse |
| 30-70 | Marne |
| 70-90 | Calcaire marneuse |
| 90-100 | Calcaire (ou craie) |

A.7 classification GTR :

Tableau A.10 : Classification des sols fins.

| Classe A | | Tableau 1 - Classification des sols fins | | | |
|--|-----------------------|---|--|---|--------------------------------|
| Classement selon la nature | | | | Classement selon l'état hydrique | |
| Paramètres de nature Premier niveau de classification | Classe | Paramètres de nature Deuxième niveau de classification | Sous classe fonction de la nature | Paramètres d'état | Sous classe fonction de l'état |
| D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35% | A Sols fins | VBS ≤ 2,5 ⁽¹⁾ ou I_p ≤ 12 | A₁ Limos peu plastiques, loess, silt aluvionnaires, sables fins peu potués, arènes peu plastiques... | IPI ⁽²⁾ ≤ 3 ou W_n ≥ 1,25 W_{OPN} | A₁ th |
| | | | | 3 < IPI ⁽²⁾ ≤ 8 ou 1,10 ≤ W_n < 1,25 W_{OPN} | A₁ h |
| | | | | 8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W_{OPN} ≤ W_n < 1,1 W_{OPN} | A₁ m |
| | | | | 0,7 W_{OPN} ≤ W_n < 0,9 W_{OPN} | A₁ s |
| | | | | W_n < 0,7 W_{OPN} | A₁ ts |
| | | 12 < I_p ≤ 25 ⁽¹⁾ ou 2,5 < VBS ≤ 6 | A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes... | IPI ⁽²⁾ ≤ 2 ou I_c ⁽³⁾ ≤ 0,9 ou W_n ≥ 1,3 W_{OPN} | A₂ th |
| | | | | 2 < IPI ⁽²⁾ ≤ 5 ou 0,9 ≤ I_c ⁽³⁾ < 1,05 ou 1,1 W_{OPN} ≤ W_n < 1,3 W_{OPN} | A₂ h |
| | | | | 5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I_c ≤ 1,2 ou 0,9 W_{OPN} ≤ W_n < 1,1 W_{OPN} | A₂ m |
| | | | | 1,2 < I_c ≤ 1,4 ou 0,7 W_{OPN} ≤ W_n < 0,9 W_{OPN} | A₂ s |
| | | | | I_c > 1,3 ou W_n < 0,7 W_{OPN} | A₂ ts |
| | | 25 < I_p ≤ 40 ⁽¹⁾ ou 6 < VBS ≤ 8 | A₃ Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques... | IPI ⁽²⁾ ≤ 1 ou I_c ⁽³⁾ ≤ 0,8 ou W_n ≥ 1,4 W_{OPN} | A₃ th |
| | | | | 1 < IPI ⁽²⁾ ≤ 3 ou 0,8 ≤ I_c ⁽³⁾ < 1 ou 1,2 W_{OPN} ≤ W_n < 1,4 W_{OPN} | A₃ h |
| | | | | 3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I_c ≤ 1,15 ou 0,9 W_{OPN} ≤ W_n < 1,2 W_{OPN} | A₃ m |
| | | | | 1,15 < I_c ≤ 1,3 ou 0,7 W_{OPN} ≤ W_n < 0,9 W_{OPN} | A₃ s |
| | | | | I_c > 1,3 ou W_n < 0,7 W_{OPN} | A₃ ts |
| | | I_p > 40 ⁽¹⁾ ou VBS > 8 | A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques... | Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique | |
| | | | | A₄ h | |
| | | | | A₄ m | |
| | | | | A₄ s | |

Tableau A.11 : Classification des sols sableux et graveleux.

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

| Classe B | | Tableau 2 - Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines | | | | | | |
|---|---|---|--|---|--------------------------------------|----------------------------------|--|--------------------|
| ← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS → | | | | | | | | |
| ← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME → | | | | | | | | |
| Classement selon la nature | | | | Classement selon l'état hydrique | | Classement selon le comportement | | |
| Paramètres de nature Premier niveau de classification | Classe | Paramètres de nature Deuxième niveau de classification | Sous classe fonction de la nature | Paramètres d'état | Sous classe fonction de l'état | Paramètres de comportement | sous classe fonction du comportement | |
| D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35% | Sols sableux et graveleux avec fines | tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2 | B₁ Sables silteux... | Matériaux généralement insensibles à l'eau | | FS ≤ 60 | B ₁₁ | |
| | | | | | | FS > 60 | B ₁₂ | |
| | | | | | | FS ≤ 60 | B _{21 th} | |
| | | | | IPI (¹) ≤ 4 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN} | | B _{2 th} | FS > 60 | B _{22 th} |
| | | | | 4 < IPI (¹) ≤ 8 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN} | | | B _{2 h} | FS ≤ 60 |
| | | | | | | B _{2 h} | FS > 60 | B _{22 h} |
| | | | | 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN} | | B _{2 m} | FS ≤ 60 | B _{21 m} |
| | | | | | | | B _{2 m} | FS > 60 |
| | | | | 0,5 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} | | B _{2 s} | FS ≤ 60 | B _{21 s} |
| | | | | | | | B _{2 s} | FS > 60 |
| | | w _n < 0,5 w _{OPN} | | B _{2 ts} | FS ≤ 60 | B _{21 ts} | | |
| | | | | | B _{2 ts} | FS > 60 | B _{22 ts} | |
| | | tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2 | B₃ Graves silteuses... | Matériaux généralement insensibles à l'eau | | LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 | B ₃₁ | |
| | | | | | | LA > 45 et MDE > 45 | B ₃₂ | |

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

Tableau A.12 : Classification des roches .

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

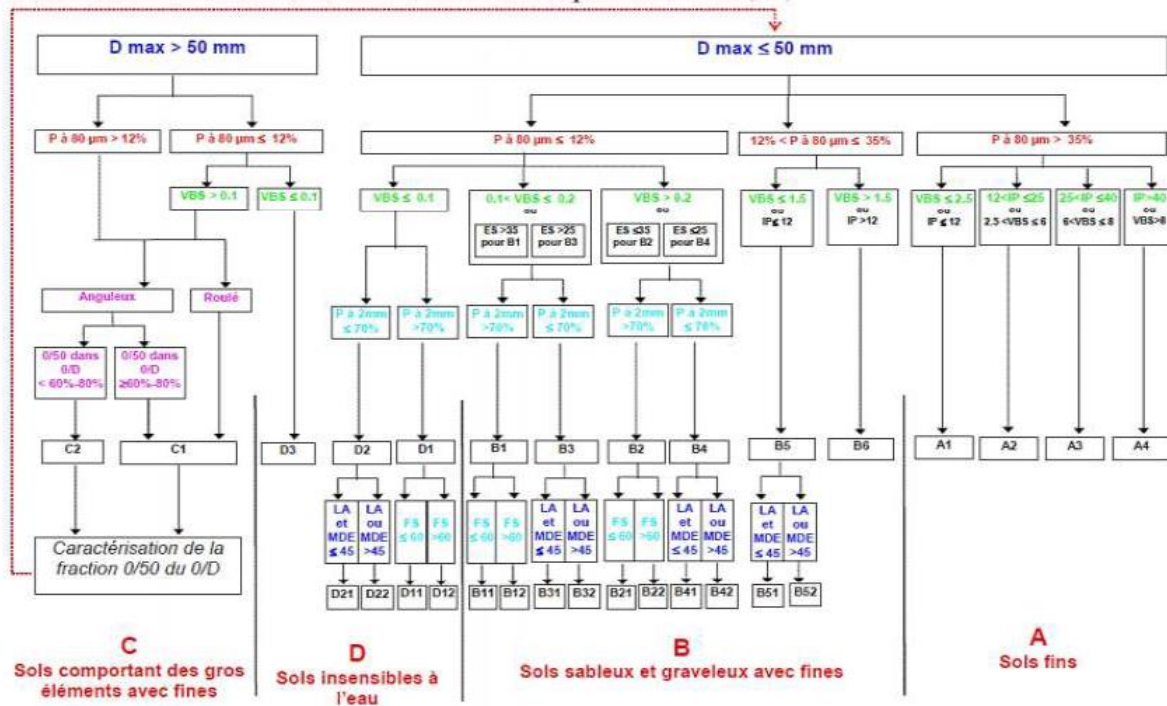


Figure A.2 : La classification GTR pour les sols A, B, C et D.

Tableau A.13 : Classification des sols rocheux. (GTR)

Classe R

MATERIAUX ROCHEUX
(évolutifs et non évolutifs)

| Cassement selon la nature | | Cassement selon l'état hydrique et le comportement | | |
|--|---|--|---|------------|
| Nature pédrographique de la roche | Caractères principaux | Paramètres et valeurs seuils retenus | Sous-classe | |
| Roches sédimentaires Roches carbonatées | <p>R_1 Craie</p> <p>La craie est un empilement de particules de calcite dont les dimensions sont de l'ordre de 1 à 10 µm. Cet empilement constitue une structure d'autant plus fragile que la porosité est grande (ou inversement que la densité sèche est faible). Les mesures et constatations de chantier ont montré qu'au cours des opérations de terrassement, il y a formation d'une quantité de fines en relation directe avec la fragilité de l'empilement. Lorsque la craie se trouve dans un état saturé ou proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites, leur conférant le comportement d'une pâte, qui s'étend rapidement à l'ensemble du matériau, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les ouvrages. Inversement, lorsque la teneur en eau est faible, la craie devient un matériau rigide, très portatif mais difficile à compacter. Enfin, certaines craies peu denses et très humides, peuvent continuer à se fragmenter, après mise en œuvre, sous l'effet des contraintes mécaniques et du gel, principalement.</p> | $pd > 1,7$ | craie dense R_{11} | |
| | | $1,0 < pd \leq 1,7$ et $w_L \geq 27$ | craie de densité moyenne | $R_{11}l$ |
| | | $1,5 < pd \leq 1,7$ et $22 \leq w_L < 27$ | | R_{11m} |
| | | $1,5 < pd \leq 1,7$ et $18 \leq w_L < 22$ | | R_{11s} |
| | | $1,5 < pd \leq 1,7$ et $w_L < 18$ | | R_{11ts} |
| | | $pd \leq 1,5$ et $w_L \geq 31$ | craie peu dense | R_{11th} |
| | | $pd \leq 1,5$ et $26 \leq w_L < 31$ | | R_{11h} |
| | | $pd \leq 1,5$ et $21 \leq w_L < 26$ | | R_{11m} |
| | | $pd \leq 1,5$ et $16 \leq w_L < 21$ | | R_{11s} |
| | | $pd \leq 1,5$ et $w_L < 16$ | | R_{11ts} |
| Roches sédimentaires Roches carbonatées | <p>R_2 Calcaires rocheux divers</p> <p>Ex : - calcaires grossiers-travertins - tuiles et encroûtements, etc...</p> | $MDE \leq 45$ | calcaire dur R_{21} | |
| | | $MDE > 45$ et $pd > 1,8$ | calcaire de densité moyenne R_{22} | |
| | | $pd \leq 1,8$ | calcaire fragmentable R_{23} | |

Tableau A.13 : Classification des sols rocheux (suite). (GTR)

Classe R (suite)

MATERIAUX ROCHEUX (suite)
(évolutifs et non évolutifs)

| Classement selon la nature | | Classement selon le comportement | |
|--|--|--------------------------------------|---|
| Notation pétrographique de la roche | Caractères principaux | Paramètres et valeurs seuils retenus | Sous-classe |
| R ₁₀ Roches magmatiques et métamorphiques Granite, basalte, trachyte, andésite... Gneiss, schistes métamorphiques, schistes ardéens... | Les matériaux entrant dans cette classe peuvent avoir des caractéristiques mécaniques très différentes, en particulier, leur fragmentabilité et leur friabilité peuvent varier très largement (de faible à très élevée). Les matériaux de la classe R ₁₀ et la majorité de ceux de la classe R ₁₅ ne s'altèrent pas au sein des ouvrages, sous l'effet des contraintes mécaniques et de l'eau ; mais en revanche, ceux de la classe R ₁₀ ont un comportement voisin des classes R ₁₅ ou R ₂₀ . | LA ≤ 45 et MDC ≤ 45 | Roches magmatiques et métamorphiques dures R ₁₀ |
| | | LA > 45 ou MDC > 45 et FR ≤ 7 | Roches magmatiques et métamorphiques de dureté moyenne R ₁₅ |
| | | FR > 7 | Roches magmatiques et métamorphiques fragmentables ou altérables R ₂₀ |

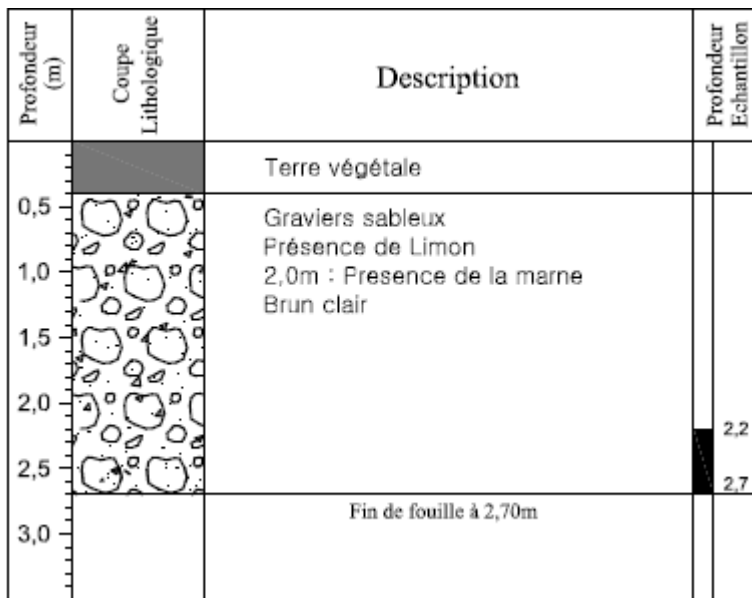


Figure A.3 : Nature géologique des puits de reconnaissance PU07.

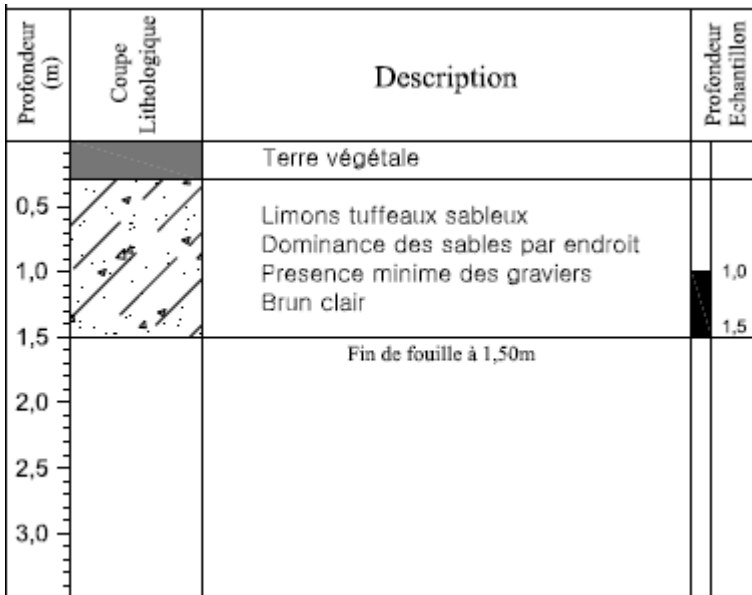


Figure A.4 : Nature géologique des puits de reconnaissance PU08.


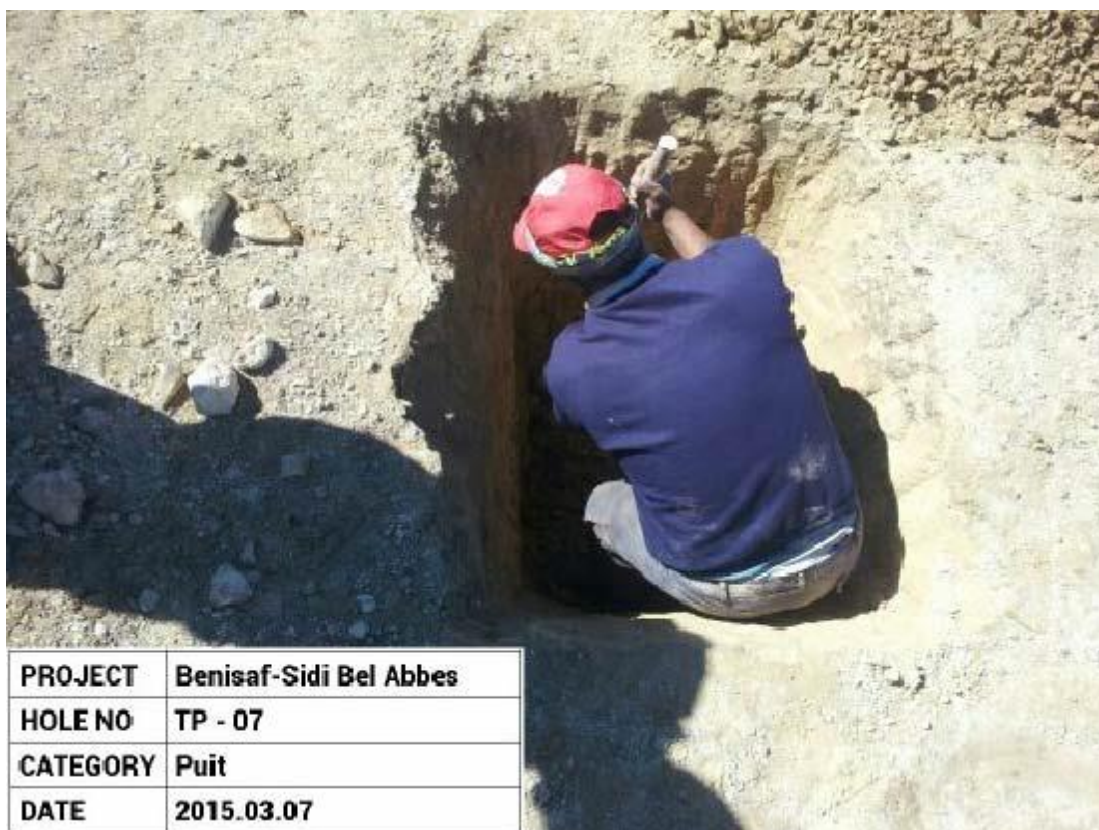
| Profondeur (m) | Coupe Lithologique | Description | Profondeur Echantillon |
|----------------|---|--|------------------------|
| | | Terre végétale | |
| 0,5 |  | Limons tuffeux sableux Présence minimale des graviers Brun clair | 0,9 |
| 1,0 | | | 1,4 |
| 1,5 | | Fin de fouille à 1,40m | |
| 2,0 | | | |
| 2,5 | | | |
| 3,0 | | | |

Figure A.5 : Nature géologique des puits de reconnaissance PU09.



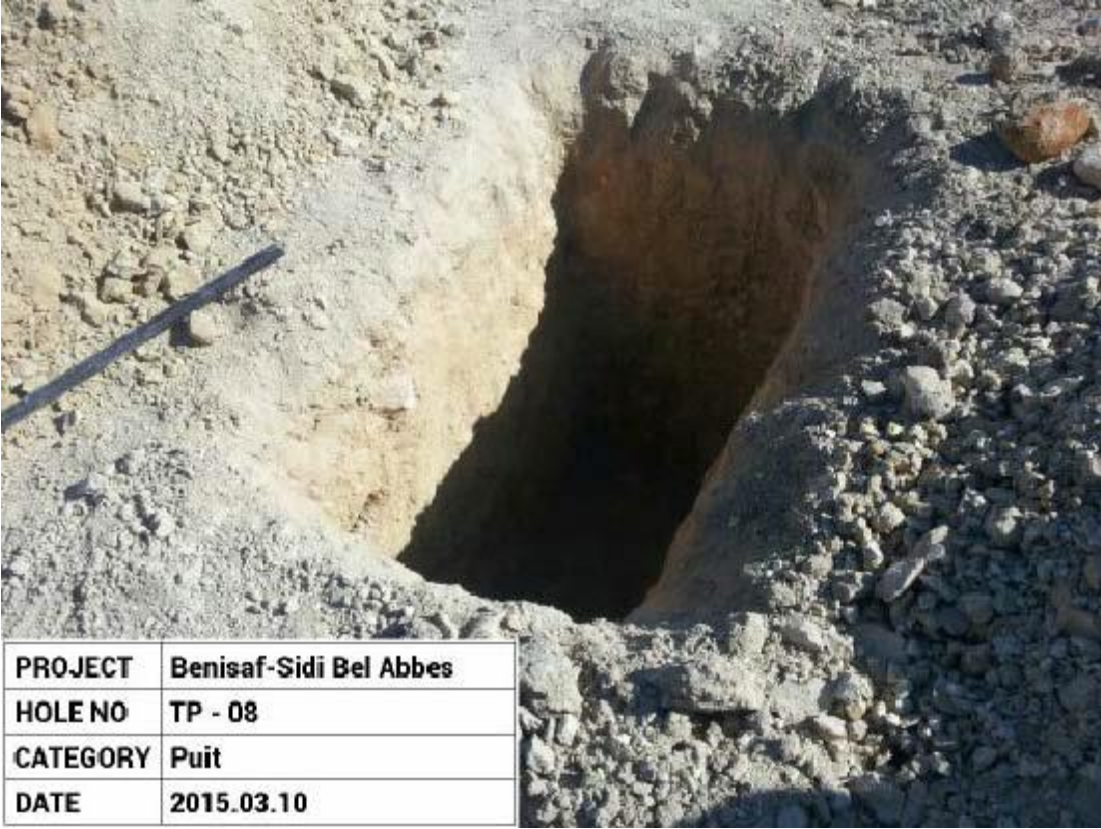
| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbas |
| HOLE NO | TP - 07 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.07 |



| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbas |
| HOLE NO | TP - 07 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.07 |



| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbes |
| HOLE NO | TP - 08 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.10 |



| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbas |
| HOLE NO | TP - 08 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.10 |



| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbas |
| HOLE NO | TP - 09 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.11 |



| | |
|-----------------|-------------------------------|
| PROJECT | Benisaf-Sidi Bel Abbas |
| HOLE NO | TP - 09 |
| CATEGORY | Puit |
| DATE | 2015.03.11 |

1.1-Introduction :

L'estimation d'un projet routier ne se limite pas en un bon tracé en plan et d'un bon profil en long, en effet, Le dimensionnement d'une structure de chaussées, devra assurer à moindre coût la durée de vie de l'ouvrage sous l'action combinée du trafic, principalement celui des poids lourds et du climat environnant. Pour cela, la qualité de la construction des chaussées, passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et d'un choix judicieux des matériaux ont utilisé, lui permettant de résister aux agressions des agents extérieurs (essentiellement le climat), et aux surcharges d'exploitations (trafic).

Parfois un projet routier rencontre un obstacle naturel, ce dernier apporteront des difficultés à la mise en œuvre du projet, alors il est nécessaire, de franchis ces difficultés par la construction d'un ouvrage d'art tel que tunnel, ponts ou viaduc. Ou rencontre le problème de stabilité de pentes le long de tracé routière, qui nécessitent souvent des stabilisations ou de confortement.

Dans ce chapitre, on présente la structure, les matériaux constituent, les types d'une chaussée et les différentes méthodes de dimensionnement. Ainsi qu'un aperçu sur les ouvrages d'art et la stabilité du terrain, qui sera détaillé dans ce suit :

1.2- La chaussée :

Les chaussé sont des structures composites, multicouches, souvent complexes, conçues pour résister sur une durée de vie relativement longue. Elles doivent résister aux multiples sollicitations mécaniques (liées principalement au passage de charges lourdes) et climatiques (cycles de température, pluie, gel, etc.), qui ont tendance à diminuer les performances initiales des matériaux et de leurs interfaces. [3]

1.2.1-Structure de la chaussée :

Une chaussée routière se présente comme une structure composite réalisée par empilements successifs de couches de matériaux granulaires, le tout reposant sur un sol support, (**figure 1.1**)

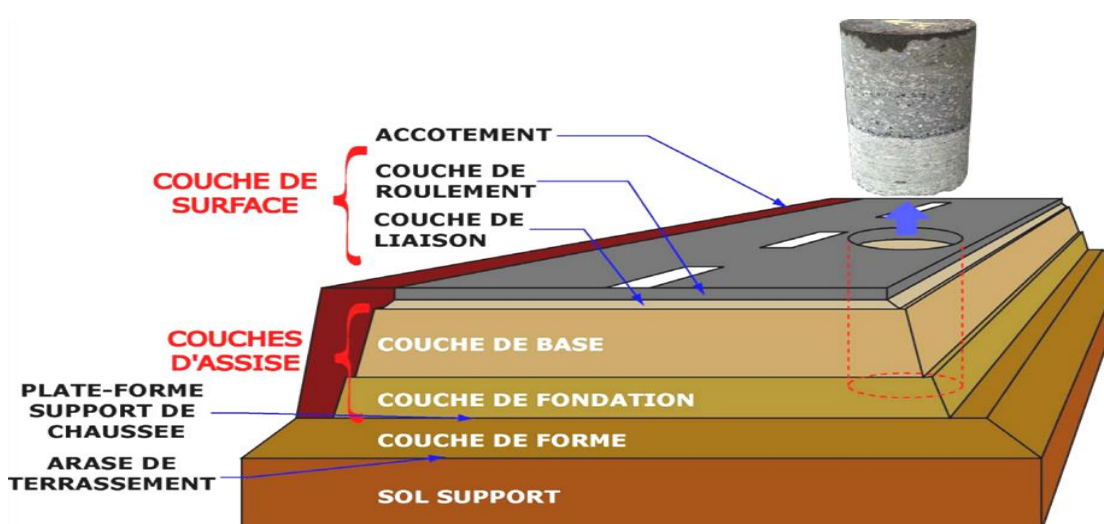


Figure 1.1 : Structure d'une chaussée [3]

Chaque couche composant la chaussée joue un rôle déterminant sur ses performances ultérieures. Les matériaux constitutifs des différentes couches doivent présenter des propriétés leur permettant d'être aptes à assurer le rôle respectif de chaque couche.

Les différentes couches rentrant dans la structure d'une chaussée et leurs fonctions associées sont résumées dans ce qui suit :

a) **Plat forme support :**

• **Le sol support :**

Est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. [3]

• **La couche de forme :**

C'est une couche de transition entre le sol support et le corps de chaussée. Elle a une double fonction :

- Pendant la phase de travaux, elle protège le sol support, elle établit une qualité de nivellement et permet la circulation des engins pour l'approvisionnement des matériaux et la construction des couches de chaussée.
- Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée.

L'épaisseur de la couche de forme est en général entre 40 et 70 cm. [3]

b) **Les couches d'assise**

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation elle constituée d'un matériau non traité de moindre qualité et coût, surmontée de la couche de base formée en générale de grave concassée ou de grave bitume, tuf, sable gypseux.... etc. L'épaisseur de la couche de base varie entre 10 et 25 cm.

Ces couches en matériaux élaborés (le plus souvent liés pour les chaussées à trafic élevé) apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.[3]

c) **La couche de surface :**

La couche de surface est directement exposée aux diverses sollicitations du trafic et du climat, elle est constituée d'une couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat ; L'épaisseur de la couche de roulement en général entre 6 et 8 cm. et d'une couche de liaison permettant l'accrochage aux couches d'assise. [3]

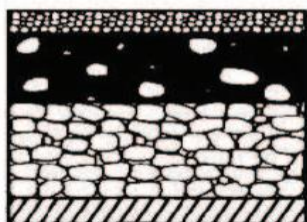
1.2.2- Les types de chaussées : [3]

Il y a une grande diversité de structure de chaussée, que l'on classe dans les familles suivantes :

- Souples,
- Bitumineuses épaisses,
- Assise traitée aux liants hydrauliques,
- Structure mixte,
- Structure inverse,
- En béton de ciment.

1.2.2.1- Les chaussées souples :

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

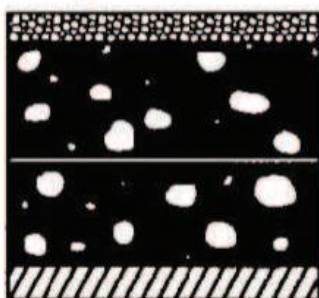


1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (<15cm)
3. Matériaux granulaires non traités (20 à 50cm)
4. Plate-forme support

Figure 1.2 : chaussée souple [3]

1.2.2.2- Les chaussées bitumineuses épaisses :

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

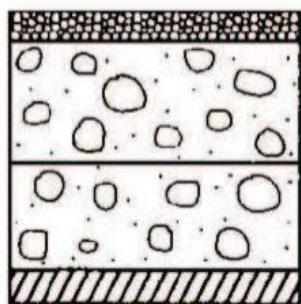


1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (15 à 40 cm)
3. Plate-forme support

Figure 1.3 : Les chaussées bitumineuses épaisses [3]

1.2.2.3-Les Chaussée Semi-rigide (Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques) :

Ces structures sont qualifiées couramment de “semi-rigides”. Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.

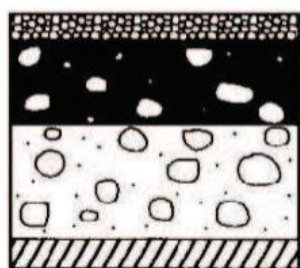


1. Couche de surface en matériaux bitumineux (6 à 14 cm)
2. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50 cm)
3. Plate-forme support

Figure 1.4 : Chaussée Semi-rigide [3]

1.2.2.4-Les chaussées à structure mixte :

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2.

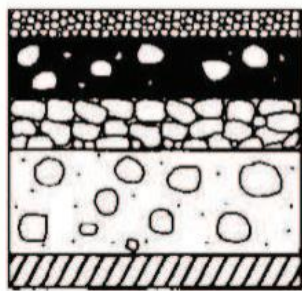


1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm)
3. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm)
4. Plate-forme support

Figure 1.5 : chaussées à structure mixte [3]

1.2.2.5-Les chaussées à structure inverse :

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

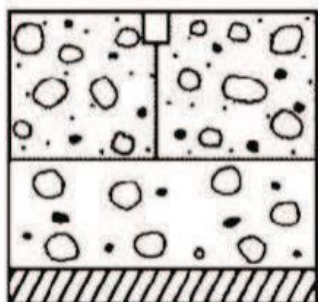


1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (~ 12 cm)
4. Matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 50 cm)
5. Plate-forme support

Figure 1.6 : chaussées à structure inverse [3]

1.2.2.6-Les Chaussées rigides (Les chaussées en béton de ciment) :

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



Dalles non goudonnées avec fondation

1. Béton de ciment (20 à 28 cm)
2. Béton maigre (12 à 18 cm) ou matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20 cm)
3. Plate-forme support

Figure 1.7 : Chaussées rigides [3]

1.2.3-Matériaux constituant la chaussée :

La structure de la chaussée peut contenir divers matériaux, des sols naturels, des matériaux rocheux, certains sols organiques et sous-produits industriels, asphaltes et liants hydrauliques. Le Guide des terrassements, remblais et construction de base (LCPC, SETRA, GTR) fournit une classification de ces matériaux pouvant être utilisés en remblai et coche de forme basé principalement sur des tests d'identification, d'état et de comportement mécanique.

1.2.3.1 Sols naturels :

Sont de nature géologique diverse, alluvions, colluvions, matériaux meubles sédimentaires avec une quantité de matière organique < 3% ; ils correspondent au class A, B, C et D.

Les paramètres retenus pour la classification se rangent en trois catégories, les paramètres de nature, les paramètres de comportement mécanique et les paramètres d'état.

A. Paramètres de nature :

Ils se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre. Ils sont définis principalement par la dimension maximale du plus gros élément du sol (D50mm) et sont argilosité caractérisés par l'indice de plasticité (Ip) et la valeur du bleu de méthylène (VBS).

B. Paramètre de comportement mécanique :

Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont :

- les coefficients
- Los Angeles (LA) et micro-Deval en présence d'eau (MDE)
- et le coefficient de friabilité des sables (FS).

C. Les paramètres d'état :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol mais en fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la présente classification est l'état hydrique défini par cinq états (très humide, humide, moyen, sec et très sec). Son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

1.2.3.2 Matériaux rocheux :

Sont des matériaux naturels, leur utilisation impliquant une désagrégation mécanique préalable par minage ou emploi d'engins d'extraction de forte puissance, ils ont pour origine l'ensemble des roches sédimentaire, magmatiques et métamorphiques.

Pour caractériser un massif rocheux en vue de son emploi en remblai ou en couche de forme, Il faut procéder en un premier temps à l'identification, de la nature pétrographique pour la détermination des familles des roches.

La seconde étape vise à préciser comment le matériau va se comporter tout au long des phases successives : extraction, chargement, régalaage, compactage sous la circulation des engins lourds et sous la pluie, et s'il risque encore d'évoluer, une fois l'ouvrage en service, sous l'action des contraintes mécaniques, de l'eau ou du gel.

Ceci peut se faire par la détermination des caractéristiques mécaniques du matériau définis par les coefficients Los Angeles (LA), Micro Deval (MDE), la masse volumique, le coefficient de fragmentation (DG) et de fragilité (FR).

1.2.3.3 -Sols organiques et sous-produits industriels :

Cette classification concerne les matériaux spécifiques (sols organiques et sous-produits industriels) dans le cas où leur utilisation en tant que remblais et couche de forme s'avèrent

utilisés être intéressant du point de vue technique et économique tant qu'il ne nuit pas à l'environnement. Ils correspondent à la classe F.

1.2.3.4- les granulats :

Définis comme étant un ensemble de grains minéraux naturels ou artificiels de dimension comprise entre 0 mm et 80 mm, les granulats naturels en provenance de carrières, sablières et gravières et les granulats d'autre origine tels que des granulats recyclés, des sous-produits d'origine industrielle ou des granulats fabriqués pour un usage spécifique. Sont catégorisés en deux types :

- granulat roulé
- granulats concassés

1.2.3.5- Les enrobés :

L'enrobé bitumineux est un matériau composite constitué d'un mélange de granulats (gravier, sable et fines) en d'un liant hydrocarboné (bitume, éventuellement des additifs), les granulats assurent la structure rigide de l'enrobé et le bitume procure la cohésion de l'ensemble. Chacun de ces deux connaissances de ces caractéristiques permet d'obtenir la bonne tenue de mélange bitumineux.

1.2.3.6- Matériaux à liant hydraulique :

Les liants hydrauliques sont d'origine minérale. Ces derniers forment une pâte qui fait prise au contact de l'eau et durcit lors de la phase d'hydratation. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules. Les trois principaux liants hydrauliques sont le ciment, la chaux et le plâtre.

1.2.4-Dimensionnement du corps de chaussée : [4]

Dimensionner une structure de chaussée revient à définir les matériaux à utiliser et de déterminer l'épaisseur des couches en tenant compte des conditions de paramètres fondamentaux liés au :

- Le trafic
- Portance de la plate-forme
- Durée de vie
- Caractéristiques des matériaux
- L'environnement
- Le risque de calcul

1.2.4.1-Paramètre à considérer dans le dimensionnement : [4]

1.2.4.1.1-Trafic :

La connaissance du trafic et, principalement du poids lourd, constitue un des éléments essentiels pour un bon dimensionnement de la structure de chaussée. Ce trafic s'exprime généralement par deux paramètres :

- Le PJMA à la mise en service qui permet de choisir les matériaux nécessaires pour la construction de la chaussée.
- Le nombre cumulé d'essieux de référence passant sur la chaussée tout au long de sa durée de vie et qui sert à faire le calcul de dimensionnement proprement dit. Le trafic des « poids lourd » comprend tous les véhicules dont la charge utile est supérieure ou égale à 3.5 tonnes.

1.2.4.1.2-Le sol support :

Les structures de chaussées reposent sur un ensemble dénommé « plate-forme support de chaussée » constitué du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme.

Les plates-formes sont définies à partir :

- De la nature de l'état du sol.
- De la nature et de l'épaisseur de la couche de forme.

1.2.4.1.3-La Durée de vie :

On définit la durée de vie, comme la durée pour laquelle l'ouvrage réalisé n'entraînera aucun entretien structurel.

La durée de vie d'une chaussée souple est habituellement de 15 à 20 ans, alors que celle d'une chaussée rigide varie de 20 à 30 ans. La durée de vie d'une nouvelle couche de revêtement souple est de l'ordre de 9 à 12 ans.

1.2.4.1.4- Caractéristique des matériaux :

Les matériaux utilisés doivent être conformes aux exigences en fonction de la couche de chaussée concernée et du trafic

1.2.4.1.5- L'environnement :

L'environnement extérieur de la chaussée est l'un des paramètres d'importance essentielle dans le dimensionnement ; la teneur en eau des sols détermine leurs propriétés, la température a une influence marquée sur les propriétés des matériaux bitumineux et conditionne la fissuration des matériaux traités par des liants hydrauliques.

1.2.4.1.6-Le risque de calcul :

Le risque de calcul considéré est la probabilité d'apparition de dégradation avant une période de (X) années soit inférieure à une valeur fixée. Cette probabilité de rupture est appelée : le risque de calcul ; et la période de (X) années : la durée de vie.

1.2.4.2-Méthodes de dimensionnement :

On distingue deux familles des méthodes :

- Les méthodes empiriques dérivées des études expérimentales sur les performances des chaussées.
- Les méthodes dites « rationnelles » basées sur l'étude théorique du comportement des chaussées.

Dans ce qui va suivre, nous nous intéressons à la présentation des méthodes de dimensionnement de structures de chaussée les plus utilisées.

1.2.4.2.1- Méthode AASHO (American association of State Highway Officials):

Cette méthode empirique est basée sur des observations du comportement de la chaussée sous trafic (essai AASHO). Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes qui permet de préciser les différents facteurs : L'état 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.

1.2.4.2.2-La méthode L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) :

La méthode L.C.P.C est une méthode française de dimensionner des chaussée, Cette méthode est dérivée des essais A.A.S.H.O, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent (en fonction de la température T_{eq} , et l'indice CBR I_{CBR}), à partir de L'abaque L.C.P.

Il est donnée par l'expression suivante :

$$T_{eq} = \frac{TJMA \times a[(1 + \tau)^n - 1] \times 0.75P \times 365}{[(1 + \tau) - 1]}$$

Avec :

T_{eq} : Trafic équivalent par essieu de 13 tonnes

$TJMA$: trafic à l'année de mise de service de la route (v/j)

a : coefficient qui dépend du nombre de voies

τ : Taux d'accroissement annuel géométrique (pris égale à 0.04 dans le calcul de dimensionnement. Ce taux de 4% résulte d'une enquête nationale de trafic réalisée dans le cadre de l'étude du schéma directeur routier national.

n : durée de vie considérée de la route (en année comprise entre 15 à 25).

P : pourcentage de poids lourds.

1.2.4.2.3- Méthode de CBR (California Bearing Ratio) :

C'est une méthode empirique se base sur l'essai CBR-même. Ce dernier consiste en le poinçonnement d'un échantillon de sol confectionné en forme cylindrique ($\varnothing 15\text{cm}$) à (90% à 100%) de l'optimum Proctor modifié (OPM). La détermination de l'épaisseur du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-dessous :

$$e_{eq} = \frac{100 + \sqrt{P(75 + 50 \log(\frac{N}{10}))}}{I_{CBR} + 5}$$

Avec :

e_{eq} : Epaisseur équivalente

I_{CBR} : L'indice CBR Californien de sol support (%).

P : charge par route $P = 6.5 \text{ t}$ (essieu 13 t)

Log : logarithme à base 10

N : Nombre moyen journalier des véhicules (TJMA) $> 1,5\text{t}$ à l'année horizon, donne par la formule suivante :

$$N = \text{TJMA}^n \times \text{PL} \%$$

Avec :

TJMA : trafic prévus pour une durée de vie de 20 ans

$\text{PL}\%$: Pourcentage de poids lourds

n : année de prévision

- **L'épaisseur équivalente :**

L'épaisseur équivalente est introduite pour tenir compte des qualités mécaniques différentes des couches. L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$e_{eq} = \sum_{i=1}^n e_i \times a_i = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3$$

Avec :

e_1 : Épaisseur réelle de la couche de roulement.

e_2 : Épaisseur réelle de la couche de base.

e_3 : Épaisseur réelle de la couche de fondation.

a_1, a_2, a_3 : Coefficients d'équivalence respectivement des matériaux des couches

e_1, e_2, e_3 .

Le tableau 1.1 ci-dessous indique les épaisseurs et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau.

Tableau 1.1 : Les épaisseurs et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau.

| Matériaux utilisés | Coefficient d'équivalence (a) | épaisseur d'équivalence (e) (cm) |
|--------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Béton bitumineux ou enrobe dense | 2 | 6-8 |
| Grave bitume | 1.6 à 1.7 | 10-20 |
| Grave ciment – grave laitier | 1.5 | 15-25 |
| Grave roulée- grave sableuse –T.V.O. | 0.75 | 25 et plus |
| Grave non traité | 1 | - |
| Grave concassée ou gravier | 1 | 15-25 |

1.2.4.2.4- Méthode catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (C.T.T.P) :

L'utilisation de catalogue de dimensionnement utilise les paramètres suivants : Trafic, matériaux, sol support et environnement. Ces paramètres constituent généralement les données d'entrée du dimensionnement, et on obtient le choix de la structure de la chaussée.

La Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves se base sur deux approches :

- Approche théorique.
- Approche empirique.

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

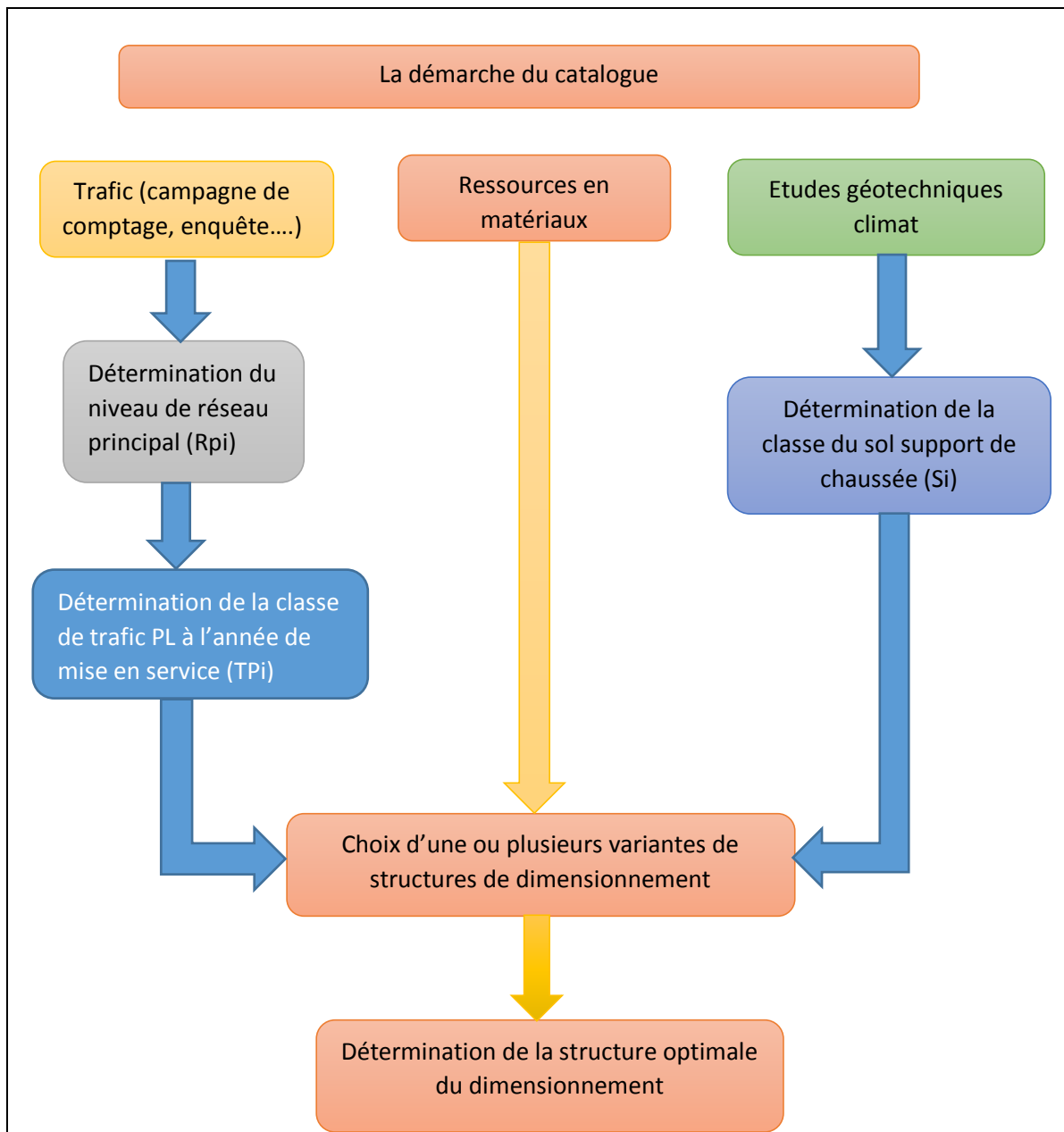


Figure 1.8 : Schéma de la démarche de catalogue [6]

Les données de base pour le dimensionnement des structures de chaussées sont :

1. le trafic
2. le sol support de chaussée
3. les données climatiques
4. la durée de vie
5. le risque de calcul considéré
6. les caractéristiques des matériaux

1) Le trafic :

a) Détermination du type de réseau :

- **Choix du type de réseau :**

Le catalogue définit deux catégories de réseau de chaussées : l'une relative au réseau principal de niveau 1 RP1 et l'autre relative au réseau principal de niveau 2 RP2.

La classification des réseaux principaux se fait à partir des critères donnés au tableau 1.2 ci-dessous :

Tableau 1.2 : les types de réseaux principaux

| Le réseau principal de niveau 1 (RP1) | Le réseau principal de niveau 2 (RP2) |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Liaison comportant un trafic supérieur à 1500 véhicules /jour. • Liaison reliant deux chefs-lieux de wilaya. • Liaison présentant un intérêt économique et/ou stratégique <p>Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Liaison comportant un trafic inférieur à 1500 véhicules /jour. • Ce réseau est composé de route nationale (RN) de chemin de wilaya (CW). • Liaison reliant l'Algérie au pays riverains. |

- **Choix des structures types 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.

b) Détermination de la classe du trafic :

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

La classe de trafic (TPLi) est donnée pour chaque niveau de réseau principal (RP1 et RP2), en nombre de poids lourds par sens sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service.

Le tableau 1.3 ci-dessous donne par niveau de réseau (RP1 ou RP2) les classes de trafic adoptées :

Tableau 1.3 : classes de trafic TPLi adoptées.

| | | TPL0 | TPL1 | TPL2 | TPL3 | TPL4 | TPL5 | TPL6 | TPL7 |
|-------------|-----|--------|-------------|--------------|--------------|--------------|---------------|-------------------|-------------------|
| (PL/J/sens) | RP1 | - | - | - | 150 à 300 | 300 à 600 | 600 à 1500 | 1500 à 3000 | 3000 à 6000 |
| | RP2 | 0 à 50 | 50 à 100 | 100 à 150 | 150 à 300 | | - | - | - |

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

Le TCi est le trafic cumulé de PL sur la période considéré pour le dimensionnement (durée de vie), Il est donné par la formule suivante :

$$T_{ci} = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

Avec :

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

n : durée de vie considéré.

- **Détermination de trafic cumulé équivalente TCEi :**

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 :

$$TCE_i = TCi \times A = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

Avec :

A : coefficient d'agressivité de poids lourd par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes. En fonction de réseau principal RPi.

2) Classe de portance de sol support pour le dimensionnement :

La structure de la chaussée construite sur un sol support, donc la détermination de sa portance est nécessaire. Cette portance en fonction de l'indice CBR, elle est répertoriée dans le tableau 1.4 suivante :

Tableau I.4 : Classes de portance de sol

| Classe du sol- support | S0 | S1 | S2 | S3 | S4 |
|------------------------|-----|-------|-------|------|----|
| Indic C.B.R | >40 | 25-40 | 10-25 | 5-10 | <5 |

Les valeurs des modules de déformation de ses classes sont indiquées sur le tableau 1.4, ils sont calculés à partir de la relation empirique suivante :

$$E = \text{CBR} \times 5 \quad [\text{MPa}]$$

Tableau I.5 : Valeurs des modules de déformation selon la classe du sol-support

| Classe du sol- support | S0 | S1 | S2 | S3 | S4 |
|------------------------|------|---------|--------|-------|-------|
| Module E (MPa) | >200 | 125-200 | 50-125 | 25-50 | 15-25 |

3) 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.

3.1- Etat hydrique du sol-support :

L'état hydrique du sol est pris en compte à travers la portance du sol support. Cette portance est estimée à partir d'un essai de poinçonnement CBR dont les conditions d'imbibition (immédiat ou à 4 jours) sont liées à la zone climatique considérée. Les différentes zones climatiques de l'Algérie sont mentionnées dans le Tableau 1.6.

Tableau 1.6 : Les zones climatiques de l'Algérie

| Zone climatique | Pluviométrie | Climat | Région |
|-----------------|--------------|-------------|---------------------|
| I | 600 | Très humide | Nord |
| II | 350-600 | Humide | Nord, haut plateaux |
| III | 100-350 | Semi-aride | Hauts plateaux |
| IV | 100 | Aride | Sud |

3.2-La température équivalente :

La valeur de la température équivalente est déterminée en fonction de la zone climatique du terrain afin de dimensionner la chaussée sont données dans le Tableau 1.7 ci-dessous :

Tableau 1.7 : choix de température équivalente

| Zone climatique | I / II | III | IV |
|--|--------|-----|----|
| Température équivalente (θ_{eq}) (C°) | 20 | 25 | 30 |

4) Le risque de calcul :

Le risque de calcul (**r**) sur une période de (**p**) années est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces (**p**) années des désordres qui impliqueraient des travaux de renforcement assimilables à une reconstruction d'une partie de la chaussée en l'absence de toute intervention d'entretien structurel.

5) Durée de vie :

La durée de service ou durée de vie, est la période pendant laquelle aucun entretien structurel n'est théoriquement à prévoir.

Les durées de vie fixées par niveau de réseau principal (RP1, RP2) et par matériau types sont synthétisées dans le Tableau **1.8** ci-dessous :

Tableau 1.8 : durée de vie adoptée

| Niveau de réseau | Type de matériaux | Structures | Durée de vie (Année) |
|------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| RP1 | Matériaux Traités AU Bitume (BMT) | GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG | 20 |
| | Matériau traité au liant hydraulique | GL/GL, BSG/GC | 20 |
| RP2 | Matériaux non traités | GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG, SG/SG | 15 |
| | Matériaux traités au bitume | SB/SG | 15 |

6) Matériaux :

6.1- Performances mécaniques

Les performances mécaniques relatives aux différents types de matériaux sont données dans les Tableaux 1.9, 1.10 et 1.11 ci-dessous :

a) Matériau traités au bitume (MTB) :

Tableau 1.9 : Performances mécaniques des matériaux bitumineux

| Matériau (MTB) | E(30°C,10 Hz) (MPa) | E(25°C,10Hz) (MPa) | E(20°C,10 Hz) (MPa) | E(10°C,10 Hz) (MPa) | $E_{60}(10°C,10Hz) \cdot 10^{-6}$ | 1/b | SN | Sh (cm) | ν | Kc |
|----------------|---------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|------|------|---------|-------|-----|
| BB | 2500 | 3500 | 4000 | - | - | - | - | - | 0,35 | - |
| GB | 3500 | 5500 | 7000 | 12500 | 100 | 6,84 | 0,45 | 3 | 0,35 | 1,3 |
| SB | 1500 | - | - | 3000 | 245 | 7,63 | 0,68 | 2,5 | 0,45 | 1,3 |

BB : béton bitumineux, **GB :** grave bitume, **SB :** sable bitume

b) Matériaux traités aux liants hydrauliques :

Tableau 1.10 : Performances mécaniques des matériaux traités aux liants hydraulique

| Matériaux (MTLH) | E (MPa) | ν (MPa) | 1/b | SN | Sh (cm) | ν | Kd | Kc |
|------------------|---------|-------------|------|------|---------|-------|--------|-----|
| GL | 20000 | 0.50 | 18.4 | 1.24 | 3 | 0.25 | 1 | 1,5 |
| GC | 20000 | 0.70 | 12 | 1 | 3 | 0.25 | 1 | 1.5 |
| BCg | 35000 | 2.15 | 16 | 1 | 3 | 0.25 | 1/1,47 | 1.5 |

GL : grave laitier, **GC :** grave ciment, **BCg :** béton de ciment goujonné.

c) Matériaux non traités (MNT) :

Tableau 1.11 : Performances mécaniques des matériaux non traité

| Niveau de la couche | Module des MNT (MPa) | Valeurs de k | ν |
|--------------------------------------|--|--------------|-------|
| Base* (15 ≤ h ≤ 20 cm) | GNT=500 | 2.5 | 0.25 |
| | TUF1=500 | 2 | 0.25 |
| | TUF2=300 | 2 | 0.25 |
| | SG1=700 | 2 | 0.25 |
| | SG2=300 | 2 | 0.25 |
| | AG=300 | 2 | 0.25 |
| Fondation (en sous couches de 25 cm) | EMNT (sous couche 1) = k E sol support EMNT (sous couche i) = k EMNT (Sous couches i-1) avec EMNT borné à EMNT couche de base | | |
| Fondation MNT sous GB et SB (GB/GNT) | EMNT (sous couche 1) = k E sol support (avec K idem ci-dessus) EMNT (sous couche i) = k EMNT (Sous couches i-1) avec EMNT borné à 350 MPa | | |

(*) Pour la couche de base, les modules et coefficients de poisson sont ceux obtenus en laboratoire au triaxial à chargement répétés (TCR-G).

6.2-Calcul des sollicitations admissibles :

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

- a) **Matériaux traité au bitume** : Le Calcul des déformations admissibles de traction $\epsilon_{t,adm}$ à la base des couches bitumineuses est donné à par la relation suivent :

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \times \mathbf{Kne} \times \mathbf{K\theta} \times \mathbf{Kr} \times \mathbf{Kc}$$

Avec :

$\epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})$: Déformation limite détenue à partir de l'essai de fatigue au bout de 10^6 cycles avec une probabilité de rupture de 50% à 10°C et 25Hz.

\mathbf{Kne} : Facteur lié au nombre cumulé d'essieux équivalents supporté par la chaussée.

$\mathbf{K\theta}$: facteur lié à la température.

\mathbf{Kr} : facteur lié au risque et aux dispersions.

\mathbf{Kc} : Facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement observé sur les chaussées.

$$\mathbf{Kne} = \left(\frac{\text{TCEi}}{10^6}\right)^b \quad ; \quad \mathbf{K\theta} \equiv \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{c})}{E(\theta_{eq})}} \quad ; \quad \mathbf{Kr} = 10^{-t\delta}$$

Tels que :

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

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

$E(10^\circ\text{c})$: Module complexe du matériau bitumineux à 10°C

$E(\theta_{eq})$: Module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente en fonction de la zone climatique considérée

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

δ est f (dispersions) calculées comme suit :

$$\delta = \sqrt{\text{SN}^2 + \left(\frac{\mathbf{C}}{\mathbf{b}} \times \mathbf{Sh}\right)^2}$$

Avec :

SN : dispersion sur la loi de fatigue

\mathbf{Sh} : dispersion sur les épaisseurs (en cm)

\mathbf{C} : coefficient égal à 0.02

b) Matériaux traités aux liants hydrauliques :

Les couches bitumineuses transmettent des sollicitations aux couches de fondation de matériaux traités aux liants hydrauliques, le calcul des contraintes admissibles de traction $\sigma_{t,adm}$ à la base de ses couches se calcule avec la relation suivante :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \cdot K_{ne} \cdot K_r \cdot K_d \cdot K_c \quad [\text{bars}]$$

Avec :

σ_6 : contrainte de flexion limite à 10^6 cycles donnée par l'essai de fatigue.

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

K_{ne} ; K_r ; K_c : idem matériaux traités au bitume

c) Matériaux non traités (MNT) :

Il est difficile de comprendre le comportement ou de modéliser un matériau granulaire, car le calcul de sollicitations admissibles pour ce type de matériau n'existe pas, il faut assurer l'utilisation d'un bon sol et que le sol support ne soit pas trop déformable.

6.3-Vérification en fatigue des structures est de la déformation de sol support :

Il est nécessaire de calculer la déformation admissible $\epsilon_{z,adm}$ entre la chaussée et la plateforme qui est donnée par une relation empirique déduite à partir d'une étude statique de comportement des chaussées le but pour limiter les valeurs de calculées ϵ_z avec alize :

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

a) Matériaux traité au bitume :

Il faut vérifier que les déformations dues à la fatigue des structures et du sol support obtenues par Alizé sont inférieures aux valeurs admissibles calculées :

$$\epsilon_t < \epsilon_{t,adm} \quad \text{et} \quad \epsilon_z < \epsilon_{z,adm}$$

b) Matériaux traités aux liants hydrauliques :

Il est nécessaire de vérifier que les contraintes et déformation calculées par alizé sont inférieures aux valeurs admissibles calculées :

$$\sigma_t < \sigma_{t,adm} \quad \text{et} \quad \epsilon_z < \epsilon_{z,adm}$$

c) Matériaux non traités (MNT) :

La seule vérification doit être effectuée sur le sol support est :

$$\epsilon_z < \epsilon_{z,adm}$$

1.3-Zone de franchissement des obstacles :

1.3.1- Ouvrage d'art :

Pour élaborer des routes, on rencontre différents obstacles tels que les oueds ou rivières, les montagnes et les chemins de fer... ; Pour les franchir, on construit des ouvrages, qui portent le nom : Ouvrages d'Art. Ce terme est composé de deux mots :

- « Ouvrages » indiquant les constructions,
- « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Un ouvrage d'art est une construction de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel). mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses...) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.)

De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. [7]

1.3.1.1.- Familles d'ouvrages d'art : [7]

| les ouvrages d'art liés à des voies de communication : | Les ouvrages d'art destinés à la protection l'action de la terre ou de l'eau : | Les ouvrages d'art destinés à la retenue des eaux : |
|---|---|---|
| <p>les ponts et viaducs : qui sont des ouvrages aériens qui permettent de franchir une rivière, un bras de mer, un val, une autre voie de communication ou tout autre obstacle</p> | <p>- Les murs de soutènement : qui sont des ouvrages assurant la stabilité de la voie de communication portée</p> <p>- Gabions: désigne une sorte de casier, le plus souvent fait de solides fils de fer tressés et contenant des pierres, utilisé dans le bâtiment pour décorer une façade nue ou construire un mur de soutènement, ou une berge artificielle non étanche.</p> <p>-Un brise-lames : est une construction du type digue ou jetée (môle), établie devant un port, une zone aménagée, une plage ou un littoral vulnérable à l'érosion.</p> | <p>-Un barrage : est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit du cours d'eau et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable ;...</p> <p>- Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, le plus souvent composé de terre. La fonction principale de cet ouvrage est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par</p> |

| | | |
|--|--|--|
| | <p>-La jetée est une construction s'avancant dans la mer, un lac, un fleuve et dont le but principal est de servir à l'embarquement et au débarquement des cargaisons ou des passagers. Elle peut être constituée de matériaux divers</p> | <p>les eaux d'un lac, d'une rivière ou de la mer</p> |
|--|--|--|

1.3.1.2- Fonction d'ouvrage d'art :

La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication à quel il est lié :

- Un ouvrage d'art routier supporte une route
- Un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute, qu'il s'agisse de la voie principale ou d'une bretelle de raccordement à l'autoroute.
- Un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée

1.3.1.3- Eléments principaux d'un pont :

Un pont comporte généralement quatre catégories d'éléments :

- Les appuis,
- Le tablier,
- Les appareils d'appui,
- Les fondations.

1.3.2- Les types des fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

La fondation est définie par les caractéristiques géométriques comme suit :

- La largeur **B** désigne le plus petit côté de la semelle.
- La longueur **L** d'une semelle rectangulaire correspond à celle du plus grand côté de la semelle
- La hauteur d'encastrement **D** est la hauteur minimale au-dessus du niveau de la fondation.
- L'ancrage de la semelle **h** correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse. Elle est aussi définie par le rapport **D/B**.

Par ces caractéristiques on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5,
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$,
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$.

A. Fondation superficielle :

Une semelle est considérée comme superficielle, si le rapport **D/B** est faible et surtout si on ne considère que la résistance du sol sous le niveau d'assise.

On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles (figure 1.9) :

- a. **Les semelles filantes (ou continues)**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$) ;
- b. **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L, sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- c. **Les radiers (ou dallage)**, de dimensions B et L importantes. Cette catégorie inclut 3 les radiers généraux.

B. Fondations semi-profondes :

Au moment de la construction, il se peut que les fondations superficielles ne soient suffisantes pour le type de bâtiment que l'on souhaite créer. D'un autre côté, il se peut que l'on n'ait pas non plus besoin de réaliser des fondations profondes. Dans ce cas-ci, on optera volontiers pour le juste milieu et donc pour des fondations semi-profondes.

C'est précisément le cas pour la construction d'un bâtiment de hauteur moyenne ou encore d'une construction à la forme circulaire ou carrée avec un poids assez imposant pour exiger une assise plus profonde. Les fondations semi-profondes sont également préconisées pour le sol argileux, remblayé ou sablonneux. Ici, le sol dur se trouve à environ 3 à 6 mètres de profondeur et bien évidemment, les fondations s'apparentent donc à des puits de forme parallélépipédique ou cylindrique.

- a) **Les puits** : ceux sont des fondations massives appelées aussi « caisson » réalisées dans un forage. Ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armature.

C. Fondations profondes :

Le choix du type de fondations dépend de la nature de la construction et de la nature du terrain. Lorsque la couche de sol située à faible profondeur a des caractéristiques mécaniques insuffisantes pour supporter la construction, on va chercher le bon sol à une plus grande profondeur : ce sont les fondations profondes. Elles sont réalisées lorsque le bon sol se situe au-delà de 6 m de profondeur.

On distingue 3 types de semelles pour les fondations profondes :

- a) **Les barrettes** : ceux sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage. une barrette est donc un pieu foré de section allongée ou composite (en H ou en croix par exemple).

- b) **Les pieux** : un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

1.3.2.1-Calcul de la capacité portante des fondations :

Si on applique une charge **Q** croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux croissent proportionnellement à la charge appliquée). A partir d'une certaine charge **Q_d**, les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge **Q_L** les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, figure (1.9). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

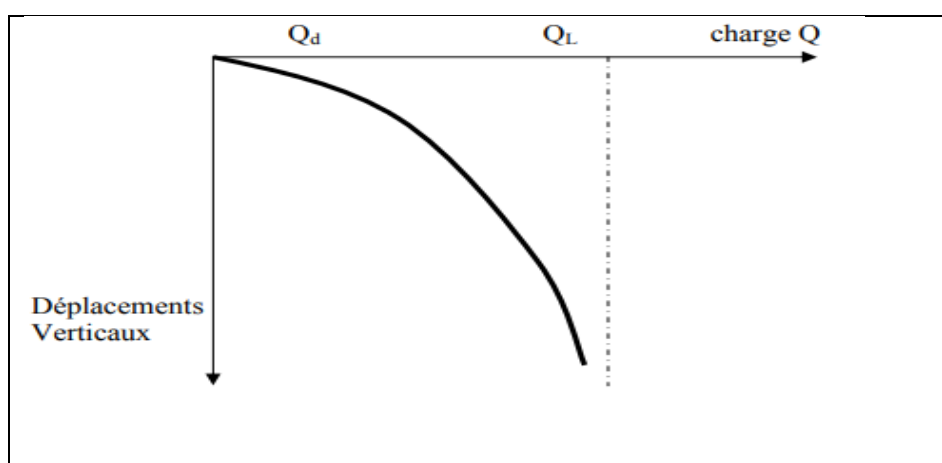


Figure1.9 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux Sous une fondation en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R. Frank).

Il existe plusieurs méthodes de calcul permettant d'obtenir la valeur de la capacité portante. Les diverses méthodes sont basées sur l'emploi des résultats des différents essais de laboratoire (à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\phi$ »)) et les résultats des essais in situ (essai PMT, CPT, DPT, et SPT). Parmi ces méthodes, dans notre étude on utilise la méthode de calcul pressiométrique (PMT).

La méthode Pressiométrique (PMT) est d'origine semi empirique, formulée dès 1995 par Louis Ménard, inventeur de l'essai pressiométrique, suit à des essais de chargement des fondations en vraie grandeur, puis développée dans les décennies suivantes par la société qu'il avait créée en 1957 et par divers organismes privés chaussées. Les prévisions de cette méthode, comparées aux valeurs expérimentales de la capacité portante sont très bonne.

Le calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique recommandés deux méthodes de calcul :

- La première, sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_1 = K_p \times P_{le}^* + q_0 \quad \text{[KPA]}$$

- La deuxième, sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_1 = K_p \times P_{1e}^* \quad \text{[KPA]}$$

Avec :

K_p : Facteur de portance pressiométrique en fonction de la nature de sol sous la base de la fondation et il dépend des dimensions de la fondation.

P_{1e}^* : Pression limite nette ou une moyenne arithmétique des pressions limites nettes dans une zone utile de capacité portante.

q_0 : Contrainte verticale initiale à la base de la fondation.

1.3.2.2- Tassement des fondations :

Sous l'effet d'un chargement (fondation, remblai,..), il se développe dans le sol des contraintes qui entraînent des déformations qui peuvent être instantanées ou différées dépendant du temps.

Le tassement est la déformation verticale du sol vers le bas sous l'action des sollicitations diverses ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des ouvrages supportés par le sol.

Le calcul de tassement est nécessaire pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité de service.

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes :

- **Première étape** : calcul de l'état de contrainte effective dans le sol
- **Deuxième étape** : calcul des déformations

Pour concevoir des fondations des ouvrages, il faut connaître la quantité totale du tassement et la vitesse à laquelle il se produira.

Le tassement total S d'un sol sollicité, se décompose en tassement primaire, secondaire et le tassement immédiat Tassement immédiat ou instantané. D'où la formule globale :

$$S = S_i + S_c + S_f$$

Avec :

S : Tassement de la fondation ;

S_i : Tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge ;

S_c : Tassement de consolidation primaire ;

S_f : Tassement de consolidation secondaire.

1.3.2.3-tassement des pieux :

Le tassement peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai de chargement statique, ou par calcul, en utilisant les différentes quartes méthodes suivantes : les méthodes empirique, les méthodes de la théorie de l'élasticité, les méthodes de la théorie de transfert des charges, et les méthodes numériques.

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, est supposé que le système pieu/sol ayant un comportement élastique isotrope. Parmi les approches les plus utilisées sont 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 vertical enterrée dans un massif élastique semi-infinie.

Le tassement en tête du pieu est donné en générale par :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B}$$

Avec :

V_0 : Tassement en tête du pieu ;

Q : La charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu ;

I_v : Facteur de tassement ;

$E(D)$: Module de Young en tête du pieu ;

B : Diamètre du pieu.

Les étapes de calcul de la capacité portante liées à cette méthode sont données dans le **chapitre4**.

1.4-Stabilités des talus :

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturelles considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres

sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain.

1.4.1-Différente formes de l'instabilité d'un terrain :

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

1. **Les glissements de terrain :** Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissement :

- **Glissement plan :** le glissement plan se produise par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse de sol en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.
 - **Glissement rotationnel simple :** Le glissement rotationnel simple se traduit par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope.
 - **Les glissements rotationnels complexes** résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale n'est pas circulaire (glissements en escaliers - glissements épicycloïdaux - glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.
2. **Les écroulements et chutes de blocs :** Ce sont des chutes brutales et soudaines de masses rocheuses importantes, qui durent quelques secondes et dont les causes peuvent être internes au massif.
 3. **Le fluage :** Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.
 4. **Les coulées boueuses :** ce phénomène se manifeste en montagne lors de l'infiltration de l'eau transportant avec elle du sol, avec des fois un débit important.

1.4.2-Méthodes d'analyse la stabilité :

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en deux grandes catégories :

- a) **Méthodes analytiques :** se base sur des formules et/ou des abaques pour l'analyse de la stabilité des terrains homogènes et à configuration géométrique simple.

- b) Méthodes numériques :** que traite des cas plus complexes (sol non homogène, géométrie complexe, écoulement d'eau, sollicitation sismique, ...etc.), en se basant sur une modélisation numérique et calcul par logiciel (méthode des éléments finis, méthode des différences finies, calcul à la rupture, méthodes des caractéristiques de contraintes ou des lignes de glissement, etc.).

1.4.2.1-Méthode d'équilibre limite :

On s'intéresse dans cette catégorie aux méthodes des tranches, sont les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère :

- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop simplifiée.
- La méthode de Spencer
- La méthode de Janbu.

1.4.2.2-Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis (MEF), se sont développés rapidement et sont devenus de plus en plus populaires pour l'analyse de stabilité de pente. La littérature de l'analyse de stabilité de pente en utilisant MEF, basée sur la technique de réduction des paramètres de résistance, a été passée en revue par Duncan (1996), et par Griffiths et Lane (1999), et aussi par L, et al(2009). En règle générale, il existe deux approches en utilisant la méthode des éléments finis pour analyser la stabilité des pentes. Une approche consiste à augmenter la charge de gravité et la deuxième approche consiste à réduire les caractéristiques de résistance.

1.4.2.3-Méthodes des caractéristiques de contraintes :

Dans ce type de méthodes, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général 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 à priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite.

1.5-Conclusion :

A partir de ce qui été cité auparavant, les conclusions tirées sont données dans ce suivent :

- Une chaussée routière se présente comme une structure composite réalisée par empilements successifs de couches de matériaux granulaires, chacune de ces couches une fonction. Conçus pour supporter le trafic pour une durée de vie fixée, sous l'effet des sollicitations externes (environnementales, conditions de chargements, etc.).
- Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement de corps de chaussée. Parmi ces méthodes, le plus applicables en Algérie sont : La méthode « **CBR** » et la méthode du catalogue des chaussées neuves « **CTTP** ».
- La réalisation d'un projet routier ne se limite pas seulement par a la bonne construction et le dimensionnement de chaussée, la vérification de la stabilisation de talus à la suite des travaux de terrassement et le calcul des fondations d'ouvrages (viaduc, remblai) à l'encontre des obstacles naturelle (oued, Vallée) sont souvent établis.
- Le choix de type de fondation et le calcul de capacité portante sont étroitement liés et sont la base pour éviter le tassement des fondations du l'ouvrage projeté.
- Le but de différentes méthodes d'analyse la stabilité des talus est d'assurer le terrain contre le glissement et obtient une technique de confortement pour conserver la stabilité de talus.

2.1-Introduction :

La reconnaissance des propriétés de sol, ainsi que des observations sur la géologie, la géomorphologie, le réseau hydrographique et la sismicité de site permet d'éviter les problèmes qui se posent lors de l'étude d'un projet routier.

Dans ce chapitre, une présentation de situation de tronçon étudié, la Géomorphologie, le climat, la sismicité ainsi que un aperçu sur la géologie et l'hydrogéologie du site d'étude, sera présenté dans ce qui suit :

2.2-Situation géographique de projet :

Le projet concerne l'étude d'un tronçon de 4.616km, du PK26+371 au PK30+987 de la liaison autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF. Il prend son origine à l'Est de la ville de BENI SAF à l'intersection du CW10B avec la RN 96 (carrefour giratoire à l'entrée de la cimenterie) et se termine à SIDI ALI BOUSSIDI, sur un linéaire d'environ 56,872km, (figure 2.1).



Figure 2.1 : Carte de situation géographique [2]

2.3-Géomorphologie :

La route d'accès au port s'insère globalement dans un relief à pente douce, mais présente une zone vallonnée profonde et collinaire à proximité du point d'arrivée où la route d'accès au port se raccorde à la liaison autoroutière. La géomorphologie de la liaison autoroutière montre une plaine à pente douce (PK0 au PK4), des collines douces (PK4 au PK22), des zones montagneuses vallonnées (PK22 au PK40) et des plaines agricoles (PK40 au PK56+871.83), (**figure2.2**).

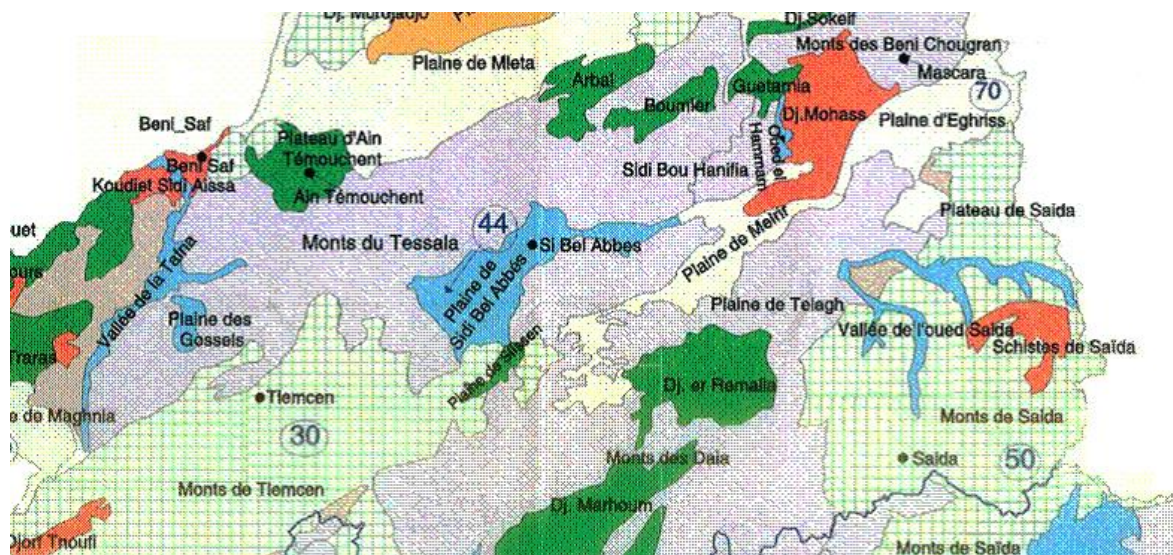


Figure2.2 : Les grands ensembles géomorphologiques de Sidi Bel Abbès à Beni Saf [2]

2.4-Climat :

Un climat est défini comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques (température, pluviométrie,...etc.) qui caractérise l'état moyen de l'atmosphère en un lieu donné. De manière générale le climat de la région est de type méditerranéen, caractérisé par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux.

Les caractéristiques climatiques de la zone d'étude, sont données dans ce qui suit :

2.4.1-Température :

La température moyenne de la zone d'étude est de 17°C et la répartition mensuelle est donnée dans la figure 2.3suivent :

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

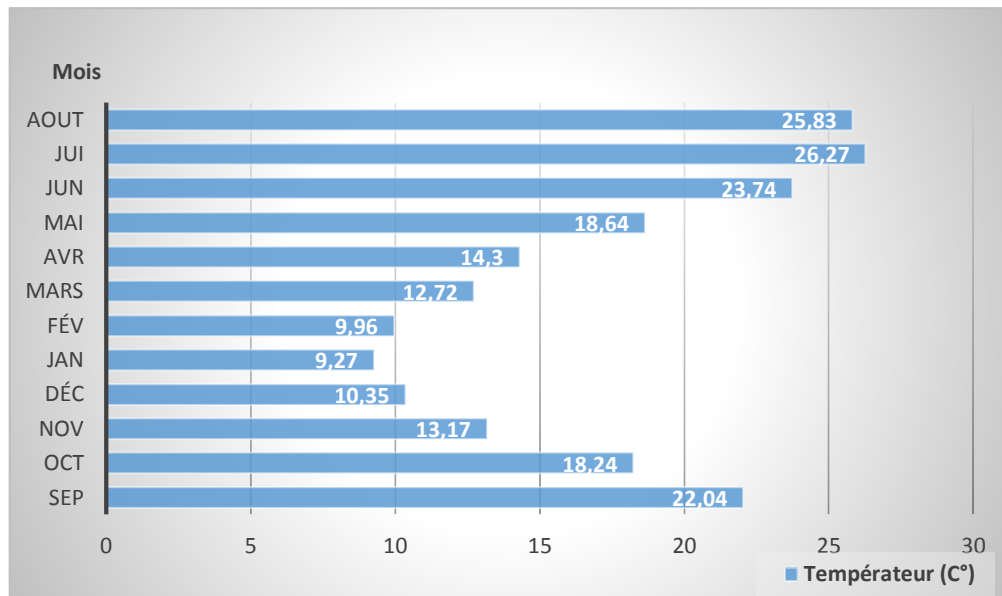


Figure 2.3 : Présentation de répartition mensuelle de la température (°c) [2]

Selon la figure 2.3, on conclut que durant le mois novembre à mois d'avril (saison froide), la température varié entre 9.27C° et 14.3 C°, et de mois mai à mois octobre (saison chaud), la température varié entre 18.24 C° à 26.27°C.

2.4.2-Evaporation :

La répartition mensuelle de l'évaporation de la zone d'étude est donnée dans la figure 2.4 suivant :

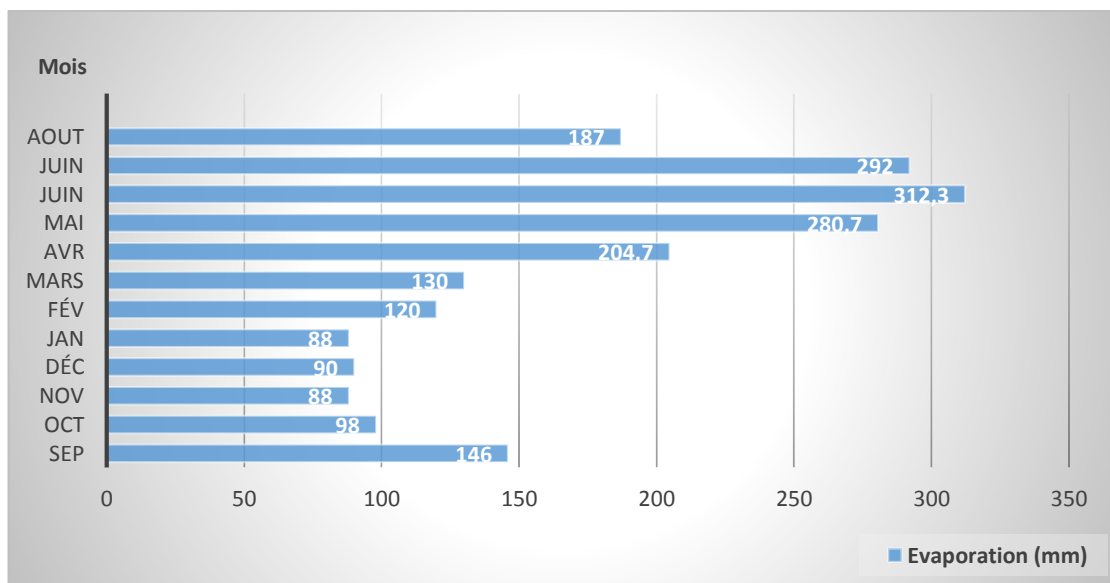


Figure 2.4 : Présentation de Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) [2]

Selon la figure 2.4 :

- Entre mois d'octobre à janvier, l'évaporation est inférieure à 100mm, varier entre 88mm à 98mm,

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

- Entre mois février à mars, et mois aout à septembre, l'évaporation est inférieure à 200mm, varier entre 120mm à 187mm.
- Entre mois avril à juillet, l'évaporation est supérieure à 200mm, varié entre 204.7mm à 312.3mm.

2.4.3-Pluviométrie :

La pluie moyenne annuelle est estimée à 536 mm à la station d'Ain-Temouchent d'après l'interpolation des courbes isohyètes (donnée de l'A.N.R.H 1989). Plus de 50 % du cumul pluviométrique annuel est enregistré pendant la période relativement pluvieuse (Décembre-Mars), et les mois d'été (Juin-Août) cumulent un peu moins de 5 % des pluies annuelles. [2]

2.5-Géologie :

Selon la carte géologique au 1:500 000, la zone d'étude est constituée de lithologie datant Principalement du cénozoïque et partiellement du mésozoïque.

-Sur la zone de Beni Safi, du Nord West au Sud Este, on observe les unités suivantes :

Une unité volcanique d'âge plio-quadernaire, composée de basaltes et de tufs volcaniques ou volcano-sédimentaires, elle s'observe en superstructure dans la région d'El Aricha. Le Miocène supérieur post-nappes composée de dépôts argilo-gréseux essentiellement continentaux, cette unité recouvre l'allochtone tellien qui correspond à l'unité sénonienne, au complexe chaotique à éléments triasiques, à l'unité Chouala à terrains crétacés, ainsi qu'à l'unité oligo-miocène. Le substratum ou parautochtone jurassique qui apparaît parfois à 5 km environ au sud de la ville de Beni Saf, Ce sont les unités de Skouna et d'El Haouariya. Les affleurements de terrains plus récents : grès du Pliocène inférieur, les glacis quadernaires anciens encroûtés, et les remblais ou alluvions de l'oued Tafna.[2]

-Sur la zone d'Ain Temouchent, on trouve :

L'unité volcanique (basaltes), l'unité détritique du Miocène supérieur (Messinien), et des dépôts récents indifférenciés (glacis anciens et alluvions). A l'Est et au Sud-Est de la ville d'Ain Temouchent s'observent des lambeaux crétacés, ce sont les marnes du Sénonien supérieur (Campanien), les marnes et calcaires du Néocomien à Cénomaniens, vers le sud, cette unité est plus développée. A l'extrémité nord-ouest de la feuille existent des affleurements jurassiques qui sont des argiles et grès du Callovo-Oxfordien, des calcaires métamorphiques du Jurassique inférieur-moyen ainsi que des schistes du Jurassique supérieur.[2]

-Sur la zone de Sidi Ali Boussidi, l'essentiel des affleurements est représenté par :

Les marnes et calcaires gréseux de l'Oligo-Miocène post-nappes. parfois intercalés des poudingues polygéniques, les marnes et grès du Miocène moyen synchro-nappes, et des grès et conglomérats du Miocène supérieur continental; ces terrains montrent des altitudes allant de 400 à 600 m. Au centre de la feuille, on observe : des affleurements peu développés de marnes vertes et calcaires du Crétacé inférieur à Turonien, dans lesquels s'identifie

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

facilement un repère calcaire de l'Albien supérieur, Des affleurements de marnes du Sénonien supérieur (Campanien). Au sein de ces terrains notons la présence d'épointements triasiques fréquents. Vers le Sud Est, s'étendent les terrains quaternaires (terrasses, glacis anciens polygéniques encroûtés et alluvions) de l'oued Anefress et de l'oued Bou Khennam. On notera également des affleurements de terrains calcaires éocènes (Lutézien) à oligocènes, recouverts par des cônes d'éboulis particulièrement développés. Dans le coin nord-ouest de la feuille, apparaît l'unité volcanique.[2]

-la zone de Sidi Bel Abbès, est représenté par :

La plaine quaternaire de Sidi Bel Abbès qui est une zone déprimée correspondant à la vallée de l'oued Mekerra, dont le lit est creusé dans des terrains du Pliocène lacustre, ou des limons gris (d'épaisseur inconnue) dans lesquels s'intercalent des bancs de conglomérats et de grès massifs redressés. Vers le nord-ouest, de part et d'autre de la RN 7, se développe le Quaternaire composé de cailloutis et graviers noyés dans un limon sableux, des reliefs un peu plus élevés (Hank el Hammar, Djoubar et Er Redjem) constitués par des marnes et des grès argileux (peu consolidés) se retrouvent à l'extrémité ouest (Hammar Merziche). Une bande étroite de terrains éocènes, qui affleurent largement au nord et à l'ouest-sud-ouest de la ville de Sidi Bel Abbès, ils constituent le substratum des dépôts plus récents, ce sont des marnes et calcaires blancs à silex.[2]

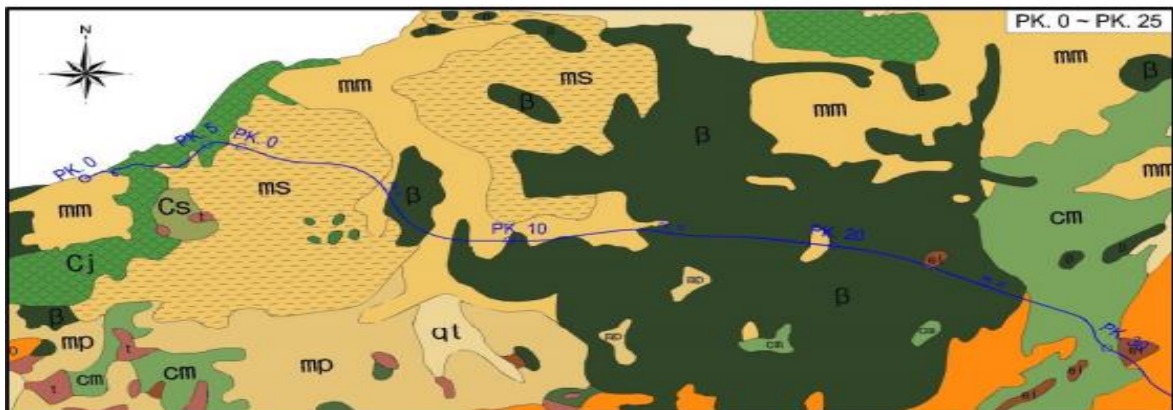


Figure2.5 : Carte géologique de la zone d'étude [2]

Source : Carte géologique au 1/500 000

2.6-Hydrogéologie :

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et le type d'écoulement des eaux souterraines.

La liaison autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF traverse un ensemble des oueds, Parmi les oueds existant dans la région sont : oued TAFNA, oued El MEKHAISSIYA, Oued BERCKECHE et AGHLAL, Oued JALLOUL, oued SASSEL, oued EL MALEH. [2]

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

Les ressources en eau dépendent évidemment du climat, à la fois dans leur répartition spatiale et dans l'évaluation de leur bilan saisonnier ou annuel.

- **Les eaux superficielles :**

Les ressources superficielles se présentent en 11 ouvrages qui divisent entre 08 petits barrages et 03 retenues collinaires, on situe : Ouvrage Sidi Ameer, Ouvrage Bouguedra, Ouvrage Ain Guemmal et Ouvrage Bendjelloul.

- **Les ressources souterraines :**

Les ressources souterraines se présentent en 404 forages, 800 puits et 23 sources.

- **Les eaux non conventionnelles :**

Les eaux non conventionnelles sont présentées en :

-Six (06) lagunes : Emir AEK, A. Larbaa, Sidi Safi, El Amria, Hassi El ghella et El Maleh avec une capacité total de 9 215m³/j,

-Trois (03) stations d'épuration : Ain Temouchent, Ain Tolba et Bouzedjar avec une capacité de 11 354m³/j,

-Station de dessalement de Chatt el Hilal avec une capacité de 65 217 m³/j.

2.6.1- Hydrogéologie locale :

Le niveau piézométrique, est le niveau que l'eau souterraine atteint dans un puits, il diffère selon les saisons, selon la distance du point de source, selon les périodes de sécheresse ou d'inondation.

L'étude hydrogéologique montre que le niveau piézométrique n'a pas été trouvé dans la partie routière de la zone d'études, le niveau piézométrique mesuré peut varier selon les saisons et les conditions climatiques.[2]

2.7-Sismicité :

Le calcul sismique a pour but d'estimer la valeur le plus défavorable de la réponse sismique, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de projet. D'après le document « Règles Parasismique Algérienne » RPA version 2003, l'Algérie est subdivisée en cinq zones de sismicité croissante (**Figure 2.6**) :

- **Zone 0** : sismicité négligeable ;
- **Zone I** : sismicité faible ;
- **Zone II a et II b** : sismicité moyenne ;
- **Zone III** : sismicité forte.

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

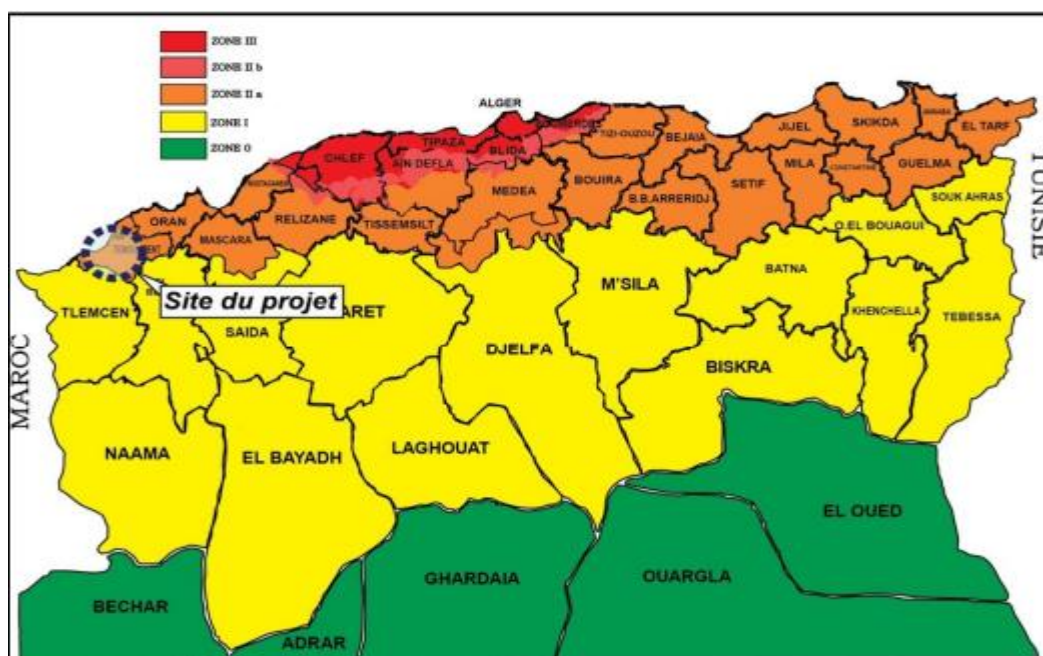


Figure2.6 : Zonage sismique du territoire national

D'après la carte de zonage sismique de l'ALGERIE établi par le centre national de recherches Appliquées en Génie Parasismique, la région du tracé autoroutier appartient à **la zone sismique IIa, à sismicité moyenne.**

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des Règles Parasismiques Algériennes (RPA) doit être classée dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après,

- **Groupe 1A :** ouvrages d'importance vitale (sécurité- hôpitaux) ;
- **Groupe 1B :** ouvrages de grande importance (scolaire et culture) ;
- **Groupe 2 :** ouvrages courants ou d'importance moyenne (habitations-bureaux) ;
- **Groupe 3 :** ouvrages de faible importance (hangars).

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 2.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, présent ci-dessous :

Tableau 2.1 : Coefficient d'accélération A

| Groupe | Zone | | | |
|-----------|------|------|------|------|
| | I | II a | II b | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Compte tenu du fait que le présent projet vise à étudier la liaison autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF, nous estimons que les ponts

CHAPITRE 2 : Présentation de projet.

projetés correspondent au **groupe 2** ; d'après le tableau 2.1, le coefficient d'accélération à prendre en compte pour la conception est **A=0.15**.

2.8-Conclusion :

- La géomorphologie du tracé est caractérisée par des zones des plaines à pente douce, des plaines agricoles, des collines, et des zones montagneuses.
- L'étude géologique de la zone étudiée a montré que les terrains sur place présentent des faciès très variés allant de formations géologiques telles que : **jurassico-crétacés (cj)**, **Miocène (mm)**, **L'oligocène(o)**, **Roches volcano- sédimentaires(β)**, **Crétacé (cm)**, et **L'éocène (em)**.
- L'étude hydrogéologique montre que le niveau piézométrique n'a pas été trouvé dans la zone d'étude.
- Le climat de la région est de type méditerranéen, caractérisé par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux.
- La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation, la zone d'étude est classée en **zone sismique II a**, zone à sismicité moyenne selon le **RPOA**, avec un coefficient d'accélération égale à **A=0.15**.

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

3.1- Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'identifier les terrains et prendre une connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du sol à partir des essais réalisés au cours de la campagne de reconnaissance géotechnique in situ et au laboratoire rencontrés le long du tracé de notre projet.

3.2- Campagne de reconnaissance in situ :

La campagne de reconnaissance géotechnique in situ a permis la réalisation de :

- (03) trois puits de reconnaissance de 2 à 3m de profondeur y compris des prises des échantillons.
- (03) trois sondages carottés.
- (03) trois essais de pénétration au carottier (SPT).
- (03) trois essais pressiométrique (PMT).

3.2.1- Puits de reconnaissance :

Les résultats obtenus à partir des différents puits (PU7, PU8, PU9) réalisés aux points de prélèvement PK26+406, PK29+100 et PK30+925 sont donnés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Nature géologique des puits de reconnaissance.

| N°Puits | PU07 : PK26+406 | | PU08 : PK29+100 | | PU09 : PK30+925 | |
|-------------------|-----------------|--|-----------------|--|-----------------|--|
| Profondeur (m) | 0.0-0.40 | 0.40-2.70 | 0.0-0.30 | 0.3-1.40 | 0.0-0.2 | 0.2-1.4 |
| Nature géologique | Terre végétale | Gravier sableux Présence de limon et la marne | Terre végétale | Limons tuffeux sableux Présence minimale des graviers | Terre végétale | Limons tuffeux sableux Présence minimale des graviers |

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on retient que :

- Les sols trouvés le long du tracé sont représentés principalement terre végétale et limons tuffeux sableux contenant parfois des graviers sableux. (Voir l'annexe A ; figures A.3, A.4, A.5).

3.2.2- Sondages carottés :

Trois sondages carottés (SC34, SC35 et SC36), ont été effectués le long du tracé, pour établir la lithologie détaillée du sol.

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

Le tableau 3.2 montre la nature et les épaisseurs des couches traversées.

Tableau 3.2 : Nature géologique du sol pour chaque sondage carotté.

| Sondage | Profondeur (m) | Nature géologique |
|-----------------|----------------|--------------------------|
| SC34 (PK26+630) | 0.0-1.00 | Argiles limoneuse |
| | 1.00-10.00 | Marne |
| | 10.0-12.00 | Marne limoneuse |
| | 12.0-15.00 | Marne |
| SC35 (PK27+415) | 0.00-0.500 | Sables limono-graveleux |
| | 0.50-3.300 | Argile limono-graveleuse |
| | 3.30-4.00 | Graviers limoneux |
| | 4.0-15.00 | argile limoneuse |
| SC35 (PK28+936) | 0.0-0.70 | Limons sableux |
| | 0.7-15.00 | Marne |

D'après la lithologie des sondages SC34, SC35 et SC36 donnée par le tableau 3.2, on retient que :

- Les sols retrouvés le long du tracé sont généralement demarne et des argiles (limoneux-graveleux).



Figure 3.1 : Sondage 07 (0.00-13m). [2]



Figure 3.2 : Sondage 08 (3.00-12.5m). [2]



Figure 3.3 : Sondage 09 (3.00-9.5m). [2]

3.2.3- Essai de pénétration au carottier :

Les résultats de l'essai de pénétration au carottier SPT (BH-34, BH35, BH36) réalisé dans notre tronçon donnant le nombre de coups et les coups à 15 cm sont présentés dans le tableau 3.3 ci-dessous :

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

Tableau 3.3 : Résultats des SPT.

| Sondage | Profondeur (m) | Coups à 15cm N° | Nombre de coups | | | Nspt | Catégorie de sol |
|---------------|----------------|-----------------|-----------------|----|-------|------|--------------------------|
| | | | N1 | N2 | N1+N2 | | |
| BH-034 | 0-3.0 | 3 | 5 | 7 | 12 | 30 | Argile limoneuse |
| | 3.0-6.0 | 21 | 32 | 18 | >50 | 15 | Marne |
| | 6.0-9.0 | >50 | - | - | - | 30 | Marne limoneuse |
| | 9.0-12.5 | >50 | - | - | - | 10 | Marne |
| | 12.5-15.0 | >50 | - | - | - | 20 | Marne |
| BH-35 | 0.0-3.0 | 1 | 2 | 3 | 5 | 15 | limon-graveleux |
| | 3.0-6.0 | 14 | 31 | 19 | >50 | 6 | Argile limono-graveleuse |
| | 6.0-9.0 | 21 | 41 | 9 | >50 | 8 | Graviers limoneux |
| | 9.00-15.00 | 21 | 34 | 16 | >50 | 5 | argilelimoneuse |
| BH-36 | 0.0-3.5 | 8 | 10 | 15 | 25 | 6 | Limon sableux |
| | 3.5-6.0 | 11 | 16 | 20 | 36 | 8 | Marne limoneuse |
| | 6.0-9.0 | >50 | - | - | - | 13 | Marne |
| | 9.0-12.5 | 17 | 22 | 28 | >50 | 13 | Marne graveleuse |
| | 12.5-15 | >50 | - | - | - | 4 | Roche marne |

D'après les résultats présentés sur le tableau 3.3, on constate que :

- Les coupes lithologiques dénotent un sous-sol constitué d'une alternance de couches de limon, argile et marne sur les 15.0m investigués.
- En SC34 le sol est constitué d'une couche de marne jusqu'à 15m de profondeur.
- En SC35le sol est constitué d'une couche de sable et d'argile et une couche de gravier jusqu'à 9.0m de profondeur et une couche de conglomérat et marne jusqu'à 15m de profondeur.
- En SC36 la couche de limon arrive jusqu'à 3.5m de profondeur et une couche de marne jusqu'à 15m de profondeur.

3.2.4- Sondage pressiométrique (PMT) :

Les résultats des essais pressiométrique PMT (BB-34, BB-35, BB-36) réalisé dans notre tronçon donnant les pressions limites, le module pressiométrique (E) et l'état de sol sont présentés dans le tableau 3.4 ci-dessous :

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

Tableau 3.4 : Résultats des sondages de l'essai pressiomètre PMT.

| Sondage | Profondeur (m) | Pl (bar) | Catégories |
|--------------|----------------|-------------|------------------------------|
| BB-34 | 0.00-4.00 | 6.2 | Argile et limons mous |
| | 4.00-8.00 | 15.70-31.18 | Marne Tenders |
| | 8.00-12.00 | 1.9.00-43.6 | Marne tenders à compactes |
| | 12.00-20.00 | 42.6-48.2 | Marne compactes |
| BB-35 | 0.00-4.00 | 3.4-3.7 | Argile mous |
| | 4.00-12.00 | 4.60-9.00 | Argile mous |
| | 12.00-20.00 | 6.60-1.00 | Argile et limons mou à ferme |
| BB-36 | 0.00-3.00 | 3.09 | Sable grave lâches |
| | 3.00-6.00 | 1.80-2.00 | Argile et Limon fermes |
| | 6.00-18.00 | 18.0-27.0 | Marne tendres |
| | 18.00-24.00 | 26.36-36.00 | Roche marne |

Les résultats du sondage pressiométrique BB-35, qui il a été réalisé au niveau de la pile et la culée 1 du viaduc 2 donnant les pressions limites Pl, les modules de déformations Em et les pressions de fluages Pf.

Les résultats des pressions limites Pl, le module pressiométrique (E) et l'état de sol du sondage BB-35 sont présentés dans le tableau 3.5 ci-dessous :

Tableau 3.5 : Résultats de sondage BB-35 de l'essai pressiomètre PMT.

| profondeur (m) | Pl (bar) | E (bar) | E/L | Catégories de sol | Etat de sol |
|----------------|----------|---------|------|------------------------------|------------------------------|
| 2 | 3.40 | 32.9 | 11.6 | Argile mous | Argile normalement consolidé |
| 4 | 3.70 | 24.8 | 8.5 | Argile mous | Argile normalement consolidé |
| 6 | 4.60 | 41.8 | 10.4 | Argile et limons mous | Argile normalement consolidé |
| 8 | 6.00 | 33.3 | 5.75 | Argile et limons mous | Argile sous consolidé |
| 10 | 8.30 | 42 | 5.25 | Argile et limons mous | Argile sous consolidé |
| 12 | 7.10 | 32.7 | 4.5 | Argile et limons mou à ferme | Argile sous consolidé |
| 14 | 6.80 | 46.3 | 7.1 | Argile et limons mou à ferme | Argile sous consolidé |
| 16 | 9.50 | 54.2 | 6.00 | Argile et limons mou à ferme | Argile sous consolidé |
| 18 | 6.60 | 41 | 6.70 | Argile et limons mou à ferme | Argile sous consolidé |
| 20 | 8.75 | 39.6 | 5.6 | Argile et limons mou à ferme | Argile sous consolidé |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

D'après les résultats du sondage BH-35 de l'essai in-situ PMT présentés sur le tableau 3.5, on constate que :

- Les valeurs des pressions limites P_l compris entre (3,4-9,5) bars, qui classant le sol comme étant argile et limons mous, et les valeurs de rapport E/P_l compris entre (4.5-11.6) classant le sol comme étant argile sous consolidé à Argile normalement consolidé. (Voir Annexe A, tableau A.2).

3.3- 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 puits et des sondages de reconnaissances réalisées in situ rencontrés le long du tracé étudié.

A. Essais physiques :

Les essais physiques effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés et des puits de reconnaissance sont :

- **Analyse granulométrie :**

- 1) **Puits de reconnaissance :**

Les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectués sur les puits de reconnaissance PU07, PU08 et PU09 sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse granulométrique des puits de reconnaissance.

| Puits | Profondeur(m) | Dmax (mm) | % des passants < 2mm | % des passants < 0.08mm |
|-------|---------------|-----------|----------------------|-------------------------|
| PU07 | 0.40-2.50 | 10 | 95.68 | 61.64 |
| PU08 | 0.3-1.4 | 40 | 30.44 | 23.96 |
| PU09 | 0.2-1.4 | 8 | 93.88 | 88.76 |

D'après les résultats de l'analyse granulométrique issus des puits de reconnaissance, on retient que :

- Le pourcentage des passants à 80 μm issus des puits (PU07, PU09) varie entre (61.64 à 88.76)% est supérieur à 50% classant le sol comme étant sol fin.
- Le pourcentage des passants à 80 μm issus de puits (PU08) est inférieur à 50% (23.96)%, classant le sol comme un sol grenus. (Voir Annexe A, figure A.4).

2) Sondages carottés :

Les résultats obtenus à partir de l'analyse granulométrique effectués sur les sondages carottés SC07, SC08 et SC09 sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 : Résultats de l'analyse granulométrique des sondages carottés.

| Sondages | Profondeur(m) | % des passants < 2mm | % des passants < 0.08mm | % des passants < 0.002mm |
|-------------|---------------|----------------------|-------------------------|--------------------------|
| SC34 | 3.60-4.50 | 95.00 | 89.32 | 3.81 |
| | 4.50-15.00 | 66.90 | 26.44 | 2.25 |
| SC35 | 0.00-9.00 | 76.00 | 35.84 | 1.06 |
| SC36 | 2.45-2.9 | 77.04 | 40.48 | 4.52 |

D'après les résultats de l'analyse granulométrique issus des sondages, on retient que :

- Dans les sondages SC35 (3.60-4.50) m, SC35 et SC36 le pourcentage des passants à 80 µm varie entre (35.84% à 89.32%) sont supérieurs à 35% classant le sol comme étant sol fin.
- Dans le sondage SC35 (4.50-15.00) m, le pourcentage des passants à 80 µm est inférieur à 35% (26.44%), classe le sol comme étant sol grenue. (Voir Annexe A, figure A.4).
- **Limite d'Atterberg :**

1) Puits de reconnaissance :

Les résultats obtenus de cet essai effectué sur les échantillons prélevés des puits de reconnaissance PU07, PU08 et PU09 sont représentés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Résultats des limites d'Atterberg des puits de reconnaissance.

| Sondages | Profondeur (m) | Limite d'Atterberg | | | Classification selon l'abaque de Casa Grande |
|-------------|----------------|--------------------|-------|-------|--|
| | | Wl(%) | Ip(%) | Ic(%) | |
| PU07 | 0.40-2.50 | 45.14 | 30.85 | 1.03 | Argile de plasticité moyenne |
| PU08 | 0.3-1.4 | 32.88 | 12.53 | 2.27 | Argile de plasticité moyenne |
| PU09 | 0.2-1.4 | 33.09 | 12.84 | 1.47 | Argile de plasticité moyenne |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

D'après les résultats des puits de reconnaissance PU07, PU08 et PU09, on retient que :

- L'indice de plasticité IP, varie entre (12.53 à 30.85) % et la limite de liquidité (WL) varie entre (32.88 à 45.14)%, classant les sols comme étant argile moyennement plastique, (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 est supérieur à 1, classant le sol en état dur, selon la norme NFP94-011. (Voir Annexe A, tableau A.4).

2) Sondages carottés :

Les résultats obtenus de cet essai effectué sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC34, SC35 et SC36 sont représentés dans le tableau 3.9.

Tableau 3.9 : Résultats des limites d'Atterberg des sondages carottés.

| Sondages | Profondeur (m) | Limite d'Atterberg | | | Classification selon l'abaque de Casa Grande |
|----------|----------------|--------------------|-------|-------|--|
| | | Wl(%) | Ip(%) | Ic(%) | |
| SC34 | 3.6-4.50 | 59.84 | 30.67 | 1.38 | Argile de haute plasticité |
| | 4.50-15.00 | - | - | - | - |
| SC35 | 0.00-0.90 | 41.25 | 12.08 | 1.42 | Argile de plasticité moyenne |
| SC36 | 2.45-2.9 | 60.21 | 15.21 | 1.55 | Argile de haute plasticité |

D'après les résultats des sondages carottés SC34, SC35 et SC36, on retient que :

- Dans les sondages SC34 et SC06 l'indice de plasticité IP, varie entre (15.21 à 30.67) % et la limite de liquidité (WL) varie entre (59.84 à 60.21)%, classant les sols comme étant argile de haute plasticité, et pour le sondage SC35 l'indice de plasticité IP est égal à 12.08% et la limite de liquidité (WL) est égale à 41.25, classant le sol comme argile moyennement plastique (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 est supérieur à 1, classant le sol en état dur, selon la norme NFP94-011. (Voir Annexe A, figure A.1).

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

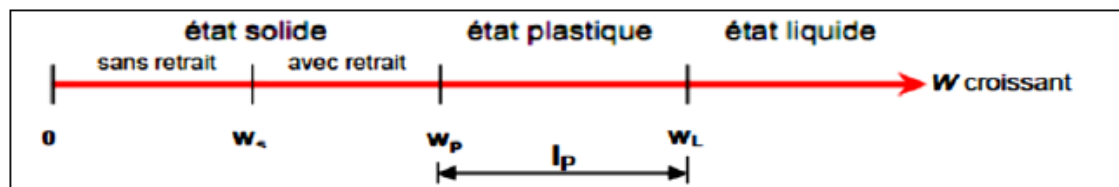


Figure 3.4 : Représentation schématique des limites d'Atterberg NF P 94-051.

- **Degré de saturation, teneur en eau et la masse volumique :**

Les résultats obtenus des masses volumiques, teneur en eau et degré de saturation sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 : Résultats des paramètres physiques.

| Sondages | Profondeurs (m) | γd (kn/m ³) | γh (kn/m ³) | Wn% | Sr% |
|----------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|-------|-------|
| SC34 | 3.6-4.05 | 17.33 | 18.62 | 24.43 | 99.01 |
| SC35 | 0.00-9.00 | 16.85 | 18.42 | 7.84 | 93.12 |
| SC36 | 2.45-2.9 | 17.27 | 19.01 | 18.92 | 86.22 |

D'après les résultats des essais présentés dans le tableau 3.10, on retient que :

- Les valeurs de la masse volumique sèche varient entre (16.85-17.33) KN/m³ on peut déduire que les terrains rencontrés sont dense selon (NFP94-011). (Voir Annexe A, tableau A.5).
- Les valeurs du degré de saturation **Sr** varient entre (86.22-99.01)%, donc les sols sont non saturé selon la norme (NFP94-011). (Voir Annexe A, tableau A.6).
- Les valeurs de la teneur en eau naturelle varient entre (7.84-24.43)%.

B) Essais mécaniques :

Les essais mécaniques effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés sont :

- **Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande :**

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.11 : Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

| Sondage | Profondeurs (m) | C (bars) | ϕ° |
|---------|-----------------|----------|----------------|
| SC34 | 3.6-4.05 | 1.15 | 26.6 |
| SC35 | 4.05-4.5 | 1.10 | 35.6 |
| SC36 | 2.45-2.9 | 0.79 | 27.0 |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai de cisaillement à la boîte de type CU (consolidé non drainé), on retient que :

- La valeur de la cohésion se varie entre (0.79-1.15) bars, classant le sol comme étant ferme. (Voir Annexe A, tableau A.7).
- **Essai Proctor modifié et CBR :**

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

Tableau 3.12 : Résultats de l'essai Proctor modifié et CBR.

| Puits N° | Profondeur (m) | Proctor | | CBR | |
|-------------|----------------|---------|-----------------------|---------------------|--------------------|
| | | Wopm % | $\gamma_{opm}(t/m^3)$ | ICBR à 95% de L'OPN | Classe de portance |
| PU01 | 0.40-2.50 | 11.4 | 1.90 | 7.62 | S3 |
| PU02 | 0.3-1.4 | 11.4 | 1.88 | 5.89 | S3 |
| PU03 | 0.2-1.4 | 9.5 | 1.94 | 3.88 | S4 |

D'après les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR présentés dans le tableau 3.12, on remarque que :

- Les valeurs de la teneur en eau optimale varient entre (9.5-11.4)%.
- Les valeurs de la masse volumique sèche optimale varient entre (1.88-1.94) t/m³.
- Les valeurs de l'indice CBR après imbibition de 4 jours varient entre (5.89-7.62) au niveau des PU01 et PU02 donc le sol est de mauvaise portance, et pour le puits PU03 la valeur de l'indice CBR est égal à 3.88 donc le sol est de très mauvaise portance. (Voir Annexe A, tableau A.8).

C) Essais chimiques :

Les essais chimiques effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés sont :

Tableau 3.13 : Résultats des essais chimiques des sondages carottés.

| Sondages | Profondeur (m) | Sulfates (mg/Kg) So_4H_2O | Carbonates % $CaCo_3$ | Chlorures (mg/Kg) $NaCl$ |
|-------------|----------------|-----------------------------|-----------------------|--------------------------|
| SC35 | 9.0 | 99.0 | 46.9 | 5.502 |
| SC36 | 6.0 | 20.1 | 24.5 | 0.692 |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

D'après les résultats obtenus des essais chimiques présentés dans le tableau 3.13, on retient que :

- Dans le premier sondage SC35 la valeur de la teneur en carbonate est égale à 46.9%, classant le sol comme étant une marne, pour le sondage SC36 la valeur de la teneur en carbonate est égale à 24.5%, classant le sol comme étant une argile marneuse. (Voir Annexe A, tableau A.9).

3.4- Classification des sols et matériaux rocheux des sondages carottés selon le GTR :

La classification selon le guide de terrassement routier (GTR), des matériaux rencontrés selon 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 et des puits de reconnaissance SC34, SC35, SC36, et PU07, PU08, PU09 :

3.4.1- Les Puits de reconnaissance :

PU07, [0.40-2.5m] :

1) Classification selon la nature :

1.1 Paramètre de nature premier niveau de classification :

On a :

$D_{max} = 10\text{mm} \leq 50\text{mm}$ et tamisât a $80\mu\text{m} = 41.48\% > 35\%$

1.2 Classe :

Classe A  sol fin

1.3 Paramètre de nature deuxième niveau de classification :

$25 < I_p \leq 40$  $25 < 30.85 \leq 40$

1.4 Sous classe fonction de la nature : A3

2) Classification selon l'état hydrique :

$1 < I_c \leq 1.15$  $1 < 1.03 \leq 1.15$

Sous classe fonction de l'état : A3m. (Voir Annexe A, tableau A.10).

PU08, [0.3-1.4m] :

1) Classification selon la nature :

1.1 Paramètre de nature premier niveau de classification :

On a :

$D_{max} = 40\text{mm} \leq 50\text{mm}$ et tamisât a $80\mu\text{m} = 23.96\% < 35\%$

1.2 Classe :

Classe B \Rightarrow sols sableux et graveleux avec fines

1.3 Paramètre de nature deuxième niveau de classification :

$12 < I_p \leq 25 \Rightarrow 12 < 12.53 \leq 25$

1.4 Sous classe fonction de la nature : B6

2) Classification selon l'état hydrique :

$I_c = 2.27 \Rightarrow I_c > 1.3$

Sous classe fonction de l'état : B6ts. (Voir Annexe A, tableau A.11).

PU09, [0.2-1.4m] :

1) Classification selon la nature :

1.1 Paramètre de nature premier niveau de classification :

On a :

$D_{max} = 8\text{mm} \leq 50\text{mm}$ et tamisât a $80 = 88.76 > 35\%$

1.2 Classe :

Classe A \Rightarrow sol fin

1.3 Paramètre de nature deuxième niveau de classification :

$12 < I_p \leq 25 \Rightarrow 12 < 12.84 \leq 25$

1.4 Sous classe fonction de la nature : A2

2) Classification selon l'état hydrique :

$I_c = 1.47 \Rightarrow I_c > 1.3$

Sous classe fonction de l'état : A2ts. (Voir Annexe A, tableau A.10).

Tableau 3.14 : Résultats de la classification GTR des puits de reconnaissance.

| Puits | Profondeur (m) | Classement selon la nature | | Classement selon l'état hydrique |
|-------|----------------|----------------------------|-------------|----------------------------------|
| | | Classe | Sous classe | |
| PU07 | 0.40-2.50 | A | A3 | A3m |
| PU08 | 0.3-1.4 | A | B6 | B6ts |
| PU09 | 0.2-1.4 | A | A2 | A2ts |

3.4.2- Sondages carottés :

SC34, [3.6-4.05m] :

- **Classification selon la nature :**

1.1 Paramètre de nature premier niveau de classification :

On a :

Tamisât a 80µm= 89.32% > 35 %

1.2 Classe :

Classe A  sol fin

1.3 Paramètre de nature deuxième niveau de classification :

$25 < I_p \leq 40$  $25 < 30.67 \leq 40$

1.4 Sous classe fonction de la nature : A3

- **Classification selon l'état hydrique :**
- $I_c = 1.38$  $I_c > 1.3$

Sous classe fonction de l'état : A3ts. (Voir Annexe A, tableau A.10).

Tableau 3.15 : Résultats de la classification GTR des sondages carottés.




| Sondages | Profondeur (m) | Classement selon la nature | | Classement selon l'état |
|----------|----------------|----------------------------|-------------|-------------------------|
| | | Classe | Sous classe | |
| SC34 | 3.6-4.05 | A | A3 | A3ts |
| SC35 | 0.00-9.00 | A | A2 | A2ts |
| SC36 | 2.45-2.9 | A | A2 | A2ts |

3.4.3- Classification des matériaux rocheux obtenus dans les sondages carottés SC34, SC35, et SC36 selon le GTR :

- Sondages SC34 au niveau des profondeurs [3.6-4.05] m :

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




- **Classement selon la nature pétrographique de la roche :**

Roches sédimentaires  roches argileuses  marnes schistes sédimentaires  classe R3. (Voir Annexe A, tableau A.12).

- Sondages SC35 au niveau des profondeurs [0.00-9.00] m :

Le classement selon le GTR des matériaux rocheux obtenus à partir du sondage SC35 est basé sur les étapes suivantes :




- **Classement selon la nature pétrographique de la roche :**

Roches sédimentaires  roches argileuses  marnes schistes sédimentaires  classe R3. (Voir Annexe A, tableau A.12).

- Sondages SC36 au niveau des profondeurs [2.45-2.90] m :

Le classement selon le GTR des matériaux rocheux obtenus à partir du sondage SC36 est basé sur les étapes suivantes :

- **Classement selon la nature pétrographique de la roche :**

Roches sédimentaires  roche argileuses  marnes schistes sédimentaires  classe R3. (Voir Annexe A, tableau A.12).

3.5 -Terrassement :

Le terrassement consiste à modifier la topographie d'un site conformément aux indications prescrites par des plans et des devis. Ces modifications peuvent être modestes (excavation requise pour installer les fondations superficielles d'un bâtiment), linéaires (aménagement d'une structure routière, construction d'une digue) ou complexes (construction des approches d'un échangeur routier multiple), cela ce fait avec deux (02) étapes sont : remblais et déblais. Leurs réalisation se fait à l'aide des matériels du terrassement.

- 1) **Déblais** : consiste à retirer et à transporter sur le site du projet ou à l'extérieur de celui-ci, des sols décapés ou excavés.
- 2) **Remblais** : consiste à transporter à partir du site du projet ou de l'extérieur de ce dernier, notamment des bancs d'emprunt, des matériaux conformes à l'usage et aux spécifications prescrites par les plans et devis du projet.

Déblais : les sections intéressées par des déblais supérieurs à 10m de hauteur dans le tronçon étudié (PK26+406 au PK30+995) sont consignées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

Tableau 3.16 : hauteurs de déblais supérieurs à 10m.

| PK | Hauteur maximale (m) |
|--------|----------------------|
| 27+630 | 55.00 |

Les matériaux extraits des déblais sont attribués aux formations : Limon et marne.

Le volume des déblais et remblais sont donnés dans le tableau 3.17.

Tableau 3.17 : Volume de déblais et de Remblai.

| Désignation | Variante 1 | Variante 2 | Variante 3 |
|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Déblais mis en dépôt | / | 483498m ³ | / |
| Déblais en remblais | 805991m ³ | 284731m ³ | 249797m ³ |
| Remblais d'emprunt | 30768m ³ | / | 372488m ³ |

3.5.1- Gites des matériaux meubles :

Avant chaque projet routier, il est nécessaire d'avoir un apport en matériaux d'emprunts pour la construction des remblais, couche de forme.

Différents essais au laboratoire (essai Proctor modifié et CBR, analyses granulométriques, limites d'Atterberg, essai Los Angeles et Micro Deval) ont été effectués sur les échantillons prélevés des gites de la Wilaya d'Ain temouchent à fin de voir s'il convient à une utilisation dans notre projet.

3.5.1.1-Gites à matériaux :

La localisation des gites d'emprunts ou on a prélevé les matériaux est :

Gite d'Ain Temouchent (Aoubeliiil) (PK42+750) : Il est situé à 340m au Nord du PK (42+750) en passant par le RN9.



Figure 3.5 : Image satellite et photos panoramique sur la localisation des gites.

1) Paramètre mécanique :

- **Essai Proctor modifié et CBR :**

Les résultats obtenus à partir des essais Proctor modifié et CBR effectué sur des échantillons sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau 3.18 : Résultats des essais Proctor modifié et CBR.

| Puits | Profondeur (m) | Proctor modifié | | CBR | | Classe de portance |
|-------|----------------|-------------------------------|---------------|----------------|----------------|--------------------|
| | | Y_{OPM} (t/m ³) | W_{OPM} (%) | à 95% de l'OPM | à 98% de l'OPM | |
| PU1 | 1.00-1.80 | 2.36 | 4.30 | 55 | 78 | S0 |
| PU2 | 1.00-1.80 | 2.27 | 4.40 | 64 | 94 | S0 |

D'après les résultats obtenus des essais Proctor modifié et CBR présentés dans le tableau 3.18, on remarque que :

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

- Les valeurs de la teneur en eau optimale varient entre (4.30-4.40)%.
- Les valeurs de la masse volumique sèche optimale varient entre (2.27-2.36) t/m³.
- La valeur des indices CBR à 95% varie entre (55-64)% est supérieure à 40 donc le sol a une très bonne portance. (Voir Annexe A, tableau A.8).
- La valeur des indices CBR à 98% varie entre (78-94)% est supérieure à 40 donc le sol a une très bonne portance. (Voir Annexe A, tableau A.8).

2) Paramètre d'identification :

1) Granulométrie :

Les résultats des essais sur les échantillons prélevés sont les suivants :

Tableau 3.19 : Résultats de l'analyse granulométrique.

| Puits | Profondeur (m) | % des passants | | |
|-------|----------------|----------------|--------|-------|
| | | à 2mm | à 80µm | à 2µm |
| PU1 | 1.00-1.80 | 24 | 10 | - |
| PU2 | 1.00-1.80 | 28 | 13 | - |

D'après les résultats de l'analyse granulométrique présentés dans le tableau 3.18, on retient que :

- selon la classification GTR le pourcentage des passants à 80µm est inférieur à 35% donc les sols rencontrés sont classés comme des sols sableux et graveleux avec fines (classe B). (Voir Annexe A, tableau A.2).

2) Limites d'Atterberg :

Les résultats de l'essai des limites d'Atterberg sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.20 : Résultats des limites d'Atterberg des puits de reconnaissance.

| Puits | Profondeur (m) | Limites d'Atterberg | | |
|-------|----------------|---------------------|------------------|------------------|
| | | W _l % | W _p % | I _p % |
| PU01 | 1.00-1.80 | 27 | 18 | 9 |
| PU02 | 1.00-1.80 | 27 | 18 | 9 |

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

D'après les résultats présentés dans le tableau 3.20, on remarque que :

- la valeur d' I_p est inférieure à 12 (9%), donc le sol est non plastique. (Voir Annexe A, figure A.1).

3.5.2.1- Classification des sols des gites d'Ain temouchent PK (42+750) selon GTR :

Puits 1 (PU1) :

- Selon la nature :**

a) Tamisat à $80\mu\text{m} < 35\%$ \Rightarrow Classe B (sols sableux et graveleux avec fines).

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tamisat à } 80\mu\text{m} = 10\% < 12\% \\ \text{Tamisat à } 2 \text{ mm} = 24\% < 70\% \\ \text{VBS} = 0.20 \end{array} \right. \Rightarrow$ Classe B4.

b) $7\% < I_p < 15\%$ $\Rightarrow I_p = 9\%$ \Rightarrow Classe B4h.

Puits 2 (PU2) :

- Selon la nature :**

a) Tamisat à $80 \mu\text{m} < 35\%$ \Rightarrow Classe B (sols sableux et graveleux avec fines).

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tamisat à } 80\mu\text{m} = 13\% \text{ compris entre } 12\% \text{ et } 35\% \\ \text{Tamisat à } 2 \text{ mm} = 28\% < 70\% \end{array} \right. \Rightarrow$ Classe B5.

b) $7\% < I_p < 15\%$ $\Rightarrow I_p = 9\%$ \Rightarrow Classe B5h.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.21 : Classification des sols selon GTR.

| Puits | Classement selon la nature | |
|-------------|----------------------------|-------------|
| | Classe | Sous classe |
| PU01 | B | B4h |
| PU02 | B | B5h |

3.5.2.2- Gite des matériaux rocheux :

La classification des matériaux rocheux de l'essai Los Angeles et Micro Deval selon le guide GTR :

Chapitre 3 : Synthèse géotechnique

Tableau 3.22 : Les résultats de la classification GTR de la roche.

| Localisation | Classe granulaire | MDE% | LA% | Classifications |
|-----------------------------------|-------------------|------|-----|-----------------|
| Ain temouchent (Aoubeliil) | 8/15 | 18 | 23 | R61 |
| | 0/40 | 11 | 19 | R61 |
| | 0/25 | 20 | 25 | R61 |

Classe granulaire 8/15 :

$$\left\{ \begin{array}{l} LA = 23\% \leq 45 \\ MDE = 18\% \leq 45 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Sous classe R61 (Roche ignée dure).}$$

Roches magmatiques et métamorphiques R61.

Classe granulaire 0/25 :

$$\left\{ \begin{array}{l} LA = 25\% \leq 45 \\ MDE = 20\% \leq 45 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Sous classe R61 (Roche ignée dure).}$$

Roches magmatiques et métamorphiques R61.

Classe granulaire 0/40 :

$$\left\{ \begin{array}{l} LA = 19\% \leq 45 \\ MDE = 11\% \leq 45 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Sous classe R61 (Roche ignée dure).}$$

Roches magmatiques et métamorphiques R61.

3.6- Conclusion :

D'après les essais effectués sur le terrain et les essais aux laboratoires nous arrivons à la conclusion que les sols constituant notre tracé routier sont des sols fins et des sols sableux et graveleux fins selon la classification GTR, appartenant à la classe A et B et les matériaux rocheux rencontrés sont de classe R3.

Pour les gites d'emprunt de la Wilaya D'AIN TEMOUCHENT sont des sols sableux et graveleux avec fines de classe B selon le guide des terrassements routier.

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussée et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

4.1-Introduction :

Il existe diverses méthodes de dimensionnement de corps de chaussée qui revient à définir les matériaux à utiliser et de déterminer l'épaisseur des couches en tenant compte des conditions de paramètres fondamentaux. Aussi afin de choisir le type de fondation adéquate qui supporte la charge de l'ouvrage, il est nécessaire de calculer la capacité portante de fondation.

Dans ce chapitre on a utilisé la méthode de CBR et la méthode de CTTP pour dimensionner la structure de chaussée, et on applique la méthode de pressiométrie (PMT) pour calculer la capacité portante de fondation adéquate.

4.2- Dimensionnement de corps de Chaussée :

Application au projet :

Les données du projet routier étudié sont :

- **Trafic journalier à l'année comptage(2015), TJMA 2015=18000v/j/2senses = 9000 v/j/sens**
- **Le taux d'accroissement annuel du trafic : 3.8%**
- **Le pourcentage de poids lourds : 20%**
- **La durée de vie : 20 ans**
- **Indice CBR : 4%**

4.2.1- Méthode de CBR (California Bearing Ratio) :

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

$$e_{eq} = \frac{100 + \sqrt{P}(75 + 50 \log\left(\frac{N}{10}\right))}{I_{CBR} + 5}$$

Avec :

e_{eq} : Epaisseur équivalente

I_{CBR} : L'indice CBR Californien de sol support (%).

P : charge par route $P = 6.5$ t (essieu 13 t)

Log : logarithme à base 10

N : Nombre moyen journalier des véhicules (TJMA) $> 1,5t$ à l'année horizon, est donnée par la formule suivante :

$$N = TJMA_n \times PL \%$$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Avec :

TJMA : trafic prévus pour une durée de vie de 20 ans

PL% : Pourcentage de poids lourds

n : année de prévision

Les étapes de calcul :

- **Calcul le trafic journalier de l'année mise en service :**

$$\mathbf{TJMA_{2021} = TJMA_{2015}(1 + i)^n}$$

Avec :

TJMA₂₀₂₁ : Trafic journalier de l'année de mise en service

i : Taux d'accroissement égale à 4%.

n : la différence entre l'année de mise en service 2021 et l'année de référence 2015

$$\mathbf{TJMA_{2021} = 9000(1 + 0.038)^6}$$

$$\mathbf{TJMA_{2021} = 11257 \text{ v/j/sens}}$$

- **Calcul le trafic journalier de (n) année :**

$$\mathbf{TJMA_{2041} = TJMA_{2021}(1 + i)^n}$$

Avec :

n : la durée de vie, n=20ans

$$\mathbf{TJMA_{2041} = 11257(1 + 0.038)^{20}}$$

$$\mathbf{TJMA_{2041} = 23734 \text{ v/j/sens}}$$

- **Calcul le nombre moyen journalier des véhicules N :**

$$\mathbf{N = TJMA_{2041} \times PL\%}$$

$$\mathbf{N = 23734 \times 0.2}$$

$$\mathbf{N = 4747 \text{ PL/j/sens}}$$

- **Calcul l'épaisseur équivalente :**

Avec :

- **I_{CBR}** = 4%

- **P** = 6.5 t (essieu 13 t)

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- **Log** : logarithme à base 10
- **N=4747 PL/j/sens**

Alors :

$$e_{eq} = \frac{100 + \sqrt{6.5(75 + 50 \log(\frac{4746.83}{10}))}}{3.88 + 5}$$

$$e_{eq} = 71.22 \text{ cm} \approx 72 \text{ cm}$$



La structure de la chaussée est constituée de différents types de matériaux, et pour calculer l'épaisseur de chaque couche, on utilise la formule suivante :

$$e_{total} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3.$$

Avec :

e_1, e_2, e_3 : Epaisseur réelle respectivement de la couche roulement, de base, et de fondation.

a_1, a_2, a_3 : Coefficients d'équivalence respectivement des matériaux des couches **e_1, e_2, e_3** .

Le tableau 4.1 ci-dessous, regroupe les matériaux, les épaisseurs des couches, et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau.

Tableau 4.1 : Les épaisseurs et les coefficients d'équivalence pour chaque matériau

| couches | Matériaux | Coefficient d'équivalence (a) | Epaisseur d'équivalence (e) (cm) |
|----------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------------|
| Couche de roulement | béton bitumineux | 2 | 6 à 8 |
| Couche de base | grave bitume | 1.6 | 10 à 15 |
| Couche de fondation | grave non traitée | 1 | 15 à 25 |

Le tableau 4.2 ci-dessous, indique les épaisseurs et les coefficients d'équivalences adoptées pour chaque matériau.

Tableau 4.2 : Les épaisseurs, les coefficients d'équivalences adoptées pour chaque matériau

| Couches | Roulement (BB) | Base (GB) | Fondation (GNT) |
|--|----------------|-----------|-----------------|
| Epaisseur de la couche e réelle (cm) | 8 | 15 | e_3 |
| Coefficients d'équivalence des matériaux a_i | 2 | 1.6 | 1 |

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Application au projet :

$$e_{total} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3$$

$$e_3 = \frac{e_{eq} - (a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2)}{a_3}$$

$$e_3 = 32cm$$



On regroupe les résultats des épaisseurs calculées dans le tableau 4.3 ci-dessous :

Tableau 4.3 : Représentation les épaisseurs calculent

| Couches | e réelles (cm) | a _i | e eq (cm) |
|---|----------------|----------------|-----------|
| Couche de roulement (béton bitumineux), | 8 | 02 | 16 |
| Couche de base (GB : grave bitume), | 15 | 1.6 | 24 |
| Couche fondation (GNT : grave non traitée), | 32 | 1 | 32 |
| Total | 58 | - | 72 |

La structure de la chaussée proposée est :

- Couche de roulement en béton bitumineux (BB) de 8cm,
- Couche de base grave bitume(GB) de 26 cm(en deux couches)
- Couche fondation grave non traitée (GNT) de 22 cm.

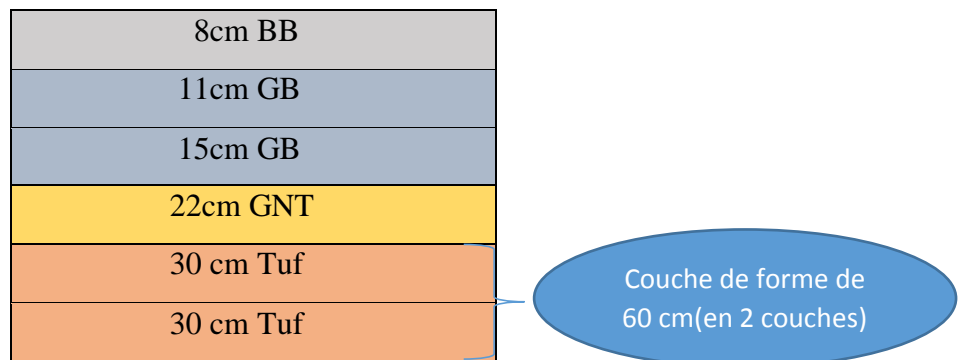


Figure 4.1 : La structure de la chaussée proposée par la méthode CBR

4.2.2-Méthode de CTTP (Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves) :

Les étapes à suivre dans le dimensionnement avec la méthode CTTP sont :

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

4.2.2.1-Le trafic :

- **Le choix de niveau du réseau :**

L'année mise en service est 2015, alors :

$$TJMA_{2015} : 9000 \text{ v/j/sens} > 1500 \text{ v/j/sens}$$

D'où on est en réseau principal de niveau1 (**RP1**).

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

D'après les structures disponibles dans le catalogue du CTTTP, et le réseau principal de **niveau 1**, on choisit la structure de type **GB/GNT** selon la nature des matériaux disponible.

Tableau 4.4 : Structures disponibles dans le catalogue

| Niveau de réseau (RPi) | Type de matériaux | Structures |
|------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| RP1 | Matériaux Traité au Bitume (BMT) | GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG |
| | Matériau traité au liant hydraulique | GL/GL, BSG/GC |
| RP2 | Matériaux non traité | GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG, SG/SG |
| | Matériaux traité au bitume | SB/SG |

- **La classe du trafic TPLi:**

$$TPLi_{2021} = TJMA_{2015} \times 0.9 \times pl(1 + i)^n$$

Avec :

i : taux d'accroissement géométrique, i= 4% dans le calcul de dimensionnement ;

PL(%) : le pourcentage des poids lourds 20% ;

TPLi₂₀₂₁ : 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).

$$TPLi_{2021} = 9000 \times 0.9 \times 0.20(1 + 0.04)^6$$

$$TPLi_{2021} = 2050 \text{ PL/j/sens}$$

$$1500 < 2050 < 3000$$

➡ La classe du notre trafic est de classe TPL6.



Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Tableau 4.5 : classes de trafic TPLi adoptées.

| | | TPL0 | TPL1 | TPL2 | TPL3 | TPL4 | TPL5 | TPL6 | TPL7 |
|--------------------|------------|--------|-------------|--------------|--------------|-------------|---------------|----------------------------|-------------------|
| (PL/J/sens) | RP1 | - | - | - | 150 à 300 | 300à 600 | 600 à 1500 | 1500 à 3000 | 3000 à 6000 |
| | RP2 | 0 à 50 | 50 à 100 | 100 à 150 | 150 à 300 | | - | - | - |

- **Le trafic cumulé PL (T_{ci}) :**

$$T_{ci} = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

Avec :

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

n : durée de vie considéré.

$$T_{ci} = 2050 \times 365 \times \frac{(1+0.04)^{20} - 1}{0.04}$$

$$T_{ci} = 22.28 \times 10^6 \text{ PL/j/sens}$$



- **Le trafic cumulé équivalente TCE_i:**

$$TCE_i = TC_i \times A$$

Avec :

A : coefficient d'agressivité de poids lourd par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.
En fonction de réseau principal RPi

Les valeurs de A donnée par le catalogue de CTTTP, sont donnée dans le tableau 4.6 ci-dessous :

Tableau 4.6 : valeur de coefficient d'agressivité

| Niveau de réseau principal | Type des matériaux et structure | Valeur de A |
|-----------------------------------|---|--------------------|
| RP1 | Chaussée à matériaux traité au bitume GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG | 0.6 |
| | Chaussée à matériaux traité au liant hydraulique GL/GL | 1 |

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Le choix de la valeur du coefficient d'agressivité, dépend de niveau de réseau principal, le type et la structure des matériaux.

- Niveau de réseau principal RP1
 - Chaussée à matériaux traité au bitume GB/GNT
- } Le coefficient d'agressivité A égale à 0.6 (**A=0.6**)

$$TCE_i = 22.28 \times 10^6 \times 0.6$$

$$TCE_i = 13.36 \times 10^6 \text{ essieu 13t / durée vie}$$

4.2.2.2-La Classe de portances de sol support :

On remarque que dans notre étude l'essai CBR n'est pas réalisé, donc pour cette raison et des raisons de sécurité on va proposer une valeur inférieurs à 5 (le cas le plus défavorable).

L'indice CBR proposée égal à 3.88 (**ICBR=3.88**), cette valeur est inférieurs à 5, donc on est en classe **S4**, le sol est de **très mauvaise portance**

ICBR=3,88 < 5 → le sol est de très mauvaise portance

Tableau 4.7 : Classes de portance de sol

| Classe du sol-support | S0 | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-----------------------|---------------------|----------------|------------------|-------------------|------------------------|
| Indic C.B.R | >40 | 25-40 | 10-25 | 5-10 | <5 |
| interprétation | Très bonne portance | Bonne portance | Portance moyenne | Mauvaise portance | Très mauvaise portance |

Pour le dimensionnement des structures ont distingué cinq classes de portance de sol support. Les valeurs des modules de déformation de ces calces sont indiquées sur le tableau 4.7, ils sont calculés à partir de la relation empirique suivante :

$$E = CBR \times 5$$

$$E = 3.88 \times 5$$

$$E = 19.4 \text{ [MPA]}$$

Tableau 4.8 : Valeurs des modules de déformation selon la classe du sol-support

| Classe du sol-support | S0 | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-----------------------|------|---------|--------|-------|-------|
| Module E (MPA) | >200 | 125-200 | 50-125 | 25-50 | 15-25 |

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Le module de déformation est égale à 19.4 [MPa], d'après le tableau, il est compris entre 15-25[MPa], donc le sol est dans **la calasse S4** ; qui signifié le sol support à **une très mauvaise portance**.

- **Sur classement des sols supports de chaussés :**

Puisque le sol est de faible portance (classe 4 en RPA1), établie une couche de forme est nécessaire pour augmenter sa capacité. La couche de forme sera de différents types. Elle peut être en une ou plusieurs couches suivant le cas de portance du sol terrassé et la classe de sol-support.

Le tableau4.9 ci-dessous donne des indications sur le choix de la couche de forme à réaliser.

Tableau 4.9 : Sur classement avec couche de forme en matériaux non traité

| portance de sol terrassé (Si) | Matériaux de couche de forme | Epaisseur de matériaux | Classe de portance de sol support visée (Sj) |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------|--|
| <S4 | Matériaux non traités | 50 cm (en 2 couches) | S3 |
| S4 | Matériaux non traité | 35 cm | S3 |
| S4 | Matériaux non traités | 60 cm (en 2 couches) | S2 |
| S3 | Matériaux non traités | 40 cm (en 2 couches) | S2 |
| S3 | Matériaux non traités | 70 cm (en 2 couches) | S1 |

Puisque le sol terrassé est de faible portance (classe 4), il est nécessaire d'augmenter sa capacité, donc d'après le tableau on a un sur classement de classe 4 à classe2. Ce passage de S4 à S2 est envisagé avec une couche de forme de matériaux non traités de 60 cm subdiviser en deux couches.

4.2.2.3-Le climat de la zone :

De manière générale le climat de la région d'AIN TEMOUCHENT est de type méditerranéen, ayant un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux. La température moyenne annuelle de la zone d'étude est de 17°C avec une pluviométrie estimée à 536 mm/an.

D'après le tableau 4.10 ci-dessous, la région d'AIN TEMOCHENT appartient à : **la Zone climatique II**, avec une pluviométrie égale à 536mm/mm (350-600 mm/an).

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Tableau 4.10 : Les zones climatiques de l'Algérie

| Zone climatique | Pluviométrie | Climat | Région |
|-----------------|--------------|-------------|---------------------|
| I | 600 | Très humide | Nord |
| II | 350-600 | Humide | Nord, haut plateaux |
| III | 100-350 | Semi-aride | Hauts plateaux |
| IV | 100 | Arde | Sud |

- **Température équivalente :**

Le tableau 4.11 ci-dessus indique les valeurs de la température équivalente en fonction de la zone climatique.

Tableau 4.11 : Les valeurs de la température équivalente adoptée

| Zone climatique | I / II | III | IV |
|--|--------|-----|----|
| Température équivalente (θ_{eq}) (C°) | 20 | 25 | 30 |

La zone d'étude appartient à la zone climatique II, donc d'après le tableau 4.11, la température équivalente de cette zone est égale à **$T_{eq}=20\text{ c}^\circ$** .

4.2.2.4-Risque de calcul :

Le tableau 4.12 ci- dessous présentée le risque de calcul en fonction de la class de trafic et le type de structures choisir :

Tableau 4.12 : risques adoptées pour réseau RP1

| | Class de trafic | TPL3 | TPL4 | TPL5 | TPL6 | TPL7 |
|-----------|-----------------|------|------|------|------|------|
| Le risque | GB/GB | 20 | 15 | 10 | 5 | 2 |
| | GB/GNT | | | | | |
| | GL/GL | 15 | 10 | 5 | 2 | 2 |
| | GSG/GB | 12 | 10 | 5 | 2 | 2 |

D'après le tableau 4.12, et les résultats suivantes :

- Niveau de réseau principal **RP1**
- La classe de trafic est TPL6
- La structure de type **GB/GNT**

➡ Le risque de calcul égal à 5% (**R=5%.**)

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussée et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

4.2.2.5-Duré de vie :

La durée de vie fixée par niveau de réseau principal (RP1, RP2) et par le type de matériau, sont représentées dans le tableau 4.13 ci-dessous :

Tableau 4.13 : durée de vie adoptée

| Niveau de réseau | Type de matériaux | Structures | Durée de vie (Année) |
|------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| RP1 | Matériaux Traité AU Bitume (BMT) | GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG, GB/AG | 20 |
| | Matériau traité au liant hydraulique | GL/GL, BSG/GC | 20 |
| RP2 | Matériaux non traité | GNT/GNT, TUF/TUF, AG/AG, SG/SG | 15 |
| | Matériaux traité au bitume | SB/SG | 15 |

- Niveau de réseau principal RP1
 - Matériaux de type traité au bitume (GB/GNT)
- } La durée de vie égale à 20ans

La structure de la chaussée proposée est :

Les données adoptées sont :

- Réseau principal : RP1 ;
- La classe du trafic : $1500 < 2026.28 < 3000$, donc on est en TPL6 ;
- Zone Climatique : notre projet se situe en zone climatique II ;
- La classe du sol support : $I_{CBR}=3.88$, donc on est en classe S4 ;
- La durée de vie : 20 ans ;
- Le taux d'accroissement du trafic 4%.

Avec ces données, et d'après les minimums et les maximums des épaisseurs de différentes couches constituant la chaussée proposée par le catalogue de dimensionnement de chaussée (fascicule 3), qui sont les suivants :

- Couche de roulement BB : min 6cm, max 8cm ;
- Couche de base GB : min 10cm, max 15cm
- Couche de fondation GNT : min 15cm, max 25cm

On propose la structure suivant :

- Couche de roulement en béton bitumineux (BB) de 6cm,

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussée et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- Couche de base grave bitume(GB) de 26 cm (en deux couches),
- Couche fondation grave non traitée (GNT) de 22cm.

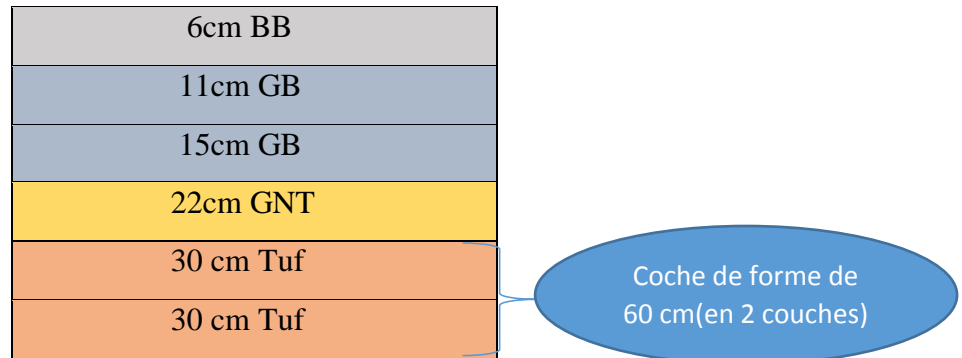


Figure 4.2 : La structure de la chaussée proposée par la méthode CTPP

4.2.3-Calcul des sollicitations admissibles pour les matériaux traités au bitume :

4.2.3.1-La déformation admissible de traction $\epsilon_{t,adm}$ pour les matériaux traités au bitume :

La valeur de déformation admissible de traction est donné à par la relation suivent :

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \times \mathbf{Kne} \times \mathbf{K\theta} \times \mathbf{Kr} \times \mathbf{Kc}$$

Les données de notre projet sont :

- $\epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) = 100 \times 10^{-6}$
- $\mathbf{Kne} = \left(\frac{\text{TCEi}}{10^6}\right)^b \implies \mathbf{Kne} = \left(\frac{12.91 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.146} \implies \mathbf{Kne} = 1.45$
- $\mathbf{K\theta} = \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}} \implies \mathbf{K\theta} = \sqrt{\frac{12500}{7000}} \implies \mathbf{K\theta} = 1.34$
- $\mathbf{Kr} = 10^{-tb\delta}$
 - $\delta = \sqrt{\text{SN}^2 + \left(\frac{C}{b} \times \text{Sh}\right)^2}$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{SN} = 0.45 \quad , \quad \text{Sh} = 3 \\ \text{C} = 0.02 \quad , \quad b = 0.146 \end{array} \right\}$

Application au projet :

$$\delta = \sqrt{(0.45)^2 + \left(\frac{0.02}{0.146} \times 3\right)^2} \implies \delta = 0.61 \text{ cm}^2$$

Les performances mécaniques du matériau bitumineux GB sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Tableau 4.14 : les performances mécaniques des matériaux bitumineux GB

| Matériau (MTB) | E (20°C, 10H) (MPa) | E (10°C, 10H) (MPa) | ϵ_6 (10°C, 25Hz) 10^{-6} | -1/b | SN | Sh (cm) | Kc |
|----------------|---------------------|---------------------|-------------------------------------|------|------|---------|-----|
| GB | 7000 | 12500 | 100 | 6,84 | 0,45 | 3 | 1,3 |

Le risque de calcul **R% = 5** \longrightarrow **t= -1,645**

La valeur de t en fonction du risque r% sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.15 : Valeurs de t= f (r%)

| r % | 2 | 3 | 5 | 7 | 10 | 12 | 15 |
|-----|--------|--------|---------------|--------|--------|--------|-------|
| t | -2,054 | -1,881 | -1,645 | -1,52 | -1,282 | -1,175 | 1,036 |
| r % | 20 | 23 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 |
| t | -0,842 | -0,739 | -0,674 | -0,524 | -0,385 | -0,253 | 0 |

- **Kr = $10^{-(-1.645)(0.146)(0.61)}$ \longrightarrow **Kr= 0.714****
- **Kc=1.3.**

Application au projet :

$$\epsilon_{t,adm} = 100 \times 10^{-6} \times 1.45 \times 1.34 \times 0.714 \times 1.3$$

$$\epsilon_{t,adm} = \mathbf{180.35 \times 10^{-6}}$$

4.1.3.2-la déformation admissible de sol support $\epsilon_{Z,adm}$ pour les matériaux traités au bitume :

La valeur de déformation admissible est donné à par la relation suivante :

$$\epsilon_{Z,adm} = 22 \times 10^{-3} \times (TCEi)^{-0.235}$$

$$\epsilon_{Z,adm} = 22 \times 10^{-3} \times (13.36 \times 10^6)^{-0.235}$$

$$\epsilon_{Z,adm} = \mathbf{465.434 \times 10^{-6}}$$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

4.2.4-Modélisation des structures types sur le logiciel ALIZE :

4.2.4.1-Présentation de logiciel ALIZE :

Le logiciel ALIZE-LCPC, est basé sur la méthode rationnelle de dimensionnement des structures des chaussées, développé par le laboratoire central des ponts et chaussée Paris (1975) LCPL, élaborée par le LCPC et la SETRA. Il intègre ainsi un outil de calcul des valeurs admissibles (contraintes ou déformation) en fonction du contexte de trafic et de matériaux.

Le logiciel ALIZE-LCPC permet de dimensionner tout type de structure de chaussees (souples, rigides, bétons).

4.1.4.2- Méthode de CBR :

- Etape 1 de la modélisation :

Introduction des données (les épaisseurs, les modules de déformation, et les coefficients de poissons de chaque couche)(figure 4.3).

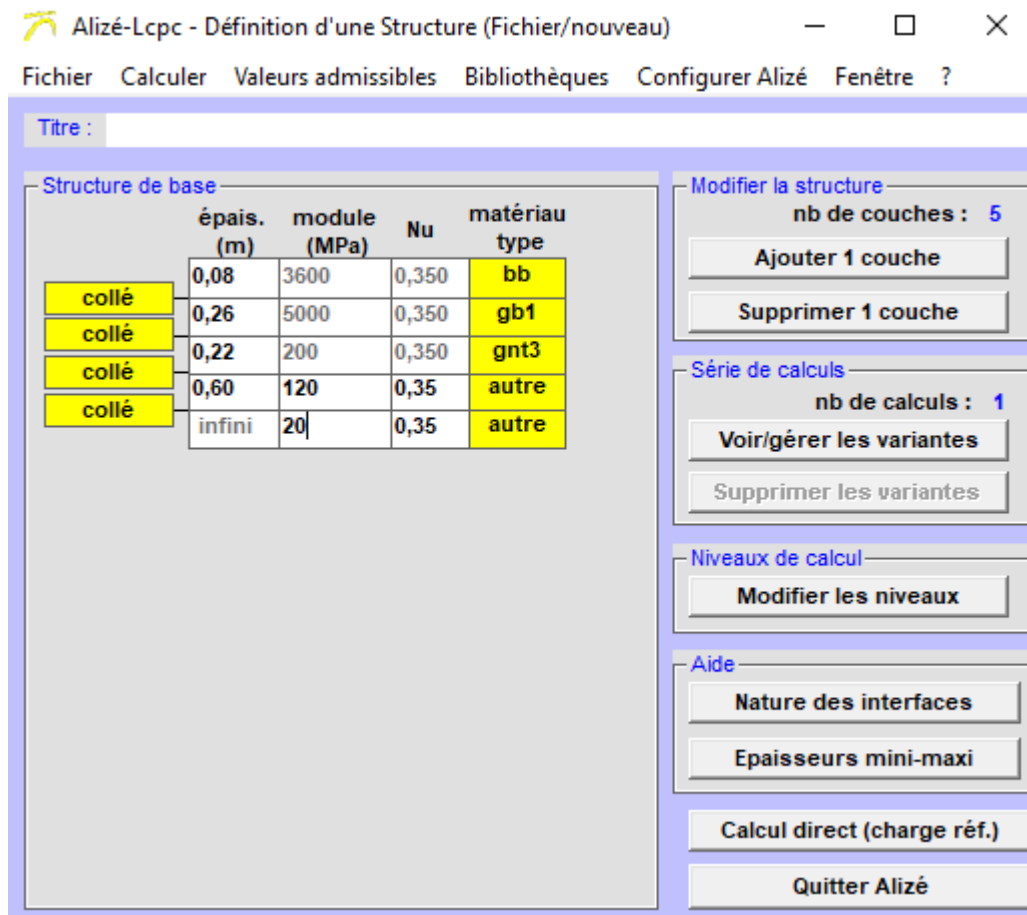


Figure4. 3: les différents données de la structure proposée par la méthode de CBR

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- Etape 2 de la modélisation :

Introduction des données (Nombre moyen journalier des véhicules (TJMA), la durée de vie, et le taux d'accroissement) (figure4.4).

Tableau4.16: les données inseres dans ALIZE

| MJA(pl/j/sens) | Dure de vie (ans) | Taux d'accroissement (%) |
|----------------|-------------------|--------------------------|
| 4747 | 20 | 4 |

The screenshot shows the 'Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles' window. 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'. Input fields show values: 4747, 4, 5,15, 20, and 5,1595E+7 respectively. A note says 'Cocher au plus 3 cases'.
- Aide**: A vertical list of buttons for selecting standards: 'CAM : Guide lcpc-sétra 94', 'CAM : Catalogue 1998', 'Risques : Guide lcpc-sétra 94', 'Risques : Catalogue 1998', and 'Structures catalogue 98'.
- Valeurs admissibles : données**: Contains input fields for 'matériau type' (gnt et sol), 'coefficient CAM' (1), 'trafic cumulé NE' (5,1595E+7), 'Coefficient A' (12000), and 'pente b' (-0,222). Below these are buttons for 'Calculer EpsiZ admissible' and 'Calcul inverse NE = f(EpsiZ)'. At the bottom are 'Bibliothèque des matériaux', 'Imprimer', and 'Enregistrer' buttons.
- EpsilonZ**: Shows a calculated value of 232,8 µdéf. Below it is an 'Annotation libre' field with 'gnt et sol' and a 'Mémo ...' box containing a list of options: '1 - EpsiT= 50,2 (bb)', '2 - EpsiT= 35,4 (gb1)', and '3 - EpsiZ= 232,8 (gnt et sol)'. The third option is highlighted.

Figure 4.4 : Les différentes données de la structure CBR

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- **Etape 3 de la modélisation:** Résultats de calcul par ALIZE.

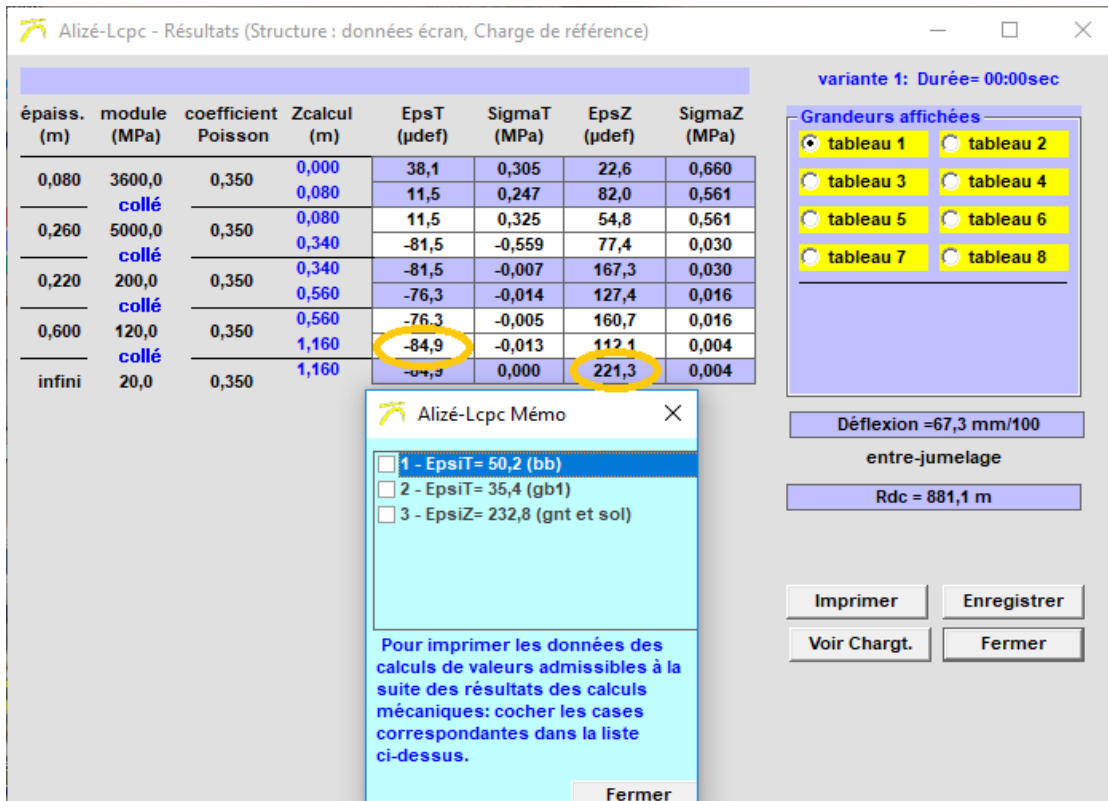


Figure 4.5 : les valeurs de déformation (CBR)

On récapitul les résultats dans le tableau 4.17 ci-dessous:

Tableau 4.17: représentation des résultats des déformations calculées et admissibles

| | $\epsilon_{t,adm}$ | $\epsilon_{z,adm}$ |
|-------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Valeurs admissibles | 180.35×10^{-6} | 465.434×10^{-6} |
| Déformation calcul par ALIZE | 84.9×10^{-6} | 221.3×10^{-6} |

D'après les résultats adoptés on a :

- $\epsilon_{t,adm} = 180.35 \times 10^{-6} < \epsilon_t = 84.9 \times 10^{-6}$
- $\epsilon_{z,adm} = 465.434 \times 10^{-6} < \epsilon_z = 221.3 \times 10^{-6}$

La structure proposée par la méthode de CBR (8cm BB+26cm GB+22cm GNT) avec la couche de forme de 60cm à vérifier les deux conditions.

4.2.4.3-Méthode de catalogue de dimensionnement des chaussées neuves CTTP :

- **Etape 1 :**

Introduction des données (les épaisseurs, les modules de déformation, et les coefficients de Poisson de chaque couche) (figure 4.6).

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

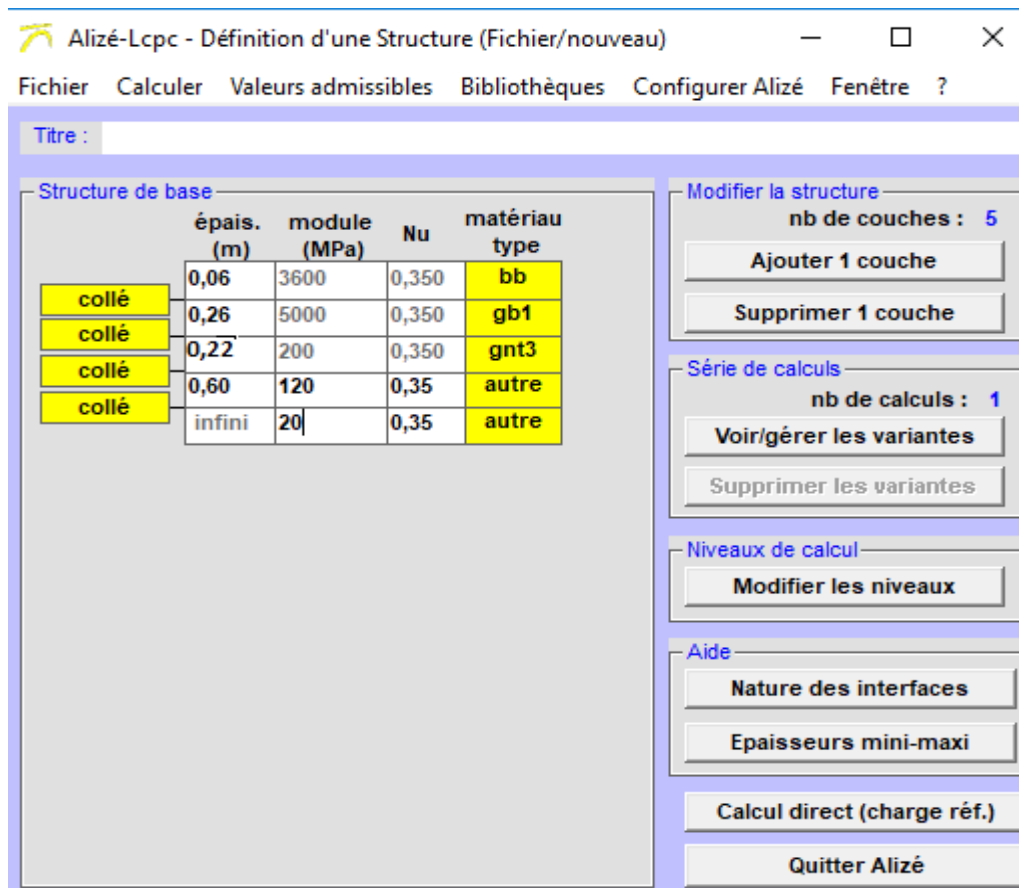


Figure4.6: les différents données de la structure proposée par la méthode de CTTT

- **Etape 2 :**

Introduction des données (MJA, la durée de vie, le taux d'accroissement, le risque de calcul, la température équivalente) (figure4.7).

Tableau4.18 : les données insérés dans ALIZE

| MJA(pl/j/sens) | Dure de vie (ans) | Taux d'accroissement (%) | Risque de calcul (%) | Température (degré) |
|----------------|-------------------|--------------------------|----------------------|---------------------|
| 2050 | 20 | 4 | 5 | 20 |

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Figure 4.7 : les différentes données de la structure CTPP

- **Étape 3:** Résulta de calcul par alizé

| épais. (m) | module (MPa) | coefficient Poisson | Zcalcul (m) | EpsT (µdef) | SigmaT (MPa) | EpsZ (µdef) | SigmaZ (MPa) |
|------------|-----------------|---------------------|-------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| 0,060 | 3600,0 collé | 0,350 | 0,000 | 45,2 | 0,344 | 17,8 | 0,660 |
| | | | 0,060 | 23,5 | 0,301 | 74,9 | 0,606 |
| 0,260 | 5000,0 collé | 0,350 | 0,320 | 23,5 | 0,407 | 45,5 | 0,606 |
| | | | 0,320 | -88,8 | -0,605 | 83,2 | 0,033 |
| 0,220 | 200,0 collé | 0,350 | 0,520 | -88,8 | -0,007 | 180,5 | 0,033 |
| | | | 0,520 | -84,4 | -0,015 | 141,7 | 0,018 |
| 0,600 | 120,0 collé | 0,350 | 0,520 | -84,4 | -0,005 | 179,5 | 0,018 |
| | | | 1,120 | -92,4 | -0,014 | 121,8 | 0,005 |
| infini | 20,0 | 0,350 | 1,120 | -92,4 | 0,000 | 240,5 | 0,005 |

Figure 4.8 : les valeurs de déformation (CTPP)

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

On récapitul les résultats dans le tableau 4.19 ci-dessous:

Tableau4.19 : représentation des résultats des déformations calculées et admissibles.

| | $\epsilon_{t,adm}$ | $\epsilon_{z,adm}$ |
|---------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| valeurs admissibles | 180.35×10^{-6} | 469.196×10^{-6} |
| Déformation calculée par ALIZE | 92.4×10^{-6} | 240.5×10^{-6} |

D'après les résultats adoptés on a :

- $\epsilon_{t,adm} = 180.35 \times 10^{-6} < \epsilon_t = 92.4 \times 10^{-6}$
- $\epsilon_{z,adm} = 465.434 \times 10^{-6} < \epsilon_z = 240.5 \times 10^{-6}$

La structure proposée par la méthode de CTTP (6cm BB+26cm GB+22cm GNT) avec la couche de forme de 60cm à vérifier les deux conditions.

4.2.5-Conclusion :

Après avoir dimensionné le corps de chaussé ainsi que calcul de contrainte de déformation par logiciel alizé, on peut constater qu'il n'y a pas une grande différence entre les deux méthodes CTTP et CBR, pour cela on choisit la structure de la méthode du CTTP, et cela pour des réseaux économique et sécuritaire.

Donc la structure adéquate est :

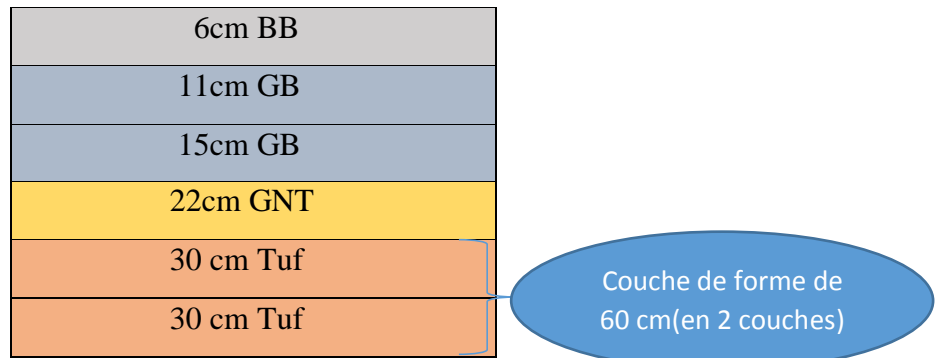


Figure 4.9 : la structure de chaussé adoptée

4.3- Les fondations de l'ouvrage d'art :

Nous allons dimensionner les fondations de l'ouvrage d'art étudié, situé au niveau du tronçon routier PK27+615 au PK27+936 de la liaison autoroutière reliant l'Autoroute Est-Ouest au nouveau pôle industriel à BENI SAF, d'une longueur de 320m et il franchit un oued (mekhaissiya). La charge transmise aux fondations de cet ouvrage est égale à 14500 KN.

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

On représente dans la figure 4.10, les différentes caractéristiques physiques de chaque couche de sol supportant le viaduc :

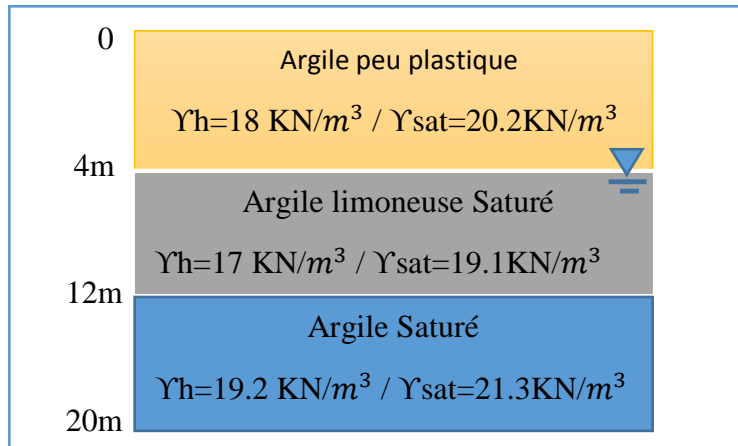


Figure 4.10 : les différentes caractéristiques physiques de chaque couche

Le dimensionnement des fondations est basé sur deux impératifs principaux de sécurité. Le premier est que les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà des contraintes de l'état limite ultime, et le second est que les déplacements de la fondation doivent être en deçà de ceux correspondant à l'état limite de l'ouvrage.

Donc pour choisir le type de fondation adéquat qui peut supporter les fondations de cet ouvrage, il devra premièrement calculer la capacité portante du sol. Il existe une variété des méthodes pour calculer cette capacité, dans notre cas d'étude on a utilisé la méthode pressiométrique, on va présenter les étapes de calcul dans ce que suit.

4.3.1-Calcul de la capacité portante des fondations à partir de la méthode pressiométrique (PMT) :

Avant de commencer les étapes de calcul de la capacité portante des fondations à l'aide de la méthode pressiométrique, on va calculer la combinaison des charges à l'état limites ultime et à l'état limite de service.

- **Combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charges sont faites aux états limites de service ELS et ultime ELU.

a) Etat limite ultime ELU :

$$Q_{\text{fondamentale}} = 1.35G + 1.35G_{sp} + \max(1.35G_{sf}, 1.5Q_l + \sum Q_i)$$

$$Q_{\text{accidentelle}} = G + E + G_{sp} + G_{sf}$$

b) Etat limite service ELS :

$$Q_{\text{permanente}} = G + G_{sp} + \max(G_{sf}, \Psi_l Q_l)$$

$$Q_{\text{rare}} = G + G_{sp} + \max(G_{sf}, Q_l + 0.77 \sum Q_i)$$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

D'après les résultats obtenus à partir du rapport géotechnique de projet, le tableau 4.20 ci-dessous donne le résumé des résultats des combinaisons de charges aux états limites de service ELS et ultime ELU :

Tableau 4.20 : les résultats de combinaisons des charges

| Combinaisons de charges | Etat limite ultime ELU | | Etat limite service ELS | |
|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------|
| | $Q_{\text{fondamentale}}$ | $Q_{\text{accidentelle}}$ | $Q_{\text{permanente}}$ | Q_{rare} |
| La charge (KN) | 8380 | 9270 | 11700 | 14500 |

- **Etapes de calcul :**

4.3.1.1-Fondation superficielle :

On propose une fondation superficielle ayant les dimensions suivantes :

$$B=4\text{m} ; L= 14\text{m} ; D= 2\text{m}.$$

La capacité portante du sol sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centré est donnée par :

$$q_1 = K_p \times P_{1e}^* + q_0$$

Avec :

K_p : Facture de portance pressiométrique en fonction du la nature de sol sous la base de la fondation et il dépend des dimensions de la fondation

P_{1e}^* : Pression limite équivalente nette ou la valeur moyenne de pl^* dans la zone utile, calculée par la formule suivante :

q_0 : Contrainte vertical initial à la base de la fondation, avec : $q_0=Y \times D$

1. Calcul la zone utile :

$$Z_u = [D, D + \frac{3B}{2}] \longrightarrow Z_u = [2, 2 + \frac{3 \times 4}{2}] \longrightarrow Z_u = [2, 8] \text{ m}$$

2. calcul la pression limite nette :

$$pl^* = P_1 - P_0$$

Avec :

P_1 : Pression limite

P_0 : Pression horizontal des terres, donnée par la formule suivante :

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

NB :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sol fin humide, } P_0 = K_0 \times \gamma_h \times Z \\ \text{Sol fin Saturée, } P_0 = K_0 \times \gamma' \times Z + U \end{array} \right\}$$

K₀ : Coefficient de pression des terres.

NB :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sol pulvérulent : } K_0=0.5 \\ \text{Sol cohérent : } K_0=1 \end{array} \right\}$$

- À une profondeur donnée de la zone utile, si $Pl^* > 1.5 Pl_{min}^*$ on doit la plafonnée et remplacé par $1.5Pl_{min}^*$ dans le calcul de P_{le}^* .

3. Calcul la pression limite équivalente :

$$P_{le}^* = \sum_{i=1}^N \frac{P_{li}^*}{N}$$

Avec :

N : nombre de mesure de Pl dans la zone utile.

4. Calcul le facture de portance K_p :

$$K_p = K_p^1 \times \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Avec :

K_p¹ ; K_p⁰ : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnée par des abaques

Application Numérique :

- $pl^* = P_1 - P_0$

→ $p_0(Z = 2) = K_0 \times \gamma_h \times Z$

$p_0(Z = 2) = 1 \times 18 \times 2$

$p_0(Z = 2) = 36 \text{ KPA}$

→ $pl^*(Z = 2) = 504 \text{ KPA}$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussée et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Le tableau 4.21 ci-dessous donne le résumé des résultats obtenus :

Tableau 4. 21 : Résultats des pressions limites, pression des terres, et pression limites nettes

| Z(m) | PI (KPA) | P ₀ (KPA) | PL* (KPA) |
|------|----------|----------------------|-----------|
| 2 | 540 | 36 | 504 |
| 3 | 570 | 54 | 516 |
| 4 | 570 | 72 | 498 |
| 5 | 520 | 55.5 | 464.5 |
| 6 | 490 | 64.6 | 425.4 |
| 7 | 555 | 73.7 | 481.3 |
| 8 | 580 | 83.8 | 496.2 |

- À une profondeur donnée de la zone utile, si $PL^* > 1.5 Pl_{min}^*$ on doit la plafonnée et remplacé par $1.5Pl_{min}^*$ dans le calcul de P_{le}^* .

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Pl_{min}^* = 425.4 \text{ KPA} \\ 1.5Pl_{min}^* = 638.1 \text{ KPA} \end{array} \right. \rightarrow \text{tous les valeurs de } PL^* < 1.5 Pl_{min}^*, \text{ donc on ne change rien.}$

$\bullet P_{le}^* = \sum_{i=1}^N \frac{P_{li}^*}{N}$
 $\rightarrow P_{le}^* = \frac{(504+516+498+464.5+425.4+481.3+496.2)}{7}$

$P_{le}^* = 483.78 \text{ KPA}$

$\bullet K_p = K_p^1 \times \frac{B}{L} + K_p^0 (1 - \frac{B}{L})$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} K_p^0 = 0.95 \\ K_p^1 = 0.9 \end{array} \right.$

$\rightarrow K_p = 0.9 \times \frac{4}{14} + 0.95 (1 - \frac{4}{14})$

$K_p = 0.927$

$\bullet q_l = K_p \times P_{le}^* + q_0$

$\rightarrow q_l = 0.927 \times 483.78 + (18 \times 2)$

$q_l = 484.53 \text{ KPA}$

5. Vérification aux états limite :

$\bullet q_{calculé} = \frac{q_l}{F_s}$

$\rightarrow q_{calculé} = \frac{484.53}{2}$

$q_{calculé} = 242.26 \text{ KPA}$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- $q_{ser} = \frac{q}{B \times L} + Y_b \times D$

➡ $q_{ser} = \frac{14500}{4 \times 14} + 25 \times 2$

$q_{ser} = 365.22 \text{ KPA}$

Avec :

F_s: coefficient de sécurité, **F_s=2** ;

Y_b : Poids volumique de béton, **Y_b = 25 KN/m³**

D'après les résultats obtenus on a :

$$q_{ser} > q_{calculé}$$

La capacité portante de la fondation superficielle proposé est non vérifiée, donc on va opter une fondation profonde de type pieu.

4.3.1.2-Fondation profondes :

La capacité portante verticale Q_l d'une fondation profonde est la somme de deux termes : la pression verticale limite en pointe Q_p et les contraintes au frottement latéral Q_s ; bien qu'il y'ait une interaction entre ces deux termes (ils dépendent de la pression limite mesurer à partir du pressiomètre), donné par la formule suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Avec :

Q_l: La charge verticale limite (ou capacité portante verticale)

Q_p : Pression verticale limite en pointe

Q_s : Contraintes de frottement latéral limite le long du fit du pieu.

- **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 :

➤ Pieux ne refoulant pas le sol : $Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$

➤ Pieux refoulant le sol : $Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s$

- **L'effort limite en pointe Q_p :**

L'effort limite en pointe Q_p d'un pieu isolé sous charges verticales, est fonction de la section de base (**A**) du pieu et de la résistance en pointe q_l sous la fondation, est donné par :

$$Q_p = A \cdot q_l$$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Telle que la résistance en pointe est donnée par la formule suivante :

$$q_l = K_p \times P_{le}^*$$

Avec :

K_p : Le facteur de portance qui dépend de l'encastrement, du type de terrain et des Caractéristiques de la fondation (pieu refoulant le sol et pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place).

P_{le}^* : La pression limite nette équivalente qui s'exprime par la formule au-dessus :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) dZ$$

Avec :

$$a = \max\left(\frac{b}{2}, 0.5m\right)$$

$$b = \min(a, h)$$

h : profondeur d'ancrage du pieu dans la couche où se situe la pointe

D : profondeur de la fondation ;

B : largeur ou diamètre du pieu ;

$pl^*(Z)$: Pression limite nette mesurée, ($pl^* = p_1 - p_0$)

Comme la schématise la figure 4.11, la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées sans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus.

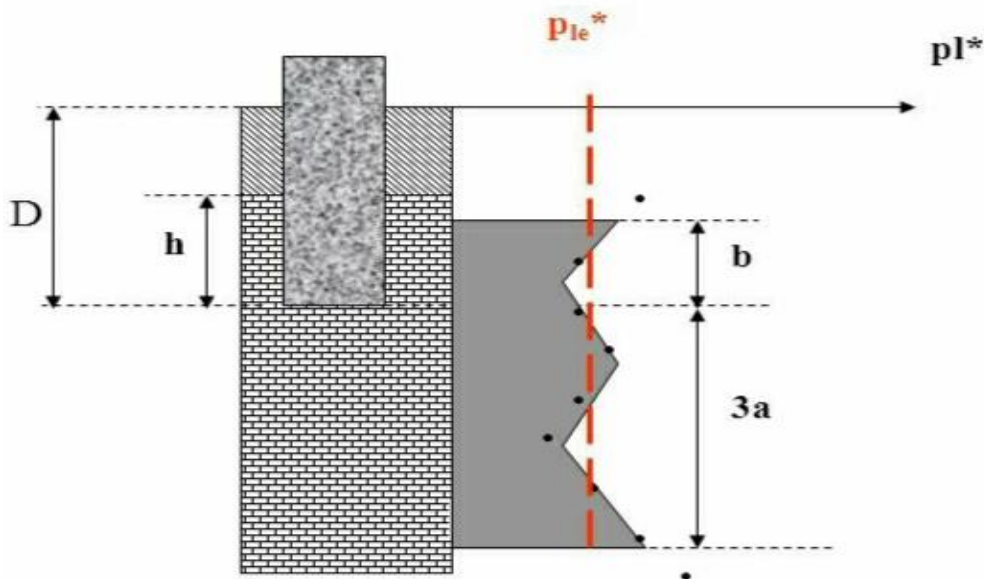


Figure 4. 11 : Schéma de calcul la pression limite nette équivalente au pressiomètre.

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Dans le cas des sols homogènes, les propriétés du sol varient en fonction de la profondeur, on définit la fiche équivalente D_e par :

$$D_e = \frac{1}{P_{1e}^*} \int_0^D P_1^*(Z) dZ$$

- **L'effort limite de frottement latéral Q_s**

L'effort limite de frottement latéral limite du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

P : le périmètre du pieu ;

q_s : La contrainte de frottement latéral unitaire limite, elle dépend de la nature du sol entourant le pieu, et du mode d'installation du pieu.

La détermination de **q_s** se fait à partir les formules suivante :

- $q_s(z) = 0.04n \frac{Pl}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{Pl}{(1+0.5n)} \right)$ Si : $Pl \leq 1+0.5n$
- $q_s(z) = 0.04n$ Si : $Pl > 1+0.5n$

Application au projet :

On propose une fondation profonde (pieu) ayant les dimensions suivantes :

$B=1.2$ m et $D=10$ m,

1. Calcul la zone utile :

- $Z_u = [D-b, D+3a]$

$$a = \max\left(\frac{b}{2}, 0.5\right) \quad \longrightarrow \quad a = \max\left(\frac{1.2}{2}, 0.5\right) \quad \longrightarrow \quad a = 0.6$$

$$b = \min(a, h) \quad \longrightarrow \quad b = \min(0.6, 0) \quad \longrightarrow \quad b = 0$$

$$Z_u = [10-0, 20+3 \times 0.6]$$

$$Z_u = [10, 11.8]$$

2. Calcul la pression pressiométrique limite équivalente P_{1e}^*

Le tableau 4.22 résume les résultats des pressions limites, pression des terres, et pression limites nettes obtenus.

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Tableau 4. 22 : Les résultats des pressions limites, pression des terres, et pression limites nettes

| Z(m) | Pl (KPA) | P ₀ (KPA) | PL* (KPA) |
|-------------|----------|----------------------|-----------|
| 10 | 630 | 101 | 529 |
| 11 | 625 | 110.1 | 514.9 |
| 11.8 | 650 | 117.38 | 532.62 |

$$\begin{aligned} & \longrightarrow P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) dZ \\ & P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.6} \int_{10}^{10+3 \times 0.6} P_l^*(Z) dZ \quad \curvearrowright \\ & P_{le}^* = 522.75 \text{ KPA} \end{aligned}$$

3. Calcul la résistance en pointe :

$$q_l = K_p \times P_{le}^*$$

Le sol classé comme étant une argile, d'après le tableau de classification (), on retient que le sol appartient à une argile mou (classe A). Alors le facteur de portance pressiométrique $K_p = 1.1$ (pieu ne refoule pas le sol)

$$\begin{aligned} & \longrightarrow q_l = 1.1 \times 522.75 \\ & q_l = 575.025 \text{ KPA} \quad \curvearrowright \end{aligned}$$

4. Détermination de l'effort limite en pointe Q_P

$$Q_P = A \cdot q_l$$

Le pieu est de section circulaire A, donc elle est calculé comme suit :

$$\begin{aligned} A = \frac{\pi \times B^2}{4} & \longrightarrow A = \frac{\pi \times (1.2)^2}{4} \longrightarrow A = 1.1304 \text{ m}^2 \\ & \longrightarrow Q_P = 1.1304 \times 575.025 \quad \curvearrowright \\ & Q_P = 650 \text{ KPA} \end{aligned}$$

5. Calcul L'effort limite de frottement latéral Q_S

$$Q_S = P \int_0^D q_s(z) dz$$

On a le sol est de classe A, et le forage de pieu est simple, donc on choisit la courbe Q_1 avec $n=1$.

On regroupe les résultats de calcul de $q_s(z)$ selon chaque profondeur dans le tableau suivant :

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

Tableau 4. 23 : Les résultats de calcul de $q_s(z)$

| Z(m) | 0 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 |
|---------------|---|--------|--------|--------|--------|-------|
| P_1^* (MPa) | 0 | 0.504 | 0.498 | 0.425 | 0.496 | 0.529 |
| q_s (MPa) | 0 | 0.0224 | 0.0221 | 0.0195 | 0.0220 | 0.032 |
| q_s (KPA) | 0 | 22.4 | 22.1 | 19.5 | 22 | 32 |

$$Q_s = \pi \times 1.2 \sum_0^{10} \left(\frac{32+0}{2} + 22.4 + 22.1 + 19.5 + 22 \right) \times 2$$

$$Q_s = 768.672 \text{ KPA}$$

6. Calcul de la fiche équivalente de pieu

$$De = \frac{1}{P_{1e}^*} \int_0^D P_1^*(Z) dZ$$

$$De = \frac{1}{522.75} \int_0^{10} \left(\frac{529+0}{2} + 504 + 498 + 425.4 + 496.8 \right) \times 2$$

$$De = 8.37 \text{ m}$$

7. Calcul De/B, et vérifier que la méthode est applicable

En fonction de la fiche équivalente, le comportement d'une fondation est classé comme suit :

- Si $De/B > 5$ → Fondation profonde
- Si $1.5 < De/B < 5$ → Fondation semi-profonde
- Si $De/B < 1.5$ → Fondation superficielle

On a : $De = 8.37 \text{ m}$ et $B=1.2\text{m}$ → $De/B = 6.975$

Le rapport De/B est supérieur à 5 ($6.975 > 5$) → fondation profonde

- Calcul la charge limite Q_l : [9]

$$Q_l = Q_P + Q_S$$

$$Q_l = 650 + 768.672$$

$$Q_l = 1320.97 \text{ KPA}$$

- Calcul la charge critique Q_c : [9]

Pieux ne refoulant pas le sol : $Q_c = 0.5Q_P + 0.7Q_S$

$$Q_c = 0.5(650) + 0.7(768.672)$$

$$Q_c = 863.07 \text{ KPA}$$

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- **Calcul le nombre de pieux :**

Le calcul du nombre de pieux se fait par les formules suivantes :

On a: $Q_{accidental} = 9270 \text{ KN}$, $Q_{rare} = 14500 \text{ KN}$

- $Q_{acc} < N \frac{Q_l}{1.4} \implies N > \frac{Q_{acc} \times 1.4}{Q_l} \implies N = 9.82$
- $Q_{rare} < N \frac{Q_l}{1.4} \implies N > \frac{Q_{rare} \times 1.4}{Q_l} \implies N = 15.25$

La vérification de la portance par des pieux de 1 mètre de diamètre a donné un nombre minimum de pieux de 22 (voire l'annexe). Pour des raisons économiques on élargit le diamètre des pieux à 1.2 mètre. Donc Le nombre des pieux nécessaires est : 16 pieux.

L'espacement minimal de deux pieux doit être de 1.5 D, soit de 2.5 B, et cela pour de raisons d'exécution (D étant le diamètre du pieu en m). Bien qu'il n'existe pas d'espacement maximal à respecter.

$$e_{min} = 1.5D \implies e_{min} = 1.5 (1.2) \implies e_{min} = 1.8m$$

La disposition de ces 16 pieux est comme suit :

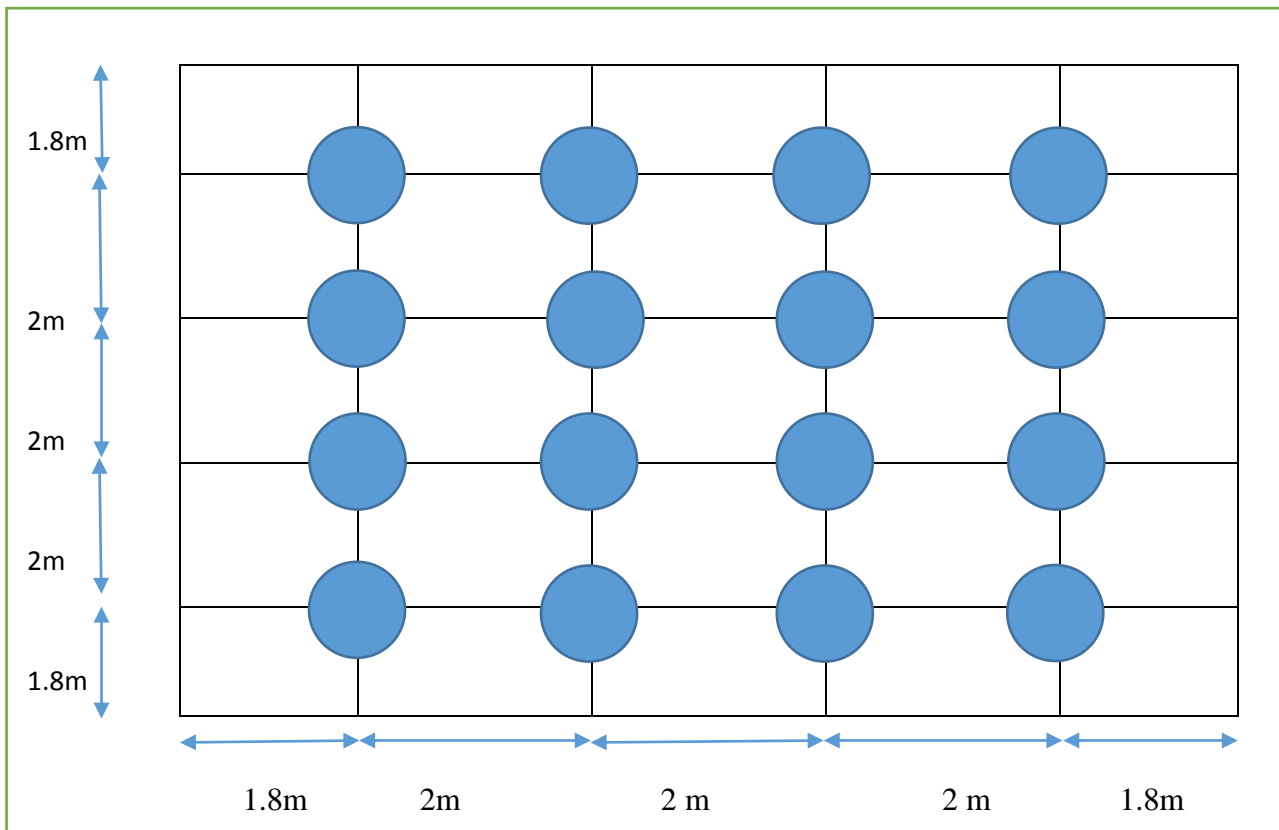


Figure 4. 12 : La disposition des pieux

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

- **Calcul le tassement d'un pieu isolé :**

Le tassement en tête du pieu est donné en générale par :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B}$$

Avec :

V₀ : Tassement en tête du pieu ;

Q : La charge de l'ouvrage appliquée sur le pieu ;

I_v : Facteur de tassement ;

E(D) : Module de Young en tête du pieu ;

B : Diamètre du pieu.

- **calcul le facture de tassement I_v :**

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 \cdot D \cdot \tanh(\mu D)}{\pi \xi \lambda (1 - \nu) B \cdot \mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4 \pi \beta \cdot D \cdot \tanh(\mu D)}{\alpha \cdot B \cdot \mu D}}$$

Avec :

ξ : 1 (Sol infinie) ;

B : 1.2m ;

ν : 0.5 (Sol cohérent)

D : 10m

E_p : module de Young du pieu en béton armé, E_p=3000 MPA

Il existe des corrélations empiriques entre le module d'élasticité E et le module pressiométrique E_m :

- E=4E_m<60 MPA pour les pieux travaillant en pointe
- E=5E_m<50 MPA pour les pieux flottants

On regroupe dans le tableau suivant les résultats du module pressiométrique E_m de l'essai pressiométrique BB-35 et leurs corrélations

Tableau4.24 : Les résultats du module pressiométrique et leurs corrélations

| Z(m) | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|------|
| E_m(MPA) | 3.29 | 4.28 | 4.18 | 3.33 | 4.2 |
| 4E_m(MPA) | 13.16 | 17.12 | 16.72 | 13.32 | 16.8 |

Chapitre 4 : dimensionnement de corps de chaussé et calcul les fondations de l'ouvrage d'art

• Calcul le module équivalent :

Le sol est un sol multicouche donc il recommander de calculer un module équivalent E_{eq} égale à la moyenne analytique des valeurs de E le long du pieu :

$$\begin{aligned} \longrightarrow \quad E_{eq} &= \frac{1}{D} \int_0^D E dz \\ E_{eq} &= \frac{1}{10} \int_0^{10} (13.16 + 17.12 + 16.72 + 13.32 + 16.8) \times 2 \\ E_{eq} &= 15.424 \text{ MPA} \end{aligned}$$

- $\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} \longrightarrow \beta = 1$
- $\lambda = 2(1 + \nu) \frac{Ep}{E(D)} \longrightarrow \lambda = 5742.73$
- $\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} (0.25 + (2.5 \beta (1 - \nu) - 0.25) \varepsilon) \right] \longrightarrow \alpha = 3.03$
- $\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}} \longrightarrow \mu D = 0.178$

$$\begin{aligned} \longrightarrow \quad I_v &= 4(1 + 0,5) \frac{1 + \frac{(8) \cdot (10) \cdot \tanh(0,178)}{\lambda \cdot (1) \cdot (5742,73)(1 - 0,5)(1,2) \cdot (0,178)}}{\frac{4}{(1 - 0,5)(1)} + \frac{4\lambda \cdot (1) \cdot (10) \cdot \tanh(0,178)}{(3,03) \cdot (1,2) \cdot (0,178)}} \\ I_v &= 0.054 \end{aligned}$$

Donc le tassement en tête du pieu est égale à :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B} \longrightarrow V_0 = \frac{14500 \times 0.054}{15424 \times 1.2} \longrightarrow V_0 = 0.042 \text{ m} \longrightarrow V_0 = 4.2 \text{ cm}$$

$V_0 = 4.2 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$, le tassement en tête du pieu est admissible (la recommandation de 4^{émé} international congrès de Mécanique des sols (Londres 1956).

4.3.2-Conclusion :

- D'après les résultats obtenus par la méthode de pressiométrique, les fondations profonde de type pieux ayant un diamètre de 1.2m et une longueur de 10m, peuvent supporter la charge appliquée à l'ouvrage d'art (viaduc).
- Le tassement calculé par la méthode de la théorie d'élasticité égale à 4.2cm, il est considéré comme une valeur admissible.

5.1- Introduction :

Le but de l'analyse de la stabilité des pentes est de déterminer les surfaces de rupture ainsi que le facteur de sécurité F_s . Dans ce chapitre, l'analyse de la stabilité utilisant le logiciel PLAXIS pour modéliser la pente du talus en déblai situé à proximité du tronçon routier situé au niveau du PK27+630 sera établis.

5.2- Présentation de logiciel PLAXIS :

Le logiciel (PLAXIS) est un programme qui analyse les déformations et la stabilité des ouvrages des massifs en 2D. Il utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments de forme géométrique simple ayant des cotés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Le développement des logiciels en éléments finis tels que Plaxis, ou d'autres logiciels ont donnés à la géotechnique des outils efficaces pour l'analyse fine du comportement des soutènements, talus ,fondation profonde ,fondation mixte ou un mur de soutènement. La simulation avec ces logiciels nous permet d'évaluer les modèles difficiles par ces hypothèses et ces plusieurs modèles enregistrés.

5.3- Application au projet étudié :

5.3.1- Définition et saisie des données :

ETAPE 1 : introduction des données géométriques et géotechniques :

La première étape consiste à saisir les dimensions de la planche à dessin et les caractéristiques physique et mécanique des couches de sol constituant le terrain pour réaliser notre modèle de projet.

General settings

Project | Dimensions |

Project

Filename: projet talus 02.PLX

Directory: F:\maissa\

Title: projet talus 02

Comments

General options

Model: Plane Strain

Elements: 15-Node

Acceleration

Gravity angle: -90 ° 1.0 G

x-acceleration: 0.000 G

y-acceleration: 0.000 G

Earth gravity: 9.800 m/s²

Set as default

Next OK Cancel

Figure 5.1 : les données du projet.

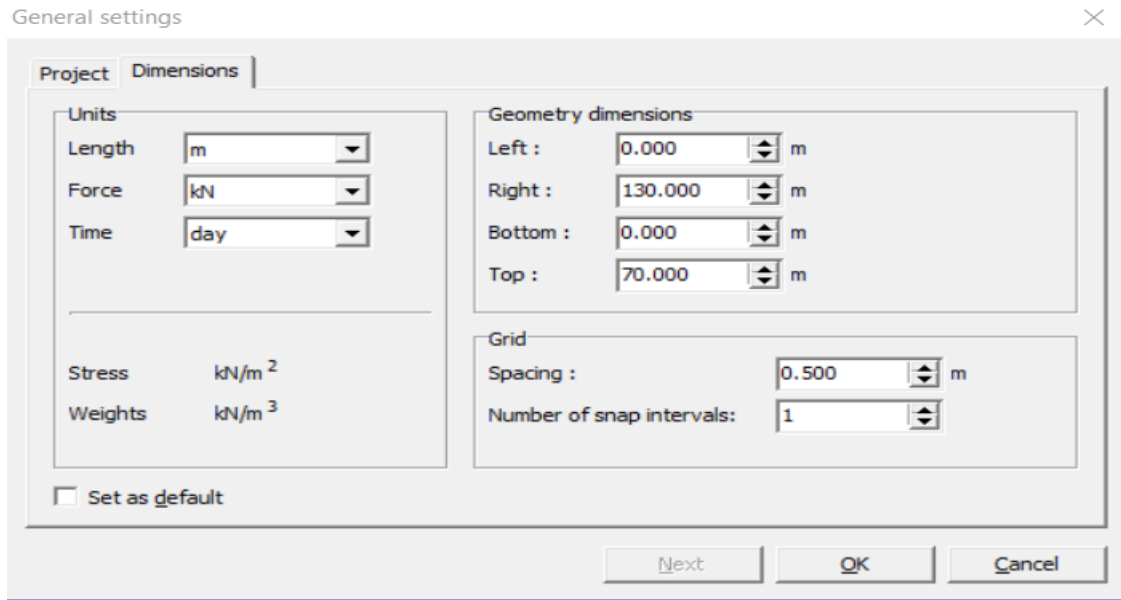


Figure 5.2 : les dimensions du projet.

- **Géométrie du modèle :**

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier.

Le talus en déblai concerné par l'étude de stabilité est constitué de quatre couches, la première couche est représentée par le limon argileux sableux de 5.0 m d'épaisseur, la deuxième couche c'est la marne de 5.0m d'épaisseur, la troisième couche représentée par la marne graveleuse de 15 m d'épaisseur et la dernière couche est représentée par la roche marneuse de 30m d'épaisseur, figure 5.3. Le model géométrique équivalent établis par Plaxis est donné dans la figure 5.4.

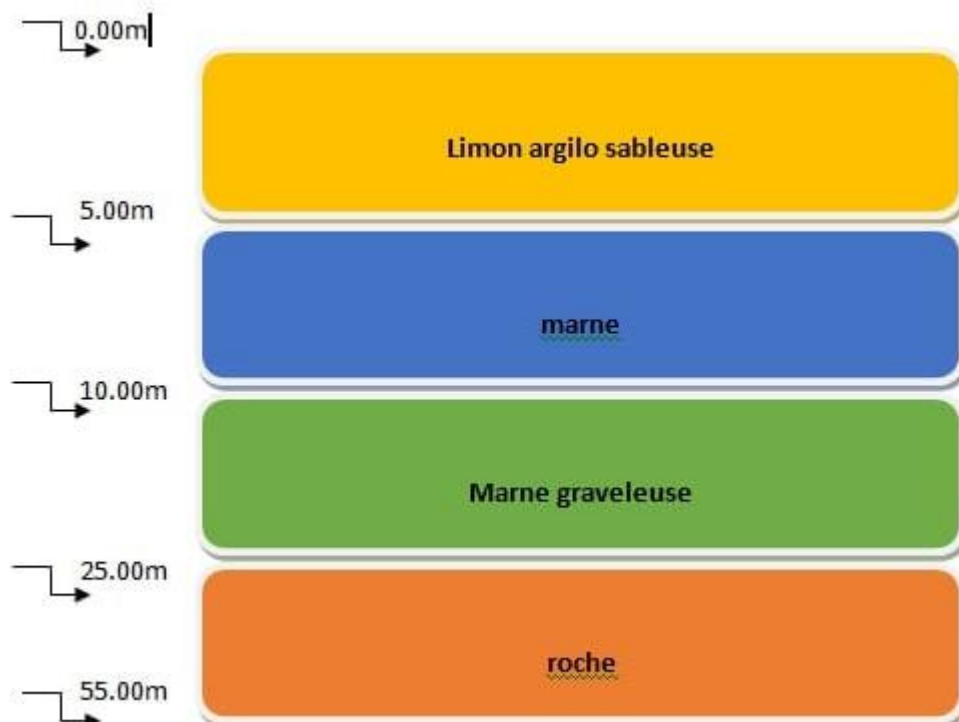


Figure 5.3 : coupe lithologique

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

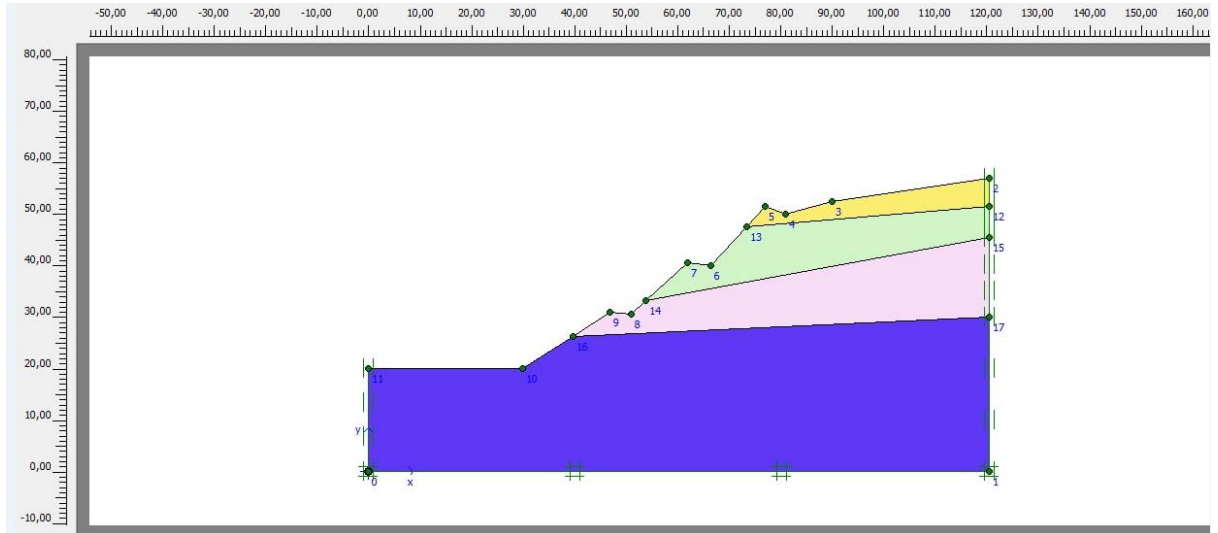


Figure 5.4 : Géométrie du modèle.

- **Caractéristique physiques et mécaniques des sols :**

Le talus est étendu sur une largeur de 120m et hauteur de 55m ces caractéristiques physico-mécaniques sont données par le tableau 5.1 ci-dessous.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques des sols :**

Le talus est étendu sur une largeur de 120m et présente une hauteur de 55m. Les caractéristiques physico-mécaniques des sols constituant le talus, sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.1 : Caractéristiques physico-mécaniques.

| Couches | γ_d (kn/m ³) | γ_{sat} (kn/m ³) | C (kPa) | φ° | E(Mp a) | Y |
|------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|---------|-----------------|------------|------|
| Limons argilo sableux | 17.32 | 19.00 | 32 | 16 | 68.510 | 0.35 |
| Marne | 18.45 | 20 | 240 | 22 | 161.700 | 0.29 |
| Marnes graveleuses | 18.63 | 20 | 240 | 22 | 175 | 0.29 |
| Roches marneuses | 19.23 | 22 | 1664.00 | 0 | 361 | 0.00 |

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

Mohr-Coulomb - limon argilo sableux

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: limon argilo sableux

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 17.320 kN/m³

γ_{sat} : 19.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.5 : Caractéristiques physiques de limon.

Mohr-Coulomb - limon argilo sableux

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 68.510 kN/m²

ν (nu): 0.350

Strength

c_{ref} : 32.000 kN/m²

ϕ (phi): 16.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 25.374 kN/m²

E_{oed} : 110.000 kN/m²

Velocities

V_s : 3.789 m/s

V_p : 7.888 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.6: Caractéristiques mécaniques de limon argileux.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

Mohr-Coulomb - marne

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: marne

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 18.450 kN/m³

γ_{sat} : 20.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.7: Caractéristiques physiques de marne.

Mohr-Coulomb - marne

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 161.700 kN/m²

ν (nu): 0.290

Strength

c_{ref} : 240.000 kN/m²

ϕ (phi): 22.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 62.686 kN/m²

E_{oed} : 211.900 kN/m²

Velocities

V_s : 5.770 m/s

V_p : 10.610 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.8 : Caractéristiques mécaniques de marne.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

Mohr-Coulomb - marne graveleuse

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: marne graveleuse

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 18.630 kN/m³

γ_{sat} : 20.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Figure 5.9 : Caractéristique physique de marne graveleuse.

Mohr-Coulomb - marne graveleuse

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 175.000 kN/m²

ν (nu): 0.290

Strength

c_{ref} : 240.000 kN/m²

ϕ (phi): 22.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 67.829 kN/m²

E_{oed} : 229.300 kN/m²

Velocities

V_s : 5.973 m/s

V_p : 10.980 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Figure 5.10 : Caractéristiques mécaniques de la marne graveleuse.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

Mohr-Coulomb - roche marne

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: roche marne

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 19.230 kN/m³

γ_{sat} : 22.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 0.000 m/day

k_y : 0.000 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.11 : Caractéristiques physiques de la roche.

Mohr-Coulomb - roche marne

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 361.000 kN/m²

ν (nu): 0.280

Strength

c_{ref} : 1664.000 kN/m²

ϕ (phi): 0.000 °

ψ (psi): 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 141.016 kN/m²

E_{oed} : 461.500 kN/m²

Velocities

V_s : 8.477 m/s

V_p : 15.340 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 5.12 : Caractéristiques mécaniques de la roche.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

ETAPE 2 : les phases de calculs :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs-les phases de calculs doivent être saisi comme suit :

- ✓ Phase initial : initiation des contraintes (procédure Ko) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- ✓ Phase 1 : déformation de sol.
- ✓ Phase 2 : facture de sécurité.
- ✓ Phase 3 : dynamique.

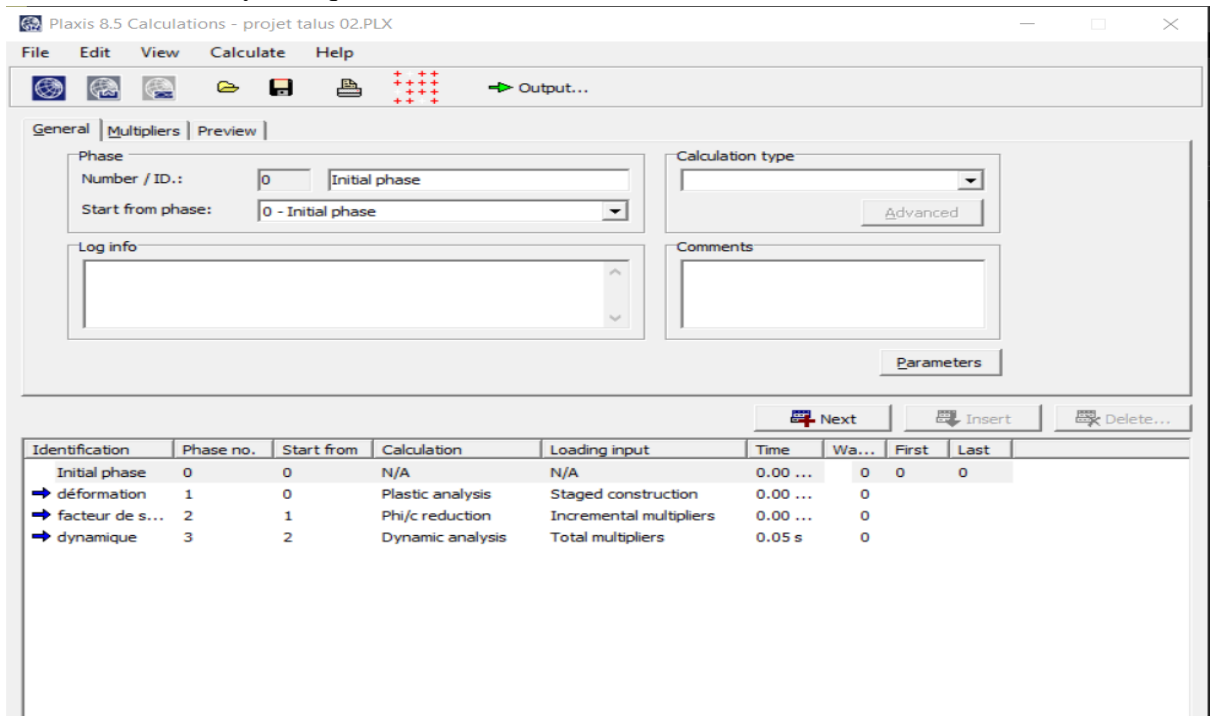


Figure 5.13: Les phases de calculs de talus.

Après l'introduction des phases on lance le calcul :

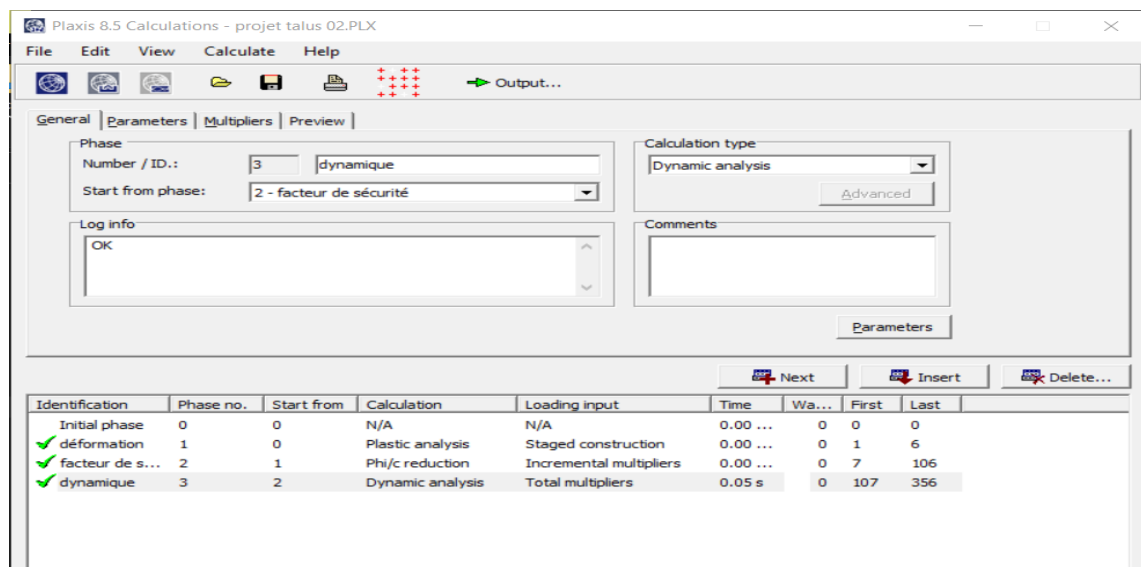


Figure 5.14 : Les phases de calculs validés de talus.

ETAPE3 : Les résultats obtenus :

Cette étape consiste à obtenir les résultats de comportement de talus ainsi que le facteur de sécurité de rupture par cisaillement, sur une surface de glissement et le calcul dynamique. Pour le facteur de sécurité, on a généré le maillage de l'ensemble, par la méthode (mesh) afin de discrétiser le milieu étudié en éléments finis, par suite on a introduit le niveau de la nappe phréatique et les différentes phases de calcul (phase initiale, phase de terrassement, phase de sécurité).

- **Déformation de talus :**

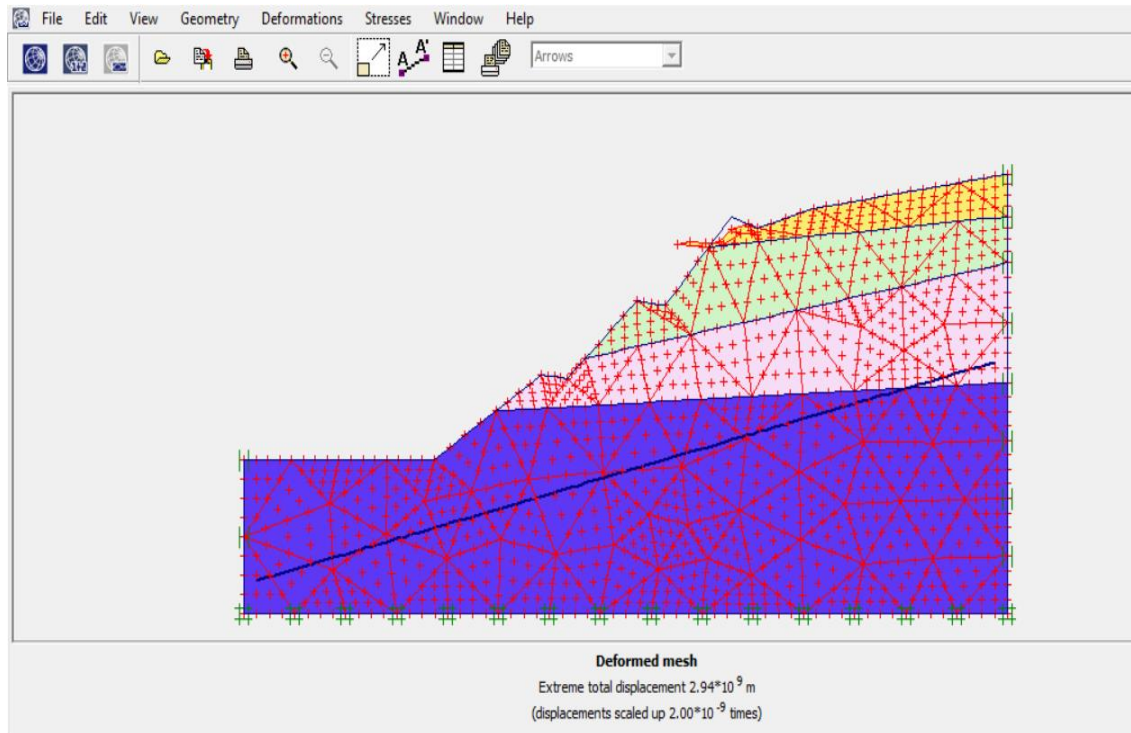


Figure 5.15 : Déformation du sol.

- **Génération des maillages :**

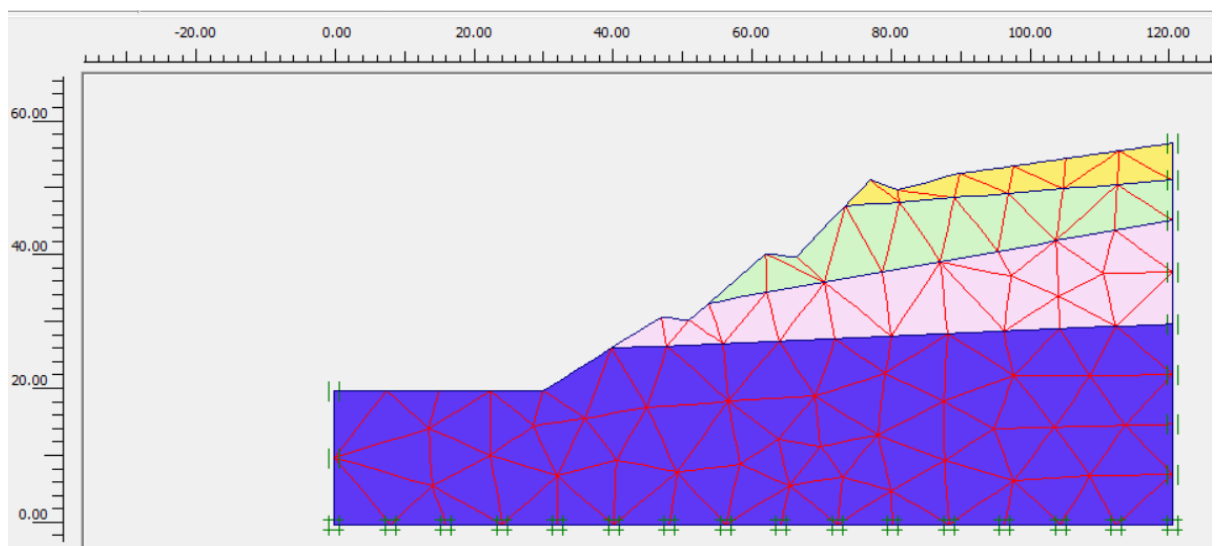


Figure 5.16 : Maillage du projet.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

- Génération des conditions de maillage :

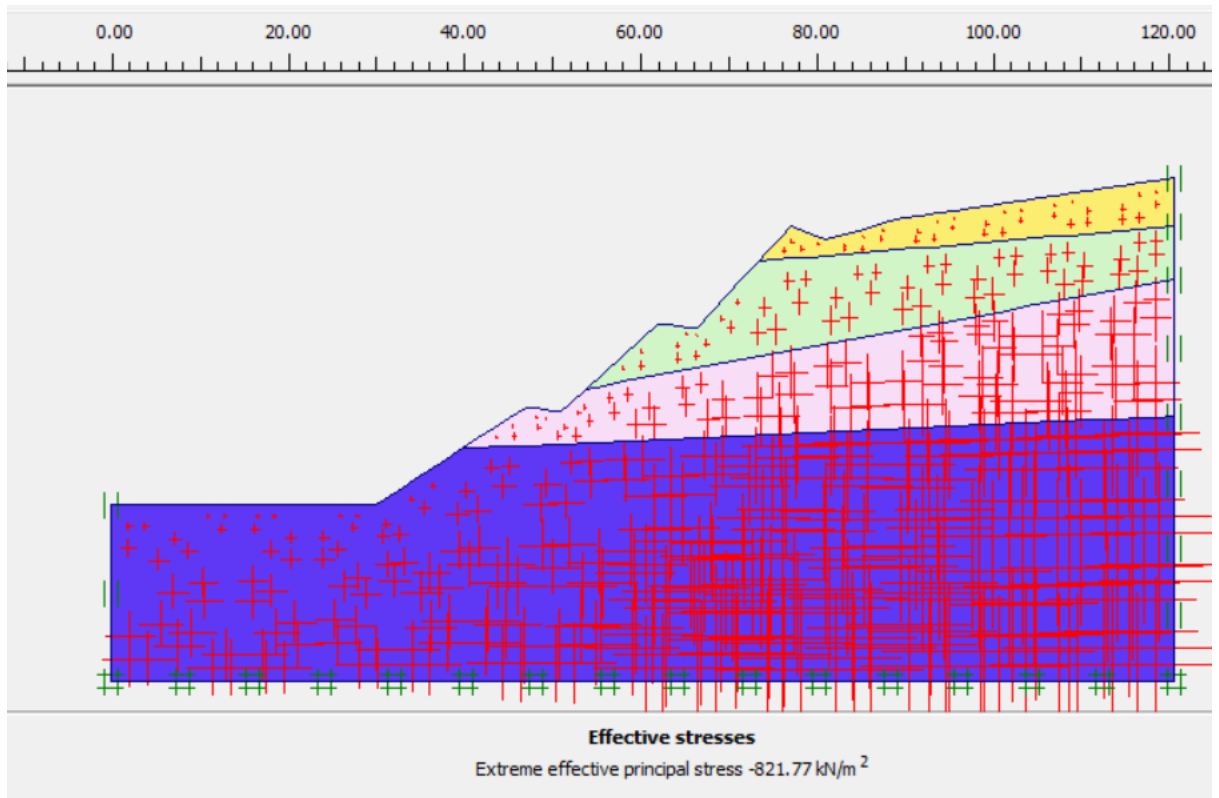


Figure 5.17 Maillage du projet.

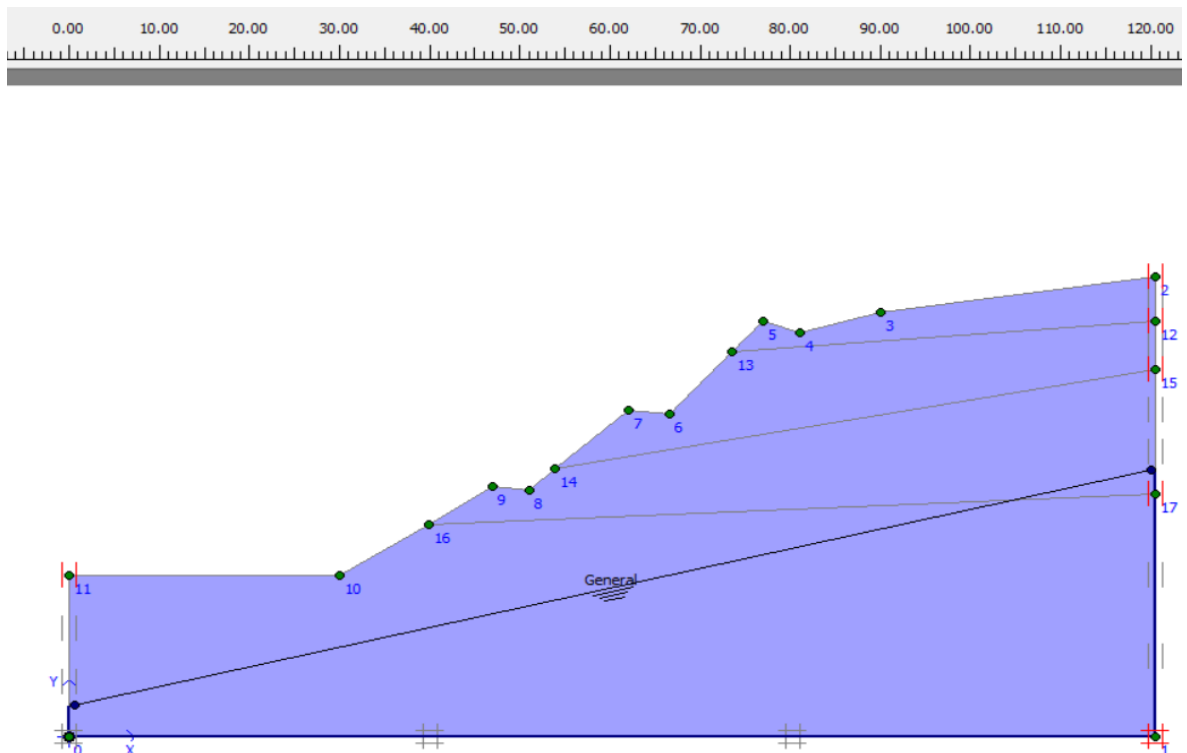


Figure 5.18 : Conditions hydrauliques du projet.

- Génération des conditions hydrauliques :

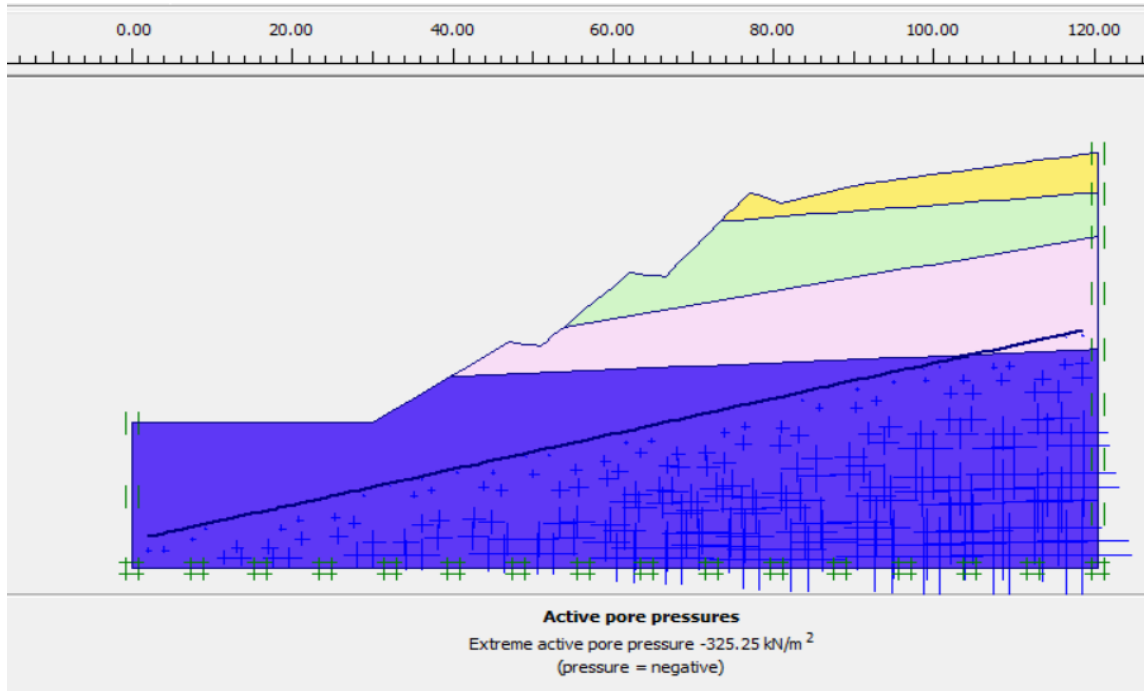


Figure 5.19 : Génération des conditions hydrauliques du projet.

- Les déplacements :

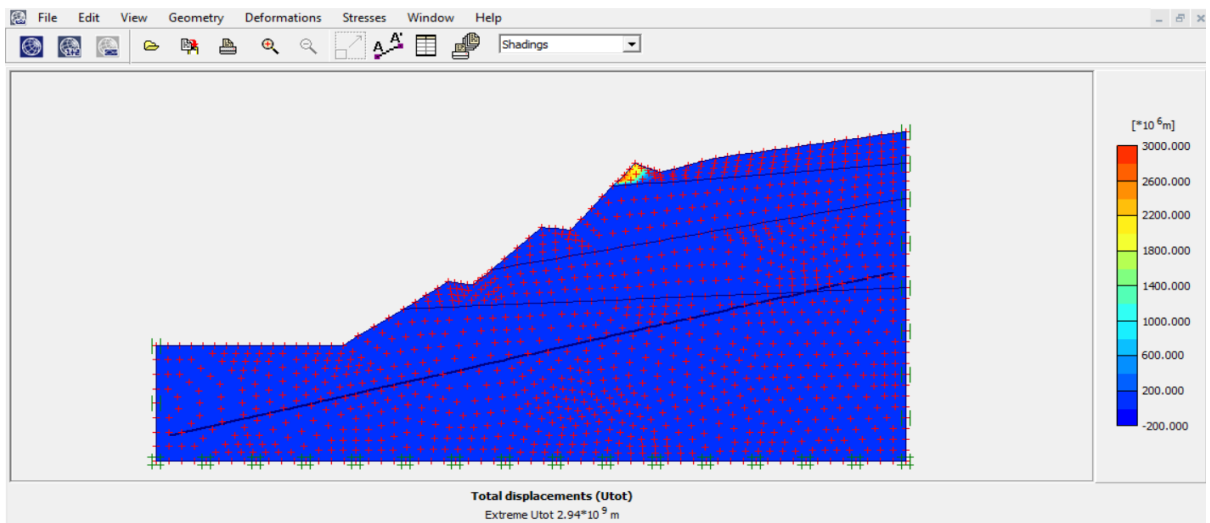


Figure 5.20 : Déplacement totale du sol U.

Chapitre 5 : Étude de la stabilité du talus en déblai

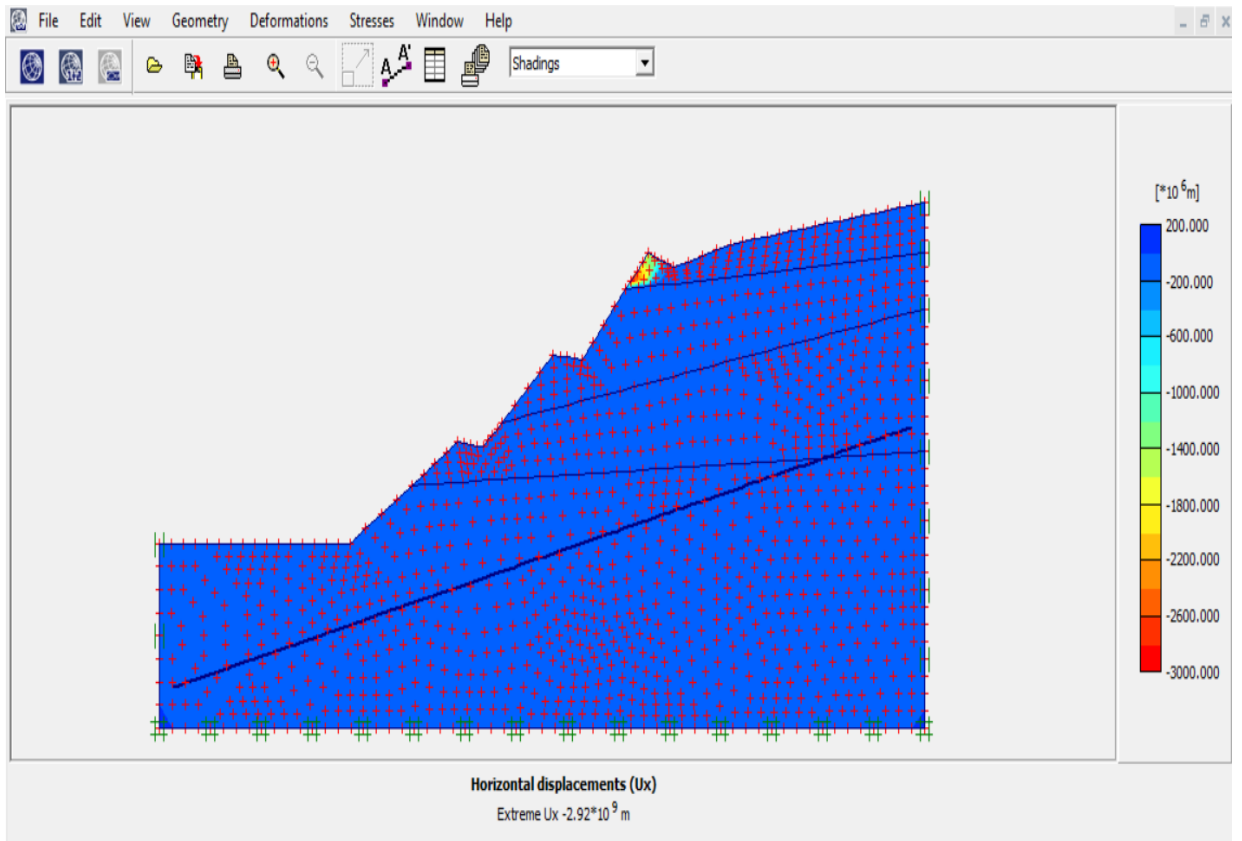


Figure 5.21 : Déplacement horizontal U_x .

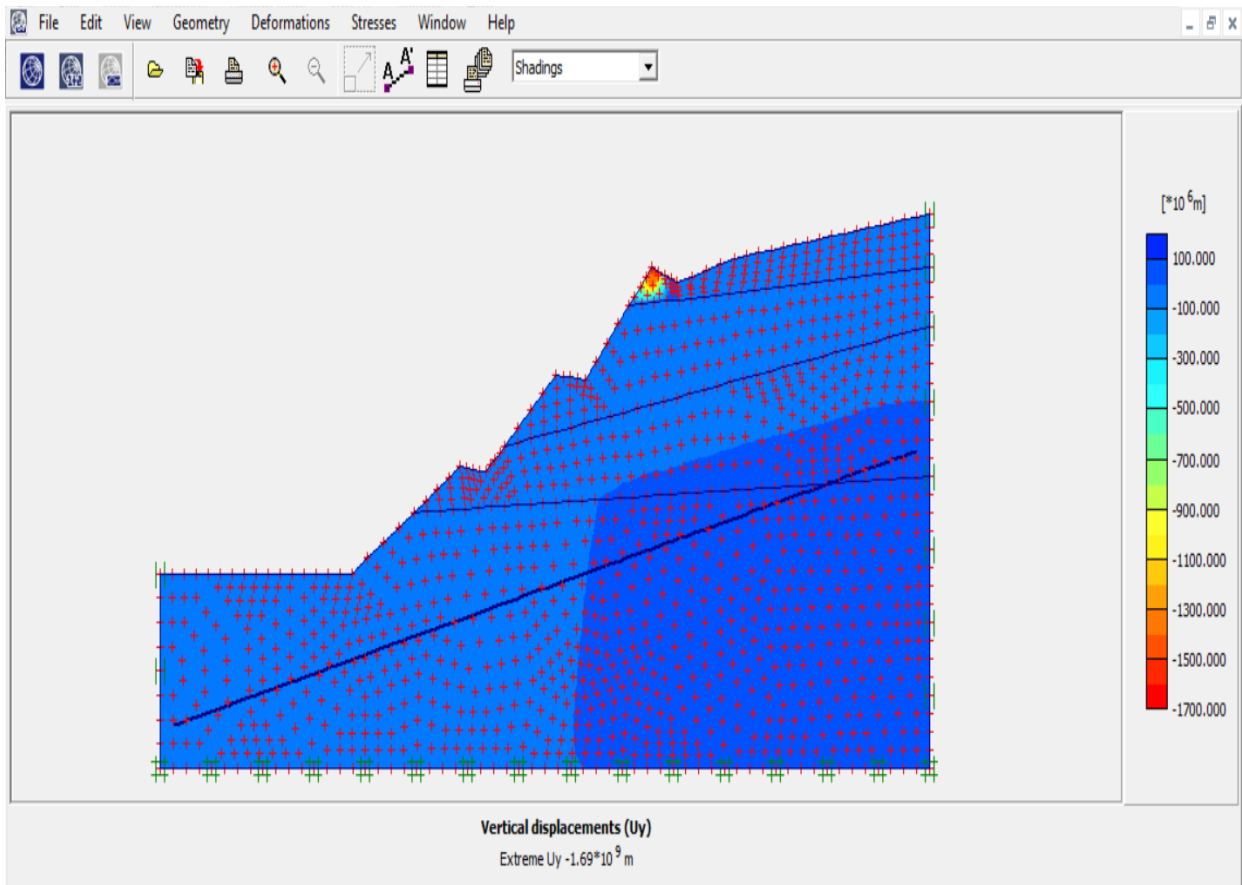


Figure 5.22 : Déplacement vertical U_y .

- **Le facteur de sécurité :**

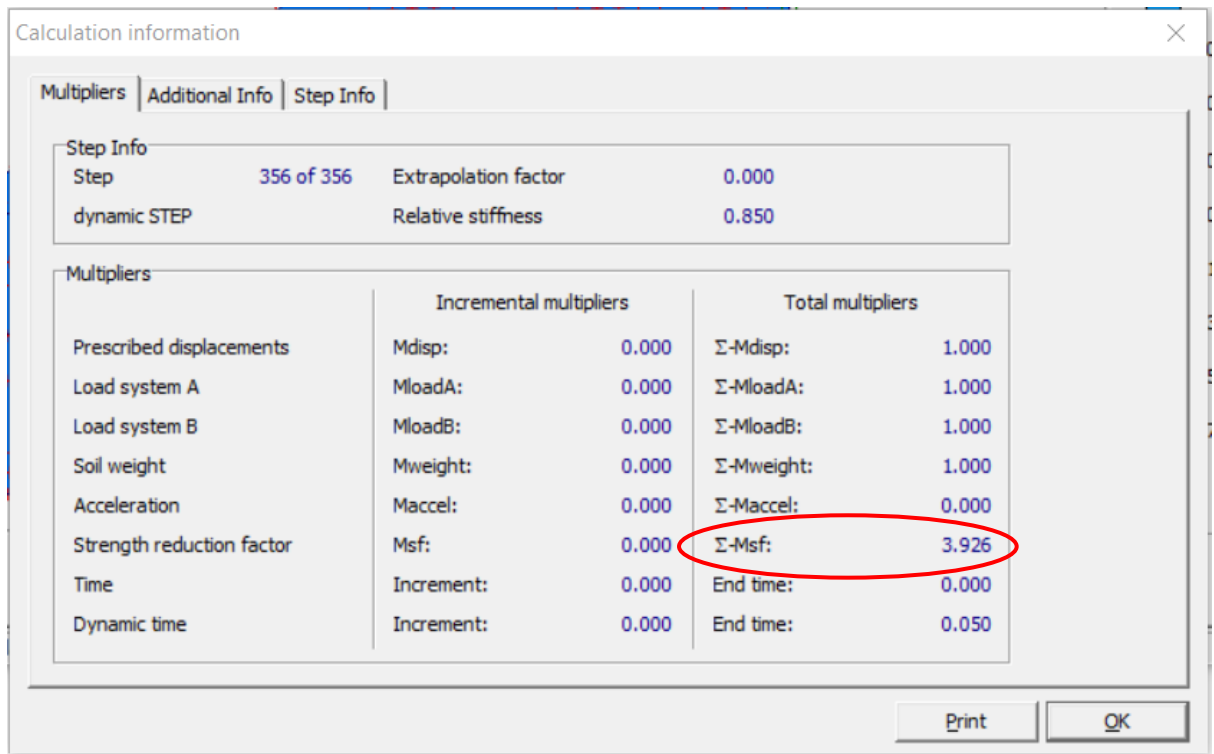


Figure 5.23 : Facture de sécurité.

Commentaires :

D'après les résultats obtenus, on a constaté que :

- D'après la **Figure 5.18** une déformation du maillage engendre une déformation manifestée au niveau de la couche de limons.
- D'après la **Figure 5.19** le déplacement total est égale à $2,94 * 10^9 m$, **valeur causé par la divergence des calculs du logiciel Plaxis**, ce déplacement ne représente pas un danger sur le talus car il faut l'annuler par la fonction 'Reset déplacements to zéro'.
- D'après la **Figure 5.22** le facteur de sécurité obtenue est égal à $3,96 \geq 1,5$ ce qui implique que le talus est stable et il ne va pas subir un glissement.

5.4- Conclusion :

Après avoir vérifié la stabilité du talus par le logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis, nous avons obtenus un coefficient de sécurité F_s supérieur à 1.5, préférant donc au talus un état stable.