

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ANNEE : 2019

## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE DE STABILITE ET DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE  
CHAUSSE DE LA ROUTE MENANT DE RAS EL HAMRA A OUED  
BEGRAT DU P.K 3+125 AU P.K. 3+280**

**Domaine :** Sciences et Techniques

**Spécialité :**  
GENIE CIVIL  
**Option :**  
Géotechnique

**Par :**  
Labeled Abdelkader  
Sedraoui Bouchra

**DIRECTEUR DU MEMOIRE :** *Professeur SBARTAI Badredine*

DEVANT LE JURY

**PRÉSIDENT :** M. HACENE CHAOUCH ABDELMAJID

**EXAMINATEURS :** M. CHELGHOU M. NOUREDDINE – MME BOUKHATEM GHANIA

# Table des matières

---

# TABLE DES MATIERES

<u>PAGE DE GARDE</u>	i
<u>PAGE VIERGE</u>	ii
<u>TABLE DES MATIERES</u>	iii
<u>DEDICACES ET REMERCIEMENTS</u>	viii
<u>LISTE DES TABLEAUX</u>	xi
<u>LISTE DES FIGURES</u>	xii
<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	1

## CHAPITRE I. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

### I. NOTIONS SUR LES ROUTES

I.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ROUTES .....	3
I.1.1. PROFIL EN TRAVERS .....	3
I.1.1.1. ELEMENTS DU PROFIL EN TRAVERS .....	3
I.1.1.2. EVACUATION DES EAUX .....	9
I.1.2. TRACE EN PLAN .....	9
I.1.2.1. REGLES A RESPECTER DANS LE TRACE EN PLAN .....	10
I.1.2.2. ELEMENTS DU TRACE EN PLAN .....	11
I.1.3. PROFIL EN LONG .....	11
I.1.3.1. REGLES A RESPECTER DANS LE TRACE DU PROFIL EN LONG.....	12
I.1.3.2. ECOULEMENT DES EAUX .....	13
I.1.3.3. RAMPES .....	13
I.2. CORPS DE CHAUSSEE.....	13
I.2.1. COUCHE DE FORME .....	14
I.2.2. COUCHES D'ASSISE .....	14
I.2.3. COUCHE DE SURFACE .....	15
I.2.4. CHAUSSEE SOUPLE .....	16

I.2.5. CHAUSSEE RIGIDE _____	17
I.3. MISE EN PLACE ET CONTROLE DES REMBLAIS.....	17
I.3.1. MOYENS DE MISE EN ŒUVRE _____	17
I.3.1.1. LES ROULEAUX A JANTES LISSES .....	18
I.3.1.2. LES ROULEAUX VIBRANTS .....	18
I.3.1.3. LES ROULEAUX A PNEUS.....	19
I.3.1.4. LES ROULEAUX A PIEDS DE MOUTON .....	19
I.3.2. FACTEURS AGISSANT SUR LE COMPACTAGE _____	20
I.3.2.1. LA TENEUR EN EAU .....	20
I.3.2.2. LE NOMBRE DE PASSES.....	20
I.3.2.3. L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE .....	21
I.3.2.4. LA MASSE DES COMPACTEURS.....	21
I.3.2.5. LA VITESSE DES COMPACTEURS .....	22
I.3.3. CONTROLE DU COMPACTAGE _____	22
I.3.3.1. L'ESSAI AU NUCLEODENSIMETRE.....	22
I.3.3.2. FREQUENCE ET LOCALISATION DES ESSAIS SUR LE CHANTIER ...	23
I.3.3.3. COMPACITES RECOMMANDEES SUR LE CHANTIER .....	24
I.3.3.4. L'ESSAI PROCTOR .....	24
<b>II. MOUVEMENTS DE TERRAIN</b>	
II.1. INTRODUCTION _____	25
II.2. DEFINITION DU MOUVEMENT DE TERRAIN.....	25
II.3. TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN.....	26
II.3.1. LES MOUVEMENTS RAPIDES ET DISCONTINUS _____	26
II.3.1.1. LES EFFONDREMENTS DE CAVITES SOUTERRAINES .....	26
II.3.1.2. L'ÉBOULEMENT, CHUTES DE BLOCS ET DE PIERRES .....	26
II.3.1.3. LES COULEES DE BOUES ET LAVES TORRENTIELLES.....	27
II.3.1.4. EROSION LITTORALE .....	27
II.3.2. LES MOUVEMENTS LENTS ET CONTINUS _____	27
II.3.2.1. L'AFFAISSEMENT.....	28
II.3.2.2. LE TASSEMENT.....	28
II.3.2.3. LE RETRAIT-GONFLEMENT.....	29

II.3.2.4. LE FLUAGE .....	29
II.3.2.5. SOLIFLUXION.....	29
II.3.2.6. LE GLISSEMENT DE TERRAIN.....	30
II.4. CONCLUSION.....	33

## **CHAPITRE II. DONNEES GENERALES SUR LE PROJET**

I. SITUATION ET CONTEXTE DU PROJET.....	34
II. RESEAU ROUTIER ACTUEL.....	35
III. CONTRAINTES.....	36
IV. GEOLOGIE GENERALE.....	37
IV.1. GEOGRAPHIE.....	37
IV.2. GEOLOGIE REGIONALE.....	37
IV.3. SERIE LITHO STRATIGRAPHIQUE.....	38
IV.4. CARTE GEOLOGIQUE.....	39
IV.5. GEOLOGIE DES TERRAINS TRAVERSEES.....	40
IV.5.1. GNEISS.....	40
IV.5.2. MICASCHISTES.....	41
IV.5.3. CALCAIRES.....	41
IV.5.4. GRES.....	42
V. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE.....	42
V.1. EAUX SUPERFICIELLES.....	42
V.2. EAUX SOUTERRAINES.....	45

## **CHAPITRE III. METHODES DE CALCUL**

I.1. INTRODUCTION.....	46
I.2. COEFFICIENT DE SECURITE _____	46
I.2.1. DEFINITION _____	46
I.2.2. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE _____	47
I.2.3. FACTEURS INFLUENÇANT LA STABILITE DES TALUS _____	48

---

I.3. METHODES DE CALCUL DE STABILITE DES PENTES.....	48
I.3.1. METHODE DES ELEMENTS FINIS _____	49
I.3.2. METHODES DES TRANCHES _____	49
I.3.2.1. METHODE DE FELLENIUS (1927).....	50
I.3.2.2. METHODE DE BISHOP (1955).....	51
I.3.2.3. METHODE SIMPLIFIEE DE BISHOP [1955].....	52
I.3.2.4. METHODE SIMPLIFIEE DE JANBU [1956].....	53
I.3.2.5. METHODE DE MORGENSTERN ET PRICE (1965).....	53
I.3.2.6. METHODE DE SPENCER (1967).....	53
I.3.3. CONCLUSION _____	54
II.1. SOLLICITATIONS SUPPORTEES PAR LES CHAUSSEES.....	55
II.2. ROLE D'UNE CHAUSSE.....	55
II.2.1. SECURITE ET CONFORT DES USAGERS _____	55
II.2.1.1. L'UNI.....	55
II.2.1.2. L'ADHERENCE.....	56
II.2.1.3. LA DRAINABILITE.....	56
II.2.1.4. LES CARACTERISTIQUES PHOTOMETRIQUES.....	56
II.2.2. MAINTIEN DE L'INTEGRITE DE LA STRUCTURE _____	57
II.2.3. IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT _____	57
II.3. CHOIX DU TYPE DE COUCHE DE SURFACE.....	57
II.4. FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSEES.....	58
II.4.1. LES CHAUSSEES SOUPLES _____	58
II.4.2. LES CHAUSSEES BITUMINEUSES EPAISSES _____	58
II.4.3. LES CHAUSSEES A ASSISES TRAITEES AUX LIANTS HYDRAULIQUES _	59
II.4.4. LES CHAUSSEES A STRUCTURE MIXTE _____	59
II.4.5. LES CHAUSSEES A STRUCTURE INVERSE _____	59
II.4.6. LES CHAUSSEES EN BETON DE CIMENT _____	59
II.5. CRITERES PRIS EN COMPTE POUR LE DIMENSIONNEMENT.....	59
II.6. METHODES DE DIMENSIONNEMENT.....	60

---

## CHAPITRE IV. CALCULS ET RESULTATS

### I. ETUDE DES REMBLAIS

I.1. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE.....	62
I.1.1. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	62
I.1.2. RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	62
I.2. ANALYSE DE STABILITE DU REMBLAI .....	65
I.2.1. HYPOTHESES.....	65
I.2.2. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL .....	66
I.2.3. PREMIERE MODELISATION : REMBLAI SEUL .....	67
I.2.4. DEUXIEME MODELISATION : REMBLAI CONFORTE PAR UN MUR DE SOUTÈNEMENT POSITIONNE AU SOMMET DU REMBLAI .....	69
I.2.5. TROISIEME MODELISATION : REMBLAI CONFORTE PAR DEUX MURS DE SOUTÈNEMENT IDENTIQUES POSITIONNES AU SOMMET ET AU PIED DU REMBLAI. ....	72
I.2.6. CONCLUSION .....	74

### II. CORPS DE CHAUSSEE

II.1. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE .....	75
II.1.1. ESSAI CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO) .....	75
II.1.2. CLASSES DE PORTANCE DES SOLS SUPPORTS.....	77
II.2. DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE.....	77
II.2.1. HYPOTHESES DE CALCUL.....	77
II.2.2. FORMULE UTILISEE.....	78
II.2.3. MATERIAUX RETENUS.....	78
II.2.4. EPAISSEURS DES COUCHES .....	79

<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>80</b>
---------------------------------	-----------

<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>82</b>
---	-----------

**Dédicaces  
et remerciements**

---

## *Dédicaces Bouchra*

*Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux,  
Je dédie ce travail :*

Ⓢ *A l'univers de ma vie, mes très chers parents. Recevez à travers ce travail, aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude, pour tous les sacrifices consentis, pour toute votre assistance et votre présence dans ma vie. Vous pouvez être fiers et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations, pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venus de vous ;*

Ⓢ *A mes sœurs ;*

Ⓢ *A mes cousins et cousines ;*

Ⓢ *A mes neveux (Aymen, Djoud, Med el hadi, Jihed, Amir) et ma nièce (Merieme) :*

Ⓢ *Aux familles SEDRAOUI et BENSAFI*

Ⓢ *A mes amis (es) ;*

*Bicha*

# *Dédicaces Kader*

*Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A la mémoire de mon honorable père, l'homme de ma vie, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir. J'espère qu'il appréciera cet humble geste comme preuve de reconnaissance ;*

*A celle qui m'a donné la vie, la lumière de mes jours, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur, à ma mère. Ce sont les moindres sentiments que je puisse te témoigner. Quoique je fasse, je ne pourrai jamais te récompenser pour les grands sacrifices que tu as consentis et que tu continues à consentir pour moi. Aucune dédicace ne saurait exprimer ma grande admiration et mon affection sincère et éternelle pour toi ;*

*A mes frères Lamine et Ammar;*

*A mes sœurs Bouchra et Nawel ;*

*A tous les membres de la famille Labeled ;*

*A tous mes amis et toutes mes amies ;*

*A toutes les personnes qui me sont chères.*

*Kader*

# Remerciements

---

✚ Avant tout, nous remercions Dieu tout puissant pour tous ses bienfaits, de nous avoir donné la vie et la force d'arriver à cette étape de nos vies et permis d'accomplir ce modeste travail.

✚ Notre première pensée va tout naturellement à notre directeur de mémoire, M. SBARTAI Badredine, Professeur d'université à l'UBMA, pour son encadrement, ses orientations, ses conseils, son aide précieuse, son amabilité, sa disponibilité, qui n'a ménagé aucun effort à notre égard, pour l'accomplissement, dans les meilleures conditions possibles, de ce travail.

✚ Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.

✚ Nos remerciements particuliers et notre respect le plus profond vont à Mr SAOUANE Abdesselam, enseignant à l'université BADJI MOKHTAR d'Annaba, pour ses précieux conseils sur la manière de rédiger notre mémoire, qui a fait preuve de disponibilité, d'écoute et de confiance.

✚ Nos remerciements vont également à tous nos enseignants du département de génie civil de l'UBMA, pour leur amabilité et leurs conseils judicieux.

✚ Nos derniers remerciements et non les moindres, vont à nos parents et aux membres de nos familles, pour leurs encouragements ininterrompus, pour leurs soutiens sans failles et leurs implications sans limites. Nous leurs devons notre vie et notre réussite et, sans eux, leurs présences, leurs encouragements incessants, leurs soutiens, ce mémoire de fin d'études n'aurait jamais vu le jour. Nous ne pourrons jamais les remercier assez ! Merci d'avoir été auprès de nous tous les jours et que Dieu nous aide à vous rendre éternellement fiers de nous.

Bicha et Kader

Liste des tableaux

## LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU	PAGE
<b>I.01</b> : Classification des glissements.....	32
<b>III.01</b> : Différents expressions pour le coefficient de sécurité.....	47
<b>III.02</b> : Valeurs de coefficient de sécurité FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	47
<b>III.03</b> : Coefficients d'équivalence.....	61
<b>IV.01</b> : Positions et profondeurs des puits réalisés.....	63
<b>IV.02</b> : Résultats du puits N° 02.....	63
<b>IV.03</b> : Résultats du puits N° 03.....	63
<b>IV.04</b> : Positions et profondeurs des sondages programmés.....	63
<b>IV.05</b> : Résultats du sondage N° 03.....	64
<b>IV.06</b> : Résultats du sondage N° 04.....	64
<b>IV.07</b> : Données à fournir au logiciel et résultats.....	66
<b>IV.08</b> : Données fournies au logiciel (1 <sup>ère</sup> modélisation).....	67
<b>IV.10</b> : Données fournies au logiciel (3 <sup>ème</sup> modélisation).....	72
<b>IV.11</b> : Classes de portance.....	72
<b>IV.12</b> : Coefficients d'équivalence des matériaux utilisés.....	79
<b>IV.13</b> : Epaisseur des couches.....	79

# Liste des figures

## LISTE DES FIGURES

FIGURE	PAGE
<b>I.01</b> : Eléments du profil en travers.....	4
<b>I.02</b> : Route à 2 voies.....	5
<b>I.03</b> : Route à 3 voies.....	5
<b>I.04</b> : Route à 4 voies.....	5
<b>I.05</b> : Route à 2 x 2 voies.....	5
<b>I.06</b> : Bande dérasée – Berme.....	6
<b>I.07</b> : Berme en talus – Berme de crête.....	6
<b>I.08</b> : Bande dérasée – Bande d'arrêt d'urgence.....	7
<b>I.09</b> : Terre-plein central.....	7
<b>I.10</b> : Talus.....	8
<b>I.11</b> : Pentes transversales.....	8
<b>I.12</b> : Fossé en terre.....	9
<b>I.13</b> : Fossé en béton.....	9
<b>I.14</b> : Ouvrage busé.....	9
<b>I.15</b> : Dalot.....	9
<b>I.16</b> : Tracé en plan d'une route.....	10
<b>I.17</b> : Profil en long.....	12
<b>I.18</b> : Corps de chaussée.....	13
<b>I.19</b> : Couches d'assise.....	14
<b>I.20</b> : Chaussée en béton de ciment.....	15
<b>I.21</b> : Couche de surface.....	16
<b>I.22</b> : Profil en travers avec toutes ses composantes.....	16
<b>I.23</b> : Chaussée souple.....	16
<b>I.24</b> : Chaussée rigide.....	17
<b>I.25</b> : Rouleau vibrant.....	18
<b>I.26</b> : Rouleau à pneus.....	19
<b>I.27</b> : Rouleau à pieds de mouton.....	20
<b>I.28</b> : Nucléodensimètre.....	23
<b>I.29</b> : Eboulement.....	26
<b>I.30</b> : Coulées de boue et lave torrentielle.....	27

<b>I.31</b> : Erosion littorale.....	27
<b>I.32</b> : Affaissement.....	28
<b>I.33</b> : Tassement.....	28
<b>I.34</b> : Retrait et Gonflement.....	29
<b>I.35</b> : Solifluxion.....	29
<b>I.36</b> : Glissement.....	30
<b>I.38</b> : Glissement circulaire.....	31
<b>I.39</b> : Glissement rotationnel.....	31
<b>I.40</b> : Glissement d'une chaussée.....	32
<b>II.01</b> : Situation du projet.....	34
<b>II.02</b> : Plage de RAS-EL-HAMRA.....	35
<b>II.03</b> : Plage d'OUED BEGRAT.....	35
<b>II.04</b> : Relief et nature des terrains d'emprise.....	35
<b>II.05</b> : Nature montagneuse des terrains d'emprise.....	36
<b>II.06</b> : La zone du projet est exempte de tout obstacle artificiel.....	36
<b>II.07</b> : Situation géographique de la zone d'étude.....	37
<b>II.08</b> : Carte géologique simplifiée du massif de l'EDOUGH.....	38
<b>II.09</b> : Colonne stratigraphique du massif de l'EDOUGH.....	39
<b>II.10</b> : Carte géologique de la zone.....	40
<b>II.11</b> : Gneiss.....	41
<b>II.12</b> : Micaschistes.....	41
<b>II.13</b> : Grotte calcaire, traduisant un niveau élevé de quartzification.....	41
<b>II.14</b> : Grès.....	42
<b>II.15</b> : Bassins hydrographiques d'Algérie.....	42
<b>II.16</b> : Bassin Hydrographique Constantinois – SEYBOUSE – MELLEGUE.....	43
<b>II.17</b> : Côtiers Constantinois Centre.....	44
<b>II.18</b> : Anse de SIDI BAGRA, embouchure de l'OUED BAGRA et FAHAMA.....	44
<b>II.19</b> : Nappes du Nord de l'Algérie.....	45
<b>III.01</b> : Facteurs influençant la stabilité des talus.....	48
<b>III.02</b> : Surface de rupture.....	48
<b>III.03</b> : Découpage d'un talus en tranches et forces agissantes sur une tranche.....	49
<b>III.04</b> : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de FELLENIUS.....	50

<b>III.05</b> : Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de FELLENIUS.....	50
<b>III.06</b> : Forces agissant sur la tranche n.....	51
<b>III.07</b> : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée..	52
<b>III.08</b> : (a) : forces sur la n <sup>ème</sup> tranche – (b) : polygone d'équilibre de force.....	52
<b>III.09</b> : Forces appliquées sur une tranche (Méthode de JUMBU généralisé).....	53
<b>III.10</b> : Forces appliquées sur une tranche pour la méthode de SPENCER.....	54
<b>III.11</b> : Charge maximum autorisée.....	55
<b>III.12</b> : Uni de la chaussée.....	55
<b>III.13</b> : Orniéage.....	56
<b>III.14</b> : Adhérence.....	56
<b>III.15</b> : Caractéristiques photométriques.....	56
<b>III.16</b> : Enduit superficiel.....	57
<b>III.17</b> : Béton bitumineux.....	58
<b>IV.01</b> : Modélisation du remblai seul.....	67
<b>IV.02</b> : Résultats de la 1 <sup>ère</sup> modélisation (Remblai seul).....	68
<b>IV.03</b> : Schéma du mur de soutènement.....	70
<b>IV.04</b> : Modélisation du remblai seul.....	67
<b>IV.05</b> : Résultats de la 2 <sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par un mur).....	71
<b>IV.06</b> : Modélisation du remblai onforté par 2 murs de soutènement.....	72
<b>IV.07</b> : Résultats de la 3 <sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs sans surcharge).....	73
<b>IV.08</b> : Résultats de la 3 <sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs avec surcharge).....	74

# Introduction générale

# INTRODUCTION GENERALE

Pour communiquer entre eux, les hommes doivent se déplacer. Si l'homme se déplace aujourd'hui si aisément, il le doit à son esprit inventif. Il a inventé la voie ferrée, l'autoroute et l'avion. Il a su construire des ponts, creuser le rocher, vaincre les océans en creusant sous la mer...

Depuis l'invention de l'automobile, la route a pris une importance considérable. Elle :

- assure le transport des marchandises et des personnes ;
- unit les habitants des villes et des campagnes ;
- permet aux touristes de parcourir les pays ;
- permet aux usines de s'installer aux abords de la ville.

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de toute politique d'aménagement du territoire et de développement d'un pays. L'Algérie a connu une forte croissance de sa population depuis son indépendance, nécessitant davantage de développement des grandes infrastructures de base pour répondre aux besoins exprimés par la population.

Dans ce cadre, la Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'Annaba, n'a pas cessé, depuis une vingtaine d'années, de mener des actions annuelles pour l'amélioration de la circulation et la sécurisation des usagers (modernisation du réseau, construction d'ouvrages d'art, etc.).

Parmi les actions récentes programmées, la réalisation de la route menant de RAS EL HAMRA à OUED BEGRAT sur un linéaire d'environ 8 km, implantée en terrain accidenté, nécessitant des terrassements importants et des études géotechniques assez adéquates. C'est ainsi que, eu égard à notre formation et, en accord avec notre Directeur de mémoire, nous avons opté pour ce projet avec comme thème :

***« Etude de stabilité et dimensionnement du corps de chaussée de la route menant de RAS EL HAMRA à OUED BEGRAT du P.K 3+125 au P.K. 3+280 ».***

Nous avons choisi d'intervenir au niveau du tronçon reliant le PK 3+125 au Pk 3+280, comportant le remblai le plus haut (10 m) et le travail que nous présentons s'est effectué suivant le plan suivant :

- Introduction générale ;
- Chapitre 1 : Analyse bibliographique traitant de notions sur les routes, de l'exécution et du contrôle des remblais et des mouvements de terrain, conformément à l'objet de notre thème.
- Chapitre 2 : Traitant des données générales du projet.
- Chapitre 3 : Où sont exposées quelques méthodes de calcul de la stabilité des talus et du corps de chaussée.
- Chapitre 4 : Où sont exposées les résultats de l'étude et les solutions préconisées.
- Conclusion générale.

# CHAPITRE 1

## Analyse bibliographique

# ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

## I. NOTIONS SUR LES ROUTES

### I.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ROUTES

Une route, au sens littéral, une voie terrestre (au niveau du sol ou sur viaduc), aménagée pour permettre la circulation de véhicules à roues. Ce terme s'applique plutôt aux voies importantes situées en rase campagne et ne peut être apparenté à une rue. Les caractéristiques géométriques d'une route sont illustrées par le profil en travers, le tracé en plan et le profil en long.

#### I.1.1. PROFIL EN TRAVERS

En conception routière, le **profil en travers** d'une route est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de la surface définie par l'ensemble des points représentatifs de cette surface. On distingue trois types de profils en travers :

- Profil en travers en déblai ;
- Profil en travers en remblai ;
- Profil en travers mixte (remblai et déblai).

##### *1.1.1.1. Eléments du profil en travers [01]*

- **Route** : Terme désignant l'ensemble des aménagements permettant la circulation des véhicules, des piétons et des animaux. La route est placée sur le terrain qui est naturel avant tous travaux, ou préparé après exécution des terrassements.

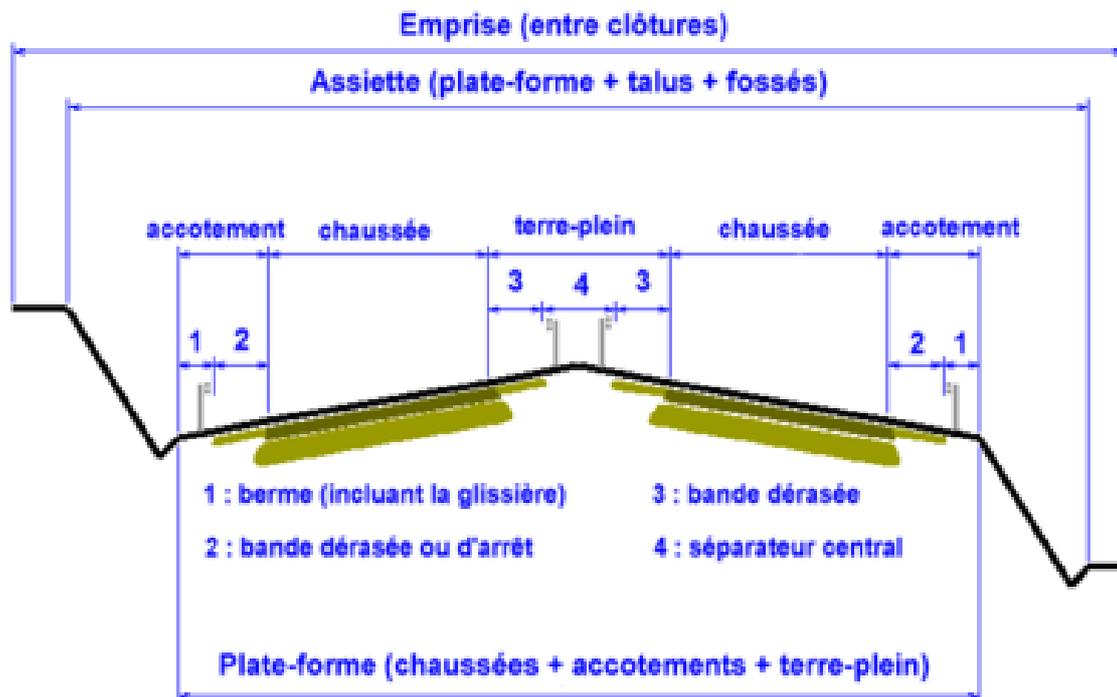
- **Emprise** : Partie du terrain qui appartient à la collectivité et affectée à la route ainsi qu'à ses dépendances.

- **Assiette** : Surface du terrain réellement occupée par la route.

- **Plate-forme** : Surface de la route qui comprend la ou les chaussées, les accotements et éventuellement les terre-pleins.

- **Chaussée** : Surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules. Une chaussée est dite à **n voies** lorsqu'elle est aménagée pour permettre le passage simultané de **n** véhicules dans un même profil en travers.

Voie de circulation : Bande de chaussée permettant la circulation d'une file de véhicules. Une voie de circulation peut être réservée à certains usagers ou à une utilisation particulière (voie pour autobus, ...) et signalée comme telle.



**Figure I.01** : Eléments du profil en travers [02]

Largeur de chaussée : En pleine campagne et pour les routes principales neuves, une dimension de 3,50 m est désirable pour la largeur des voies, pour assurer la commodité et la sécurité du passage d'un véhicule. L'aménagement normal d'une chaussée à 2 voies devrait donc, en principe, offrir normalement une largeur de 7 mètres en section courante. La largeur de la voie dépend essentiellement du volume de la circulation et de la vitesse admissible.

Sur les routes à circulation faible et légère (trafic inférieur à 500 véhicules par jour) et dont le relief n'autorise pas des vitesses élevées, l'aménagement normal peut comporter une chaussée de 6 mètres de largeur. On peut même conserver une largeur inférieure à 6 m pour des routes à très faible trafic (trafic  $\leq 200$  véhicules/j).

Lorsqu'une largeur de 7 mètres ne permet pas de satisfaire aux exigences de la circulation, on peut passer :

- ✓ Soit à une chaussée à trois voies ;
- ✓ Soit à une chaussée unique de quatre voies ou plus ;
- ✓ Soit à deux chaussées séparées par un terre-plein, à deux voies ou plus, affectées chacune à un seul sens de circulation.



**Figure I.02 :** Route à 2 voies



**Figure I.03 :** Route à 3 voies



**Figure I.04 :** Route à 4 voies

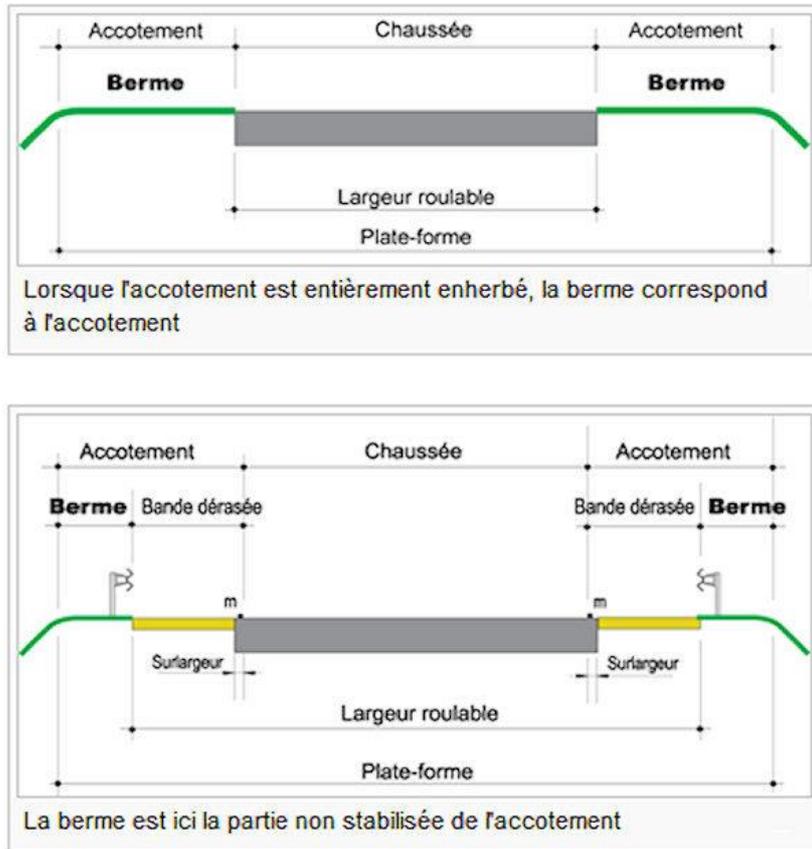


**Figure I.05 :** Route à 2 x 2 voies

- **Accotements :** zones latérales de la plate-forme qui bordent extérieurement la chaussée. Ils peuvent être dérasés ou surélevés.

L'accotement comprend par définition : une bande dérasée dépourvue de tout obstacle, bordée à l'extérieur d'une berme enherbée. Englobant la berme, une zone de sécurité pour limiter la gravité des accidents en cas de sorties de routes.

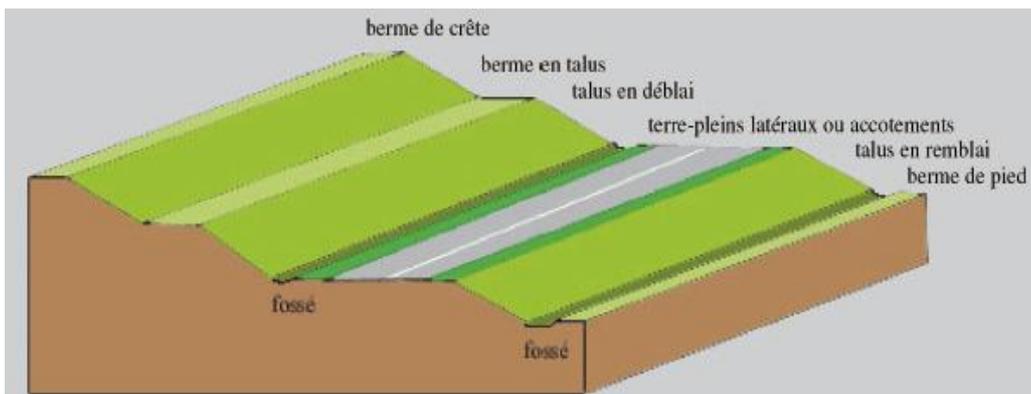
Cette zone de sécurité, qui comprend la berme, doit être dépourvue de tout obstacle agressif (plantation de haute tige, poteau électrique ou d'éclairage public, tête de buse non protégée).



**Figure I.06 : Bande dérasée – Berme [03]**

On distingue :

- ✓ Berme en talus : berme interrompant la pente d'un talus.
- ✓ Berme de pied : berme située au pied d'un talus de remblai.
- ✓ Berme de crête : berme située à la crête d'un talus de déblai.



**Figure I.07 : Berme en talus – Berme de crête [04]**

La bande dérasée, ou zone de récupération comprend :

- ✓ Une surlargeur de chaussée, de structure identique à la chaussée elle-même, d'une largeur de 0,25 m généralement et qui porte le marquage de rive.
- ✓ Une partie stabilisée ou revêtue (pouvant supporter le passage occasionnel d'un poids lourd).

Les fonctions de la bande dérasée sont de :

- ✓ Permettre la récupération d'un véhicule déviant de sa trajectoire ;
- ✓ Permettre des manœuvres d'évitement ;
- ✓ Permettre aux piétons ou cyclistes de circuler en sécurité ;
- ✓ Permettre l'arrêt d'un véhicule ;
- ✓ Faciliter les opérations d'entretien de la chaussée et de ses dépendances.



**Figure I.08 :** Bande dérasée – Bande d'arrêt d'urgence

- **Terre-plein central**

Pour les routes multifonctionnelles, le terre-plein central a pour fonctions d'éviter les mouvements de traversée des véhicules et les mouvements de tourne-à-gauche vers les accès éventuels. Ses caractéristiques dépendent essentiellement du milieu traversé, des fonctions de la route et de la limitation de vitesse.

- ✓ En contexte urbain, le T.P.C. sera peu large, délimité par des bordures hautes, verticales de préférence, et bordé par une bande dérasée de 0,5 m de large ;

- ✓ En rase campagne, le T.P.C. peut présenter une largeur jusqu'à 12 mètres. Dans ce cas, la bande dérasée le bordant doit être de 1 mètre de large. En rase campagne et pour une route écoulant du trafic de transit lié au tourisme, le T.P.C. peut avoir une largeur supérieure à 12 mètres. Il est alors engazonné ou planté d'arbustes. La bande dérasée est de 1 mètre de large.



**Figure I.09 :** Terre-plein central

- **Saignée** : Petite tranchée creusée dans les accotements surélevés pour conduire l'eau de ruissellement de la chaussée au fossé.
- **Talus** : Partie de la route dont la surface présente une pente transversale supérieure ou égale à 16,66 % ou une inclinaison inférieure ou égale à 24/4.

L'inclinaison du talus est la tangente de l'angle que fait le talus avec la verticale. Elle est exprimée par une fraction.

On distingue :

- ✓ Talus de remblai : talus situé dans la zone de remblai ;
- ✓ Talus de déblai : talus situé dans une zone de déblai.



Figure I.10 : Talus

- **Pentes transversales**

Le profil de la chaussée est constitué par deux versants de plans raccordés sur l'axe, sauf pour les chaussées unidirectionnelles qui comportent un seul versant plan dirigé vers l'extérieur. Le dévers ou pente transversale permet de favoriser l'évacuation des eaux de surface. Dans les virages, il contribue à l'équilibre dynamique des véhicules. En alignement droit ou en courbe non déversée, il est de l'ordre de 2,5 % pour les chaussées revêtues.

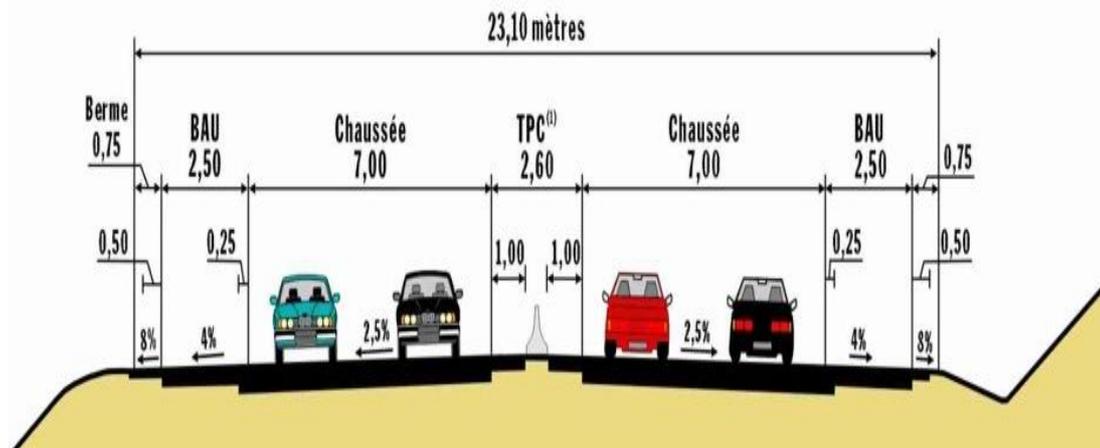


Figure I.11 : Pentes transversales

### ***1.1.1.2. Evacuation des eaux [05]***

La route comporte généralement des fossés et des ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux de ruissellement. Ceux-ci doivent être munis de dispositifs de traitement des eaux lorsque les rejets se font dans des eaux ayant une valeur patrimoniale reconnue.

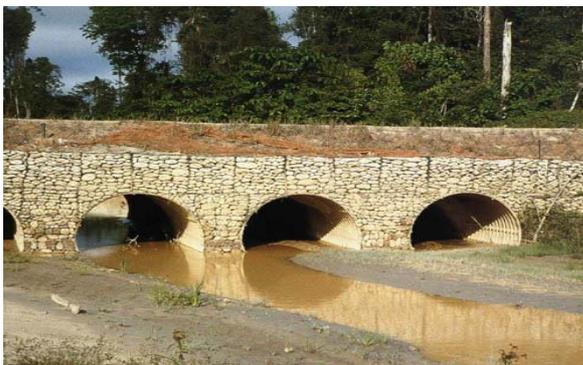
Le choix et le dimensionnement de ces ouvrages sont faits en tenant compte des précipitations prévisibles, des caractéristiques géométriques et physiques de la route et des contraintes de sécurité.



**Figure I.12 : Fossé en terre**



**Figure I.13 : Fossé en béton**



**Figure I.14 : Ouvrage busé**



**Figure I.15 : Dalot**

### **1.1.2. TRACE EN PLAN [06]**

Le tracé en plan des routes est composé de lignes droites raccordées entre elles par des courbes.

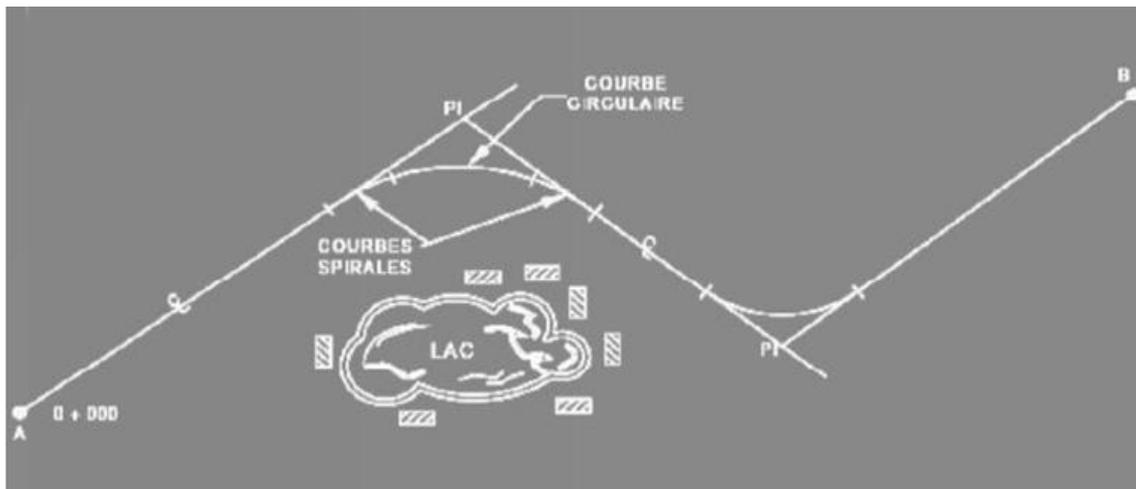
Pendant longtemps, le tracé rectiligne a été considéré comme le meilleur, parce que le plus court. Actuellement, un tracé en plan légèrement infléchi est généralement préféré pour deux raisons :

- D'une part, les très longs alignements droits sont favorables à l'éblouissement par les phares et créent chez le conducteur une certaine torpeur.

- D'autre part, la recherche d'une harmonie géométrique entre la route et le paysage, s'accommode mal d'un tracé strictement rectiligne.

En général, la configuration du terrain oblige à incurver très sensiblement les tracés.

Les caractéristiques des éléments constituant le tracé en plan doivent assurer les conditions de confort et de stabilité et qui sont données directement dans les codes routiers en fonction de la vitesse de base et le frottement de la surface assuré par la couche de roulement.



**Figure I.16 : Tracé en plan d'une route [07]**

### ***1.1.2.1. Règles à respecter dans le tracé en plan***

- L'adaptation de tracé en plan au terrain naturel afin d'éviter des terrassements importants.
- Eviter de passer si possible sur des terrains agricoles et des zones forestières.
- Se raccorder au réseau routier existant.
- Pour des raisons économiques, éviter le franchissement des cours d'eau afin d'éviter le maximum d'ouvrage d'arts. Si le franchissement est obligatoire, essayer d'éviter les ouvrages biais.
- Remplacer deux courbes voisines de même sens et de rayons différents par une courbe unique.
- Eviter les terrains sujets à des problèmes géologiques (présence de failles ou des matériaux présentant des caractéristiques très médiocres).
- Il faut toujours appliquer des rayons supérieurs au rayon minimal normal.
- Eviter les très longs alignements droits.

### ***1.1.2.2. Eléments du tracé en plan***

Pour les raisons citées plus haut, On a donc tendance à remplacer les grandes lignes droites par une succession d'alignements courts et des courbes de très grands rayons, qui n'introduisent pas d'accélération centrifuge notable et qui n'allongent pas sensiblement le tracé. En général, la configuration du terrain oblige à incurver très sensiblement les tracés. Trois éléments interviennent pour limiter la courbure :

- *L'inscription des véhicules longs* dans les courbes de faible rayon ;

Lorsque les courbes peuvent sans inconvénient être parcourues à vitesse très réduite, la limitation du rayon résulte uniquement de la nécessité de permettre le braquage du véhicule. Il n'existe pas de règles officielles définissant les rayons minimaux à adopter dans ces cas extrêmes. On admet généralement qu'un rayon de 9 mètres sur l'axe de la voie (et non de la chaussée) est désirable pour les véhicules peu encombrants et de 15 mètres pour les camions et les autobus.

- *La visibilité* dans la tranchée en courbe ;

Lorsqu' une courbe du tracé en plan se trouve en déblai, le talus intérieur peut masquer la visibilité qui peut être obtenue en modifiant le tracé ou en dérasant le talus.

- *La stabilité*, sous l'accélération centrifuge.

### **1.1.3. PROFIL EN LONG [07]**

Le profil en long est une coupe longitudinale du terrain suivant un plan vertical passant par l'axe de la route. Il se compose de segments de droite de déclivité en rampe et en pente et des raccordements circulaire, ou parabolique.

Il indique la valeur des pentes et des rampes, ainsi que les rayons des sommets des côtes et des points bas. Il met en évidence les longueurs des sections rectilignes et les valeurs des rayons de courbure dans les virages.

L'inclinaison de la droite ou de la tangente au cercle s'appelle **rampe** si la route s'élève dans le sens du kilométrage, **pente** si elle s'abaisse. Sur les routes à sens unique, le sens considéré est naturellement celui de la circulation. Une route horizontale est dite en **palier**.

### 1.1.3.1. Règles à respecter dans le tracé du profil en long

L'élaboration du tracé de profil en long s'appuiera sur les règles suivantes :

- Respecter les valeurs des paramètres géométriques préconisés par les règlements en vigueur.
- Eviter les angles rentrants en déblai, car il faut éviter la stagnation des eaux et assurer leur écoulement.
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.
- Pour assurer un bon écoulement des eaux, on placera les zones des dévers nul dans une pente du profil en long.
- Recherche un équilibre entre le volume des remblais et les volumes des déblais. Eviter une hauteur excessive en remblai.
- Assurer une bonne coordination entre le tracé en plan et le profil en long, la combinaison des alignements et des courbes en profil en long doit obéir à des certaines règles.
- Eviter les lignes brisées constituées par de nombreux segments de pentes voisines, les remplacer par un cercle unique, ou une combinaison de cercles et arcs à courbures progressives de très grand rayon.
- Remplacer deux cercles voisins de même sens par un cercle unique. Adapter le profil en long aux grandes lignes du paysage.

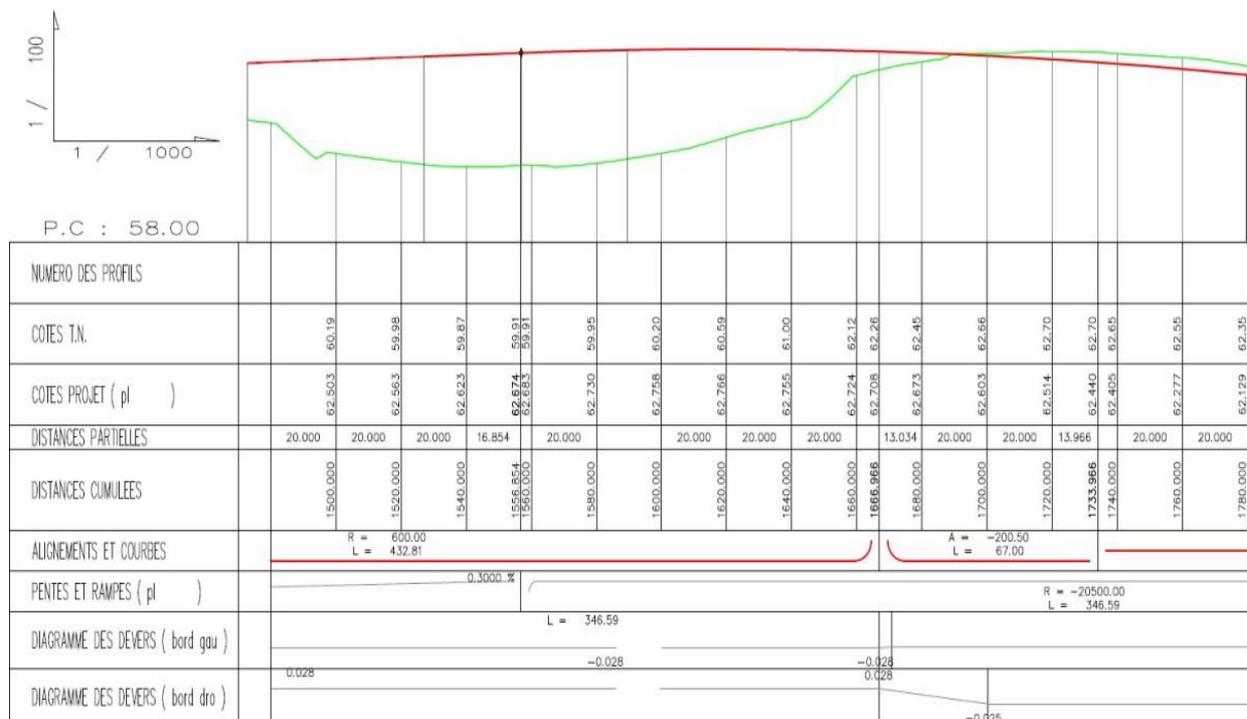


Figure I.17 : Profil en long

### 1.1.3.2. Écoulement des eaux

La stagnation des eaux sur une chaussée est préjudiciable à sa conservation. Pour que les eaux puissent s'écouler jusqu'aux ouvrages d'évacuation, une pente minimum est nécessaire en profil en long. Il est recommandable d'éviter les pentes inférieures à 1 %. Si l'on était absolument obligé de construire une chaussée en palier, il faudrait lui donner un fort bombement et dégraser les accotements.

On peut aussi donner une pente transversale unique, en supprimant le méplat qu'entraîne sur l'axe le profil bombé classique.

### 1.1.3.3. Rampes

Sur les routes importantes parcourues par une circulation lourde, les rampes supérieures à 4 % doivent être évitées. Naturellement, il n'est pas toujours possible d'obtenir ce résultat en terrain accidenté. On s'efforcera au moins de ne pas atteindre 6 %, sauf sur les véritables routes de montagne : en fait la plupart des camions peuvent monter des côtes de 10 %, mais à très faible vitesse et au prix d'une consommation en carburant et d'une usure excessives.

## 1.2. CORPS DE CHAUSSEE [08]

La **chaussée**, au sens structural, est l'ensemble des couches de matériaux disposées pour supporter la circulation des véhicules sur le terrain préparé. La chaussée est dite **rigide** si elle comporte une dalle en béton de ciment ; elle est dite **souple** dans le cas contraire.

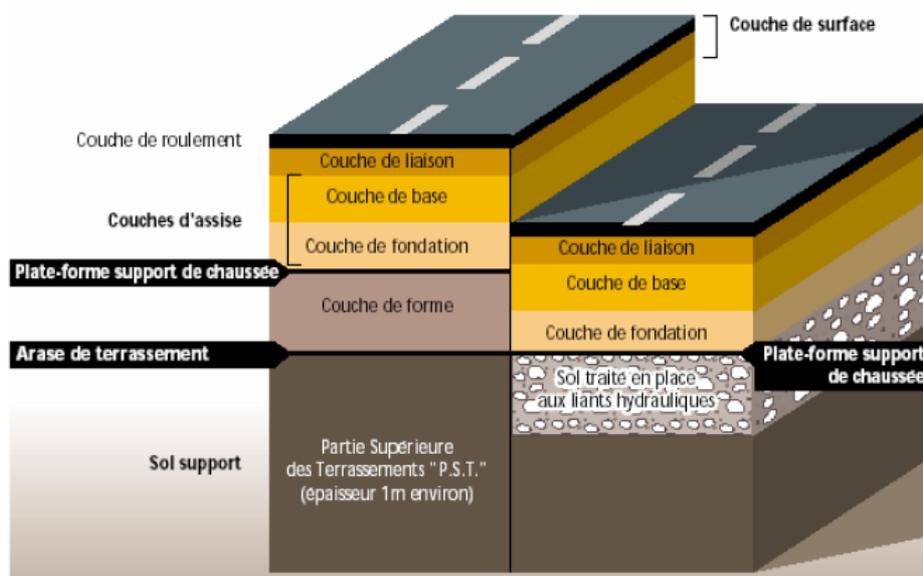


Figure I.18 : Corps de chaussée

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur la plate-forme support de chaussée, constituée du sol terrassé, dit sol support, le plus souvent surmonté d'une couche de forme.

### I.2.1. COUCHE DE FORME

Dans certains cas (par exemple remblais en sol gonflant ou déblais en sol de faible portance), on peut avoir intérêt à remplacer sur une certaine épaisseur le sol naturel, par un meilleur sol sélectionné à cet effet, soit choisi parmi les sols rencontrés dans les terrassements, soit même prélevé dans des emprunts situés à faible distance du chantier. On constitue ainsi **une couche de forme** qui ne fait pas partie de la chaussée. La chaussée est alors édifiée sur la couche de forme. Elle peut être **encaissée** ou **dérasée** et a plusieurs fonctions.

- ✓ Pendant les travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier.

- ✓ Elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

### I.2.2. COUCHES D'ASSISE

L'assise de chaussée est généralement constitué de deux couches, la couche de fondation ; surmontée de la couche de base. Ces couches, en matériaux élaborés, le plus souvent liés (bitume, liants hydrauliques), pour les forts trafics, ont pour rôle essentiel de résister aux charges verticales induites par le trafic et de transmettre convenablement les pressions qui en résultent sur le terrain naturel afin de maintenir les déformations à ce niveau, dans les limites admissibles. La couche de base doit être traitée avec plus de soin que la couche de fondation puisque c'est elle qui, d'abord, est soumise aux charges verticales.

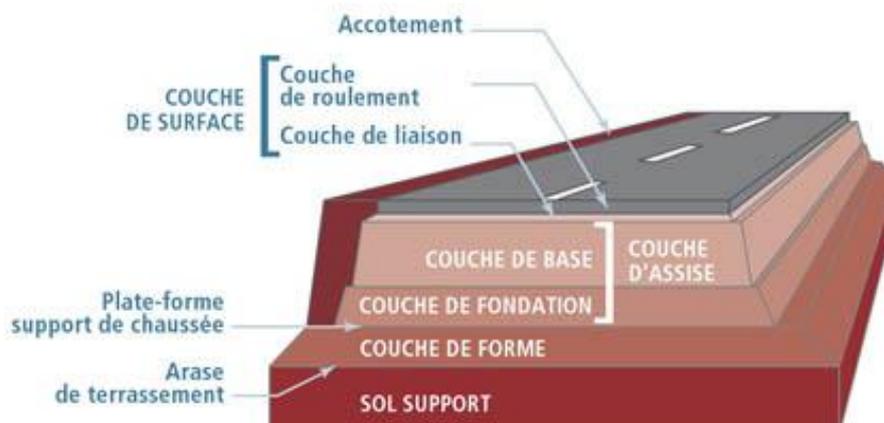


Figure I.19 : Couches d'assise

### I.2.3. COUCHE DE SURFACE

La couche de surface, a pour principal rôle, en plus d'assurer une fermeture étanche de la chaussée, d'absorber les efforts horizontaux tangentiels et de transmettre les charges verticales. Cette couche de surface peut être simple ou multiple ; dans ce dernier cas, la couche en contact direct avec les roues est dite couche de roulement, les autres couches, situées en dessous, s'appelant couches de liaison.

Dans le cas des chaussées en béton de ciment, la dalle, qui repose sur la couche de fondation, joue simultanément le rôle de couche de surface et celui de couche de base.



**Figure I.20 :** Chaussée en béton de ciment

La qualité d'usage de la chaussée dépend pour une large part, des caractéristiques de surface de la couche de roulement, donc de sa nature et de son état. Cette couche contribue en outre à la pérennité de la chaussée, entre autres par l'étanchéité qu'elle apporte.

Cet ensemble de fonctions fait que le choix de la couche de surface doit être issu de la prise en considération de plusieurs objectifs qu'on peut ranger en quatre groupes :

- La sécurité et le confort des usagers, en relation avec les caractéristiques de surface.
- Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels de déverglaçage.
- L'impact sur l'environnement, avec notamment la recherche d'une réduction des bruits de roulement.
- La possibilité de régénération des caractéristiques de surface.

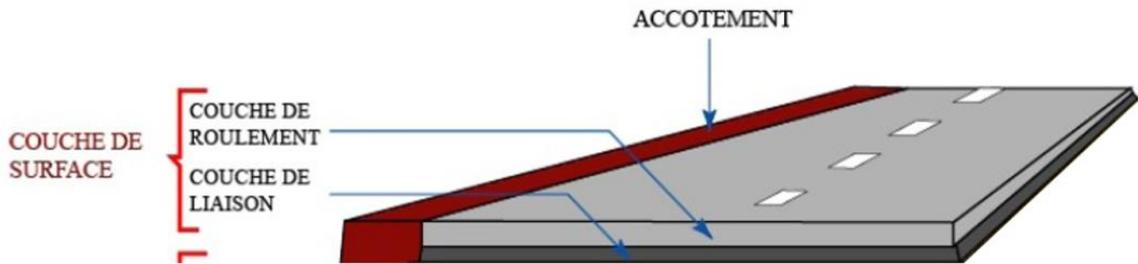


Figure I.21 : Couche de surface

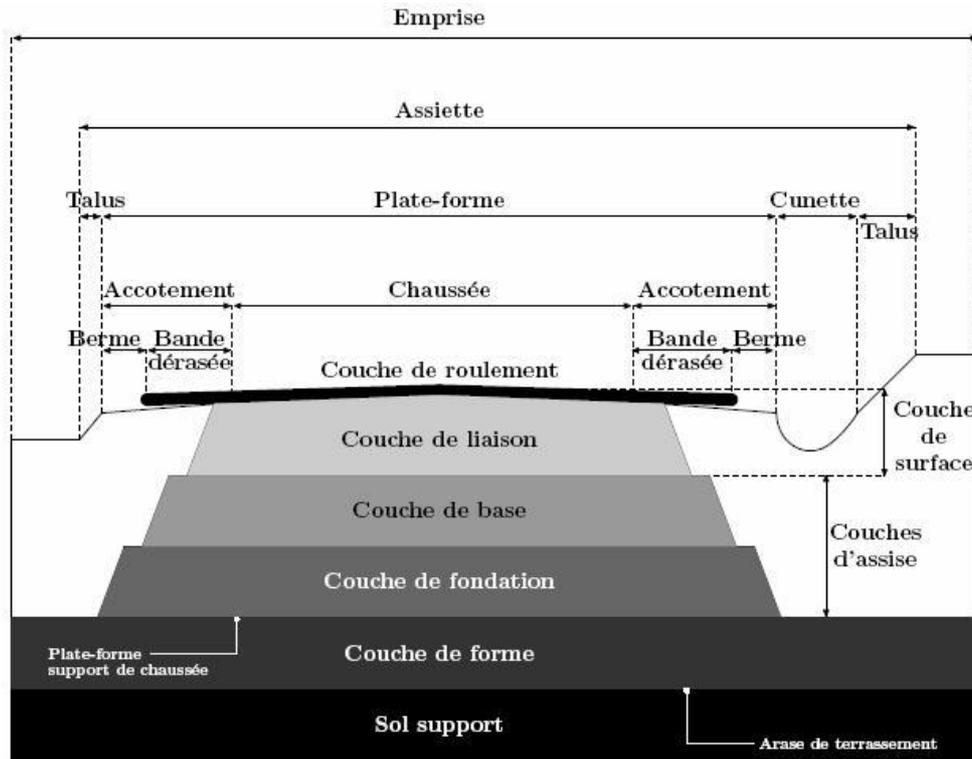


Figure I.22 : Profil en travers avec toutes ses composantes

### I.2.4. CHAUSSEE SOUPLE

Une chaussée souple est protégée, en surface, par un matériau préparé avec un liant hydrocarboné. En partant de haut pour aboutir au terrain naturel, la structure d'une telle chaussée comporte différentes couches.

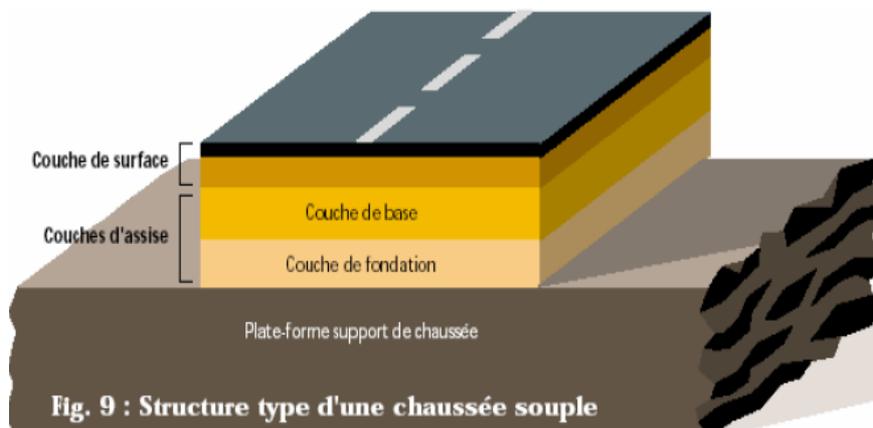


Figure I.23 : Chaussée souple

Fig. 9 : Structure type d'une chaussée souple

## I.2.5. CHAUSSEE RIGIDE

La structure d'une chaussée rigide est beaucoup plus simple que celle d'une chaussée souple. Elle comprend :

- Une couche de surface rigide ;
- Une couche de fondation, qui repose sur le sol naturel.

La couche de surface, constituée d'une dalle en béton, a pour objet d'absorber les efforts tangentiels horizontaux, mais aussi de transmettre, en les répartissant, les charges verticales à la couche de fondation.

La couche de fondation poursuit la transmission et la répartition des charges verticales au sol naturel ; mais son rôle principal est d'établir un contact continu et durable avec la dalle de béton, de façon que celle-ci repose également sur toute sa surface.

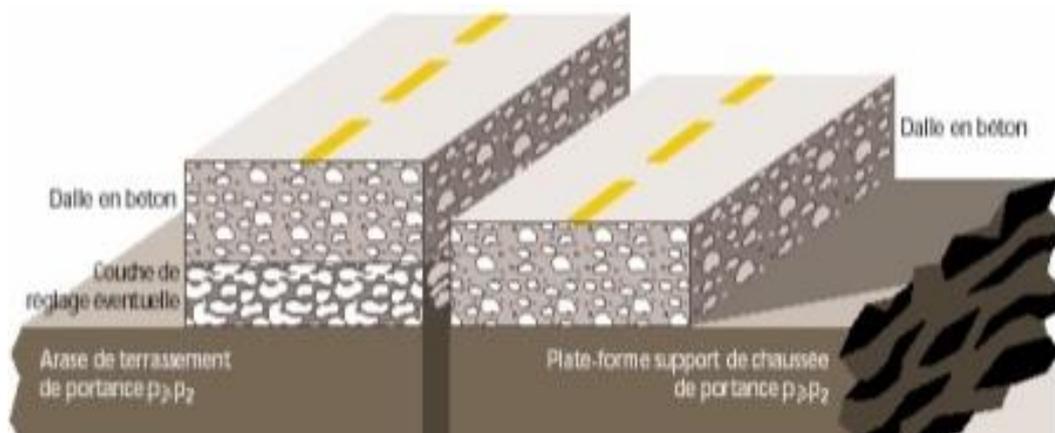


Figure I.24 : Chaussée rigide

## I.3. MISE EN PLACE ET CONTROLE DES REMBLAIS [09] à [12]

### I.3.1. MOYENS DE MISE EN ŒUVRE

Les matériaux granulaires (les granulats et les sols) doivent être étendus en couches de faible épaisseur et compactés jusqu'à l'obtention de la compacité désirée.

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au matériau granulaire pour réduire ses vides et ainsi accroître sa masse volumique. Sur le chantier, on applique cette énergie par pression statique, pression statique et vibration, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au matériau granulaire varie en fonction du nombre de passes du compacteur et de sa masse.

On choisit le type de compacteur en fonction de la nature de la couche de matériau granulaire à compacter et de l'ampleur des travaux.

### ***1.3.1.1. Les rouleaux à jantes lisses***

Les rouleaux à jantes lisses peuvent être équipés de un à trois cylindres lisses en acier. Comme leur surface de contact avec le matériau granulaire est très importante, la pression transférée est plutôt faible malgré leur poids élevé (elle peut atteindre 400 kPa).

On utilise principalement les rouleaux à jantes lisses pour compacter les revêtements bitumineux. Malgré leur faible performance, on les emploie parfois pour compacter les matériaux granulaires tels que la pierre concassée, les graviers et les sables grossiers ou moyens. Pour obtenir des résultats appréciables sur ces matériaux granulaires, on doit limiter l'épaisseur des couches entre 150 et 250 mm.

### ***1.3.1.2. Les rouleaux vibrants***

Les rouleaux vibrants sont constitués d'un cylindre d'acier lisse accouplé à un vibreur. Ces compacteurs sont très efficaces avec les pierres concassées, les graviers et les sables. Ils peuvent fournir jusqu'à deux fois plus d'énergie de compactage que les rouleaux à jantes lisses. Les couches doivent avoir une épaisseur de 150 à 300 mm.

Les rouleaux vibrants sont employés surtout pour compacter les fondations et les sous-fondations de routes.



**Figure I.25 : Rouleau vibrant**

### ***1.3.1.3. Les rouleaux à pneus***

Les rouleaux à pneus peuvent compter une ou plusieurs rangées de quatre à six pneus assez rapprochés.

Ce sont les plus polyvalents des compacteurs, car ils servent autant sur les emprunts de pierres concassées, de gravier et de sable que sur les sols argileux. Cependant, les rouleaux à pneus ne permettent pas de fusionner deux couches de sol argileux.



**Figure I.26 :** Rouleau à pneus

### ***1.3.1.4. Les rouleaux à pieds de mouton***

Les rouleaux à pieds de mouton sont constitués d'un cylindre d'acier qui présente un grand nombre de saillies ou de crampons pouvant atteindre 250 mm de hauteur. La pression de contact d'un pied avec le sol varie de 1 400 kPa à 7 000 kPa.

Les rouleaux à pieds de mouton sont les appareils les plus utilisés pour compacter les sols argileux, car ce sont les plus efficaces. Ils ne peuvent cependant pas servir au compactage des autres types de matériaux granulaires.

Au début du compactage, à la première passe, les pieds pétrissent la couche superficielle de sol et s'enfoncent jusqu'à la couche sous-jacente, fusionnant ces deux couches et augmentant par le fait même la stabilité du remblai ou de l'ouvrage. Par la suite, les passages se succèdent jusqu'à ce que le compacteur roule sur ses pieds sans s'enfoncer : on considère alors que le compactage est terminé.



**Figure I.27 :** Rouleau à pieds de mouton

### **I.3.2. FACTEURS AGISSANT SUR LE COMPACTAGE**

Un certain nombre de facteurs peuvent avoir une influence considérable sur la qualité du compactage. Les plus importants sont la teneur en eau de la couche granulaire durant le compactage, le nombre de passes, l'épaisseur de la couche, le poids du compacteur et la vitesse à laquelle se fait le compactage.

#### ***I.3.2.1. La teneur en eau***

Pour que le compactage soit efficace, la teneur en eau du matériau granulaire doit se situer le plus près possible de la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor. Dans la plupart des cas, un écart de  $\pm 2\%$  de la teneur en eau optimale est acceptable.

Lorsque la teneur en eau sur le chantier est plus faible que la teneur en eau optimale, il faut plus d'énergie pour atteindre la compacité recherchée. On doit alors arroser la couche de matériau granulaire avant de la compacter.

Lorsqu'au contraire la teneur en eau est trop élevée, il est presque impossible d'atteindre la compacité exigée, car l'eau contenue dans les vides du matériau granulaire absorbe une grande partie de l'énergie de compactage. Pour diminuer la teneur en eau, on doit scarifier la surface de la couche de matériau granulaire de manière à accélérer l'évaporation de l'eau.

#### ***I.3.2.2. Le nombre de passes***

Le nombre de passes d'un compacteur est directement proportionnel à la quantité d'énergie qu'il applique au matériau granulaire : en augmentant le nombre de passes, on accroît l'énergie de compactage.

De façon générale, il faut de 3 à 8 passes pour compacter une couche de matériau granulaire de 300 mm d'épaisseur, mais ce nombre peut facilement atteindre 12 en fonction du type de matériau granulaire, de la teneur en eau et de la masse du compacteur. Si la compacité voulue n'est pas atteinte après 12 passes dans des conditions optimales d'humidité, on conclut que les opérations de compactage n'ont pas atteint leur but et que le compacteur utilisé n'est probablement pas adéquat.

### ***1.3.2.3. L'épaisseur de la couche***

Pour que le compactage d'une couche de matériau granulaire soit efficace et que la compacité soit la plus uniforme possible, il faut limiter l'épaisseur de la couche. En principe, elle ne devrait pas dépasser 300 mm.

Toutefois, dans le cas des sables propres à granulométrie serrée, il est préférable d'augmenter l'épaisseur de la couche (600 mm), car ces matériaux sont très perméables et ont tendance, lorsqu'ils s'assèchent, à perdre facilement leur compacité sous le passage répété de véhicules. Il faut également prévoir des couches plus épaisses lorsque le sol sous les couches de remblayage est trop faible et déformable.

Le compactage par couches de faible épaisseur présente deux grands avantages :

- Il permet, lors du compactage d'une couche de matériau granulaire, de compacter à nouveau la partie supérieure de la couche sous-jacente. Il est en effet bien connu qu'après un compactage, la partie supérieure de la couche compactée est généralement moins compacte que sa partie inférieure.
- Il facilite la réalisation des essais de vérification sur le chantier, ce qui améliore le contrôle de la qualité du compactage.

Plus le compacteur est lourd, plus on peut augmenter l'épaisseur de la couche de matériau granulaire. Lorsqu'on utilise des rouleaux vibrants sur la pierre concassée, les graviers et les sables, la couche peut avoir jusqu'à 600 mm d'épaisseur.

### ***1.3.2.4. La masse des compacteurs***

On sait que l'efficacité d'un compacteur dépend en partie de son poids : plus un compacteur est lourd, moins il faut de passes pour produire la compacité désirée. On peut déduire qu'il est avantageux de charger l'appareil au maximum.

Il faut néanmoins agir prudemment avec les compacteurs très lourds, car leurs passages sur le matériau granulaire peuvent causer un surcompactage qui entraîne parfois la rupture des couches inférieures, lorsque leur compacité maximale a été atteinte. Il peut également briser les particules de gravier et de sable, augmentant ainsi la quantité de particules fines ; le matériau devient alors plus capillaire et, par conséquent, plus gélif.

### ***1.3.2.5. La vitesse des compacteurs***

Pour que l'énergie de compactage se transmette au matériau granulaire le plus adéquatement possible, on doit limiter la vitesse de la plupart des compacteurs à environ 8 km/h. Dans le cas des compacteurs à vibrations, la vitesse optimale devrait se situer autour de 5 km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche. Si le compacteur avance trop vite, il faudra davantage de passes pour atteindre la compacité désirée.

## **1.3.3. CONTROLE DU COMPACTAGE**

Les essais de contrôle du compactage réalisés sur le chantier permettent de déterminer la masse volumique sèche et la teneur en eau d'une couche de matériau granulaire qui a été compactée. En comparant ces résultats avec ceux de l'essai Proctor ou à la planche de référence, on peut établir le degré de compacité.

On peut ainsi vérifier la qualité des travaux de compactage et les accepter ou les refuser, à la lumière des directives contenues dans le cahier des charges.

$$\text{Degré de compacité} = \frac{\text{Masse volumique sèche du chantier}}{\text{Masse volumique sèche Proctor}} \times 100$$

### ***1.3.3.1. l'essai au nucléodensimètre***

L'essai au nucléodensimètre, est l'essai le plus fréquemment pratiqué de nos jours, car il s'effectue rapidement et ne nécessite pas l'arrêt des travaux sur le chantier. Le nucléodensimètre est toutefois un appareil sensible fonctionnant à partir de sources radioactives, et sa régularité dépend du rayonnement émis, de la qualité de l'étalonnage et des conditions rencontrées sur le terrain.

Le nucléodensimètre est un appareil relativement précis à l'aide duquel on peut rapidement déterminer la masse volumique du matériau granulaire sur le chantier ainsi que sa teneur en eau. On l'emploie aussi pour vérifier la masse volumique du béton et des revêtements bitumineux.

Ils comportent une base blindée abritant des détecteurs de rayonnement radioactifs et deux sources radioactives logées dans une tige-source.

La première source émet un rayonnement gamma qui permet de mesurer la masse volumique du matériau granulaire. Lorsque le nucléodensimètre est placé sur une surface plane et que sa tige-source est enfoncée dans un avant-trou, les rayons gamma émis traversent le matériau granulaire jusqu'au détecteur ou ils sont comptés. Plus la couche est compacte, plus les rayons sont absorbés, et moins le détecteur compte de rayons gamma. À l'inverse, plus le sol est lâche, plus les rayons le traversent facilement.



**Figure I.28 :** Nucléodensimètre

La mesure de la teneur en eau repose sur la décélération des neutrons rapides émis par la seconde source. Ces neutrons sont surtout ralentis et réfléchis par les atomes d'hydrogène contenus dans l'eau.

Bien qu'il contienne une faible quantité de matières radioactives, le nucléodensimètre demeure un appareil sécuritaire tant et aussi longtemps que certaines règles élémentaires de sécurité en matière de radiation sont respectées.

### ***1.3.3.2. La fréquence et la localisation des essais sur le chantier***

Afin de contrôler adéquatement la qualité des opérations de compactage, on doit procéder régulièrement à des essais de vérification sur le chantier. Dans le cas de construction routière, Il est recommandé de faire au moins un essai à tous les 5 000 m<sup>2</sup> en terrain naturel et dans l'infrastructure et à tous les 2 500 m<sup>2</sup> dans les sous-fondations et les fondations des routes. Lorsqu'il s'agit de remblais, on exige qu'il y ait au moins un essai à tous les 1500 m<sup>3</sup> de sol utilisé.

Généralement, on choisit l'emplacement des essais de compactage au hasard, soit en se fiant à son jugement, soit à l'aide d'une table de valeurs aléatoires. L'avantage de cette dernière est qu'elle élimine toute intervention subjective de l'opérateur.

### ***1.3.3.3. Les compacités recommandées sur le chantier***

Le compactage vise principalement à stabiliser les sols et à en augmenter la capacité à porter des charges. Pour s'assurer d'atteindre cet objectif, on vérifie la qualité des opérations de compactage sur le terrain en utilisant comme critère de contrôle le degré de compacité.

Le degré de compacité recommandé est habituellement spécifié dans le cahier des charges; sa valeur dépend de la nature des ouvrages. En construction routière, le degré de compacité recommandé est de 98 % de l'essai Proctor Modifié pour la fondation d'une route et de 90 % pour le terrain naturel et la sous-fondation. Le degré de compacité des pierres concassées, graviers et sables dans leur état le plus lâche est d'environ 80 %.

### ***1.3.3.4. L'essai Proctor***

L'essai Proctor (**Normal ou Modifié**) consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un matériau granulaire disposé en **3 ou 5 couches** dans un moule de volume connu. Chaque couche est compactée avec un marteau de **2,49 ou 4,54 kg** tombant à 25 ou 26 reprises d'une hauteur de chute de **305 ou 457 mm**. On répète l'essai à plusieurs reprises en faisant varier la teneur en eau du matériau.

On porte chaque mesure de la masse volumique du matériau granulaire sec sur un graphique en fonction de la teneur en eau correspondante, ce qui permet de tracer une courbe de compactage. À partir de cette courbe, on détermine la masse volumique sèche maximale du matériau et sa teneur en eau optimale.

L'essai Proctor Normal est réalisé pour obtenir une résistance relativement faible, du type remblai non ou peu chargé. L'essai Proctor Modifié, pour une forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

## **II. MOUVEMENTS DE TERRAIN**

### **II.1. INTRODUCTION**

Les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. Ils engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Chaque année, les mouvements de terrain provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers.

Chaque année l'ensemble des dommages occasionnés par des mouvements de terrain d'importance et de type très divers (glissements de terrain, éboulements, effondrements, coulées de boue...), ont des conséquences humaines et socio-économiques considérables. Les coûts consécutifs à ces dommages s'avèrent très élevés et les solutions sont encore trop souvent apportées au coup par coup.

La nature même des mécanismes des phénomènes à étudier, leur diversité, leur dispersion dans l'espace et dans le temps, les conditions de leur occurrence forment un ensemble de facteurs qui rendent complexe une analyse dans sa globalité. L'approche visant à établir une planification préventive des risques permet une meilleure protection des personnes et des biens.

### **II.2. DEFINITION DU MOUVEMENT DE TERRAIN**

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassment, vibration déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.)

## II.3. TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : **Les mouvements lents et les mouvements rapides**. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont socioéconomiques ou d'intérêt public. [13]

### II.3.1. LES MOUVEMENTS RAPIDES ET DISCONTINUS

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale. [14]

#### II.3.1.1. Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. [15]

#### II.3.1.2. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

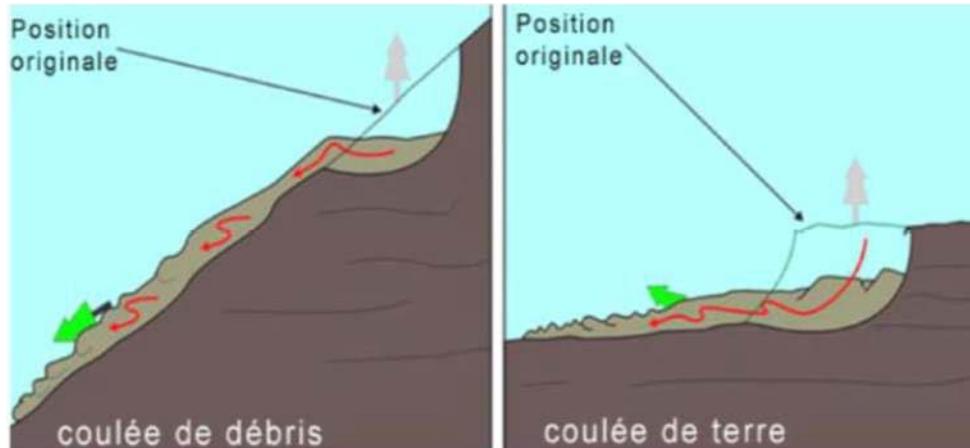
L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume  $< 1 \text{ dm}^3$ ), des chutes de blocs (volume  $> 1 \text{ dm}^3$ ), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de  $\text{m}^3$ ). [14]



Figure 1.29 : Eboulement

### II.3.1.3. Les coulées de boues et laves torrentielles

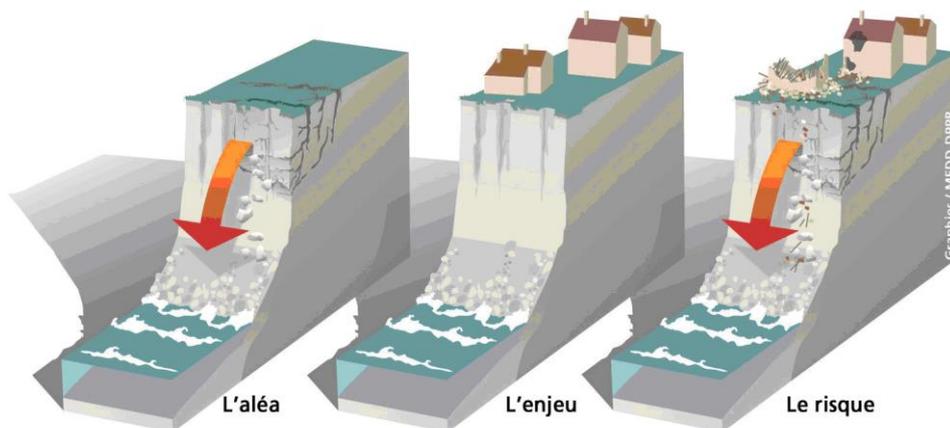
Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. [16]



**Figure 1.30** : Coulées de boue et lave torrentielle

### II.3.1.4. Erosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses. [14]



**Figure 1.31** : Erosion littorale

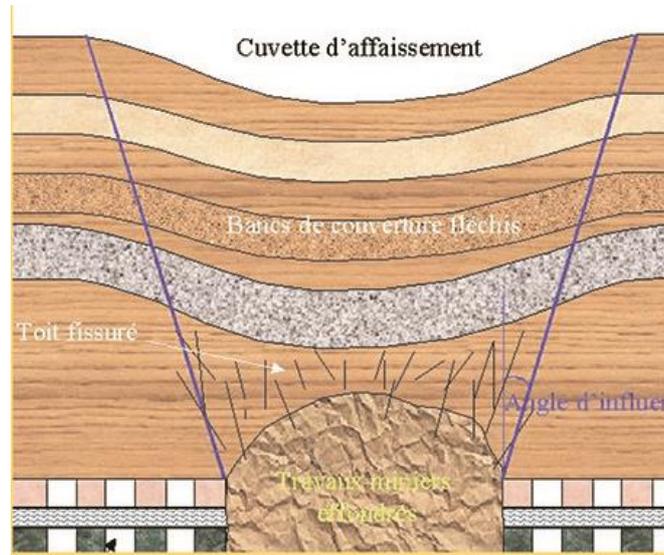
## II.3.2. LES MOUVEMENTS LENTS ET CONTINUS

Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait- gonflement. Ils touchent principalement les constructions.

Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose. [17]

### II.3.2.1. L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes.

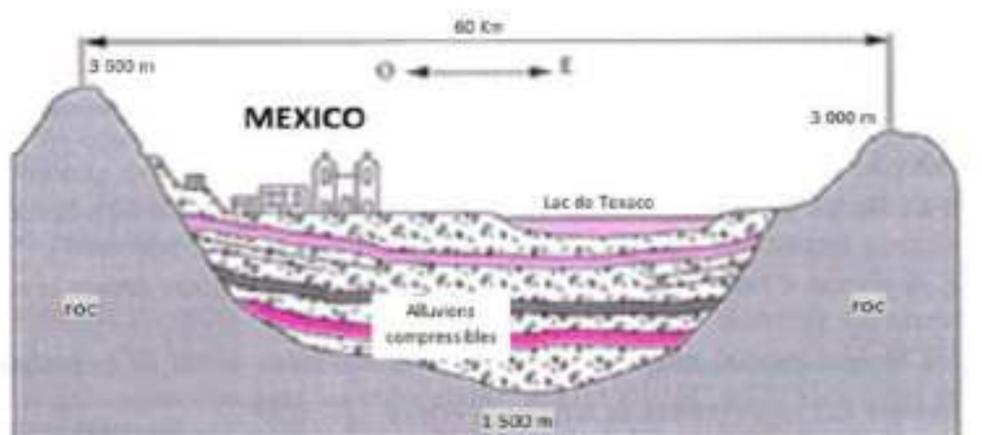


**Figure 1.32 : Affaissement**

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres. [14]

### II.3.2.2. Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe). [18]



**Figure 1.33 : Tassement**

### II.3.2.3. Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. [14]

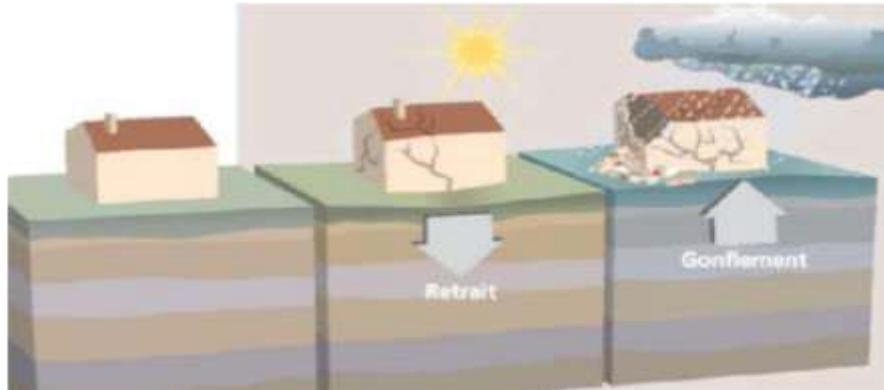


Figure 1.34 : Retrait et Gonflement

### II.3.2.4. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. [17]

### II.3.2.5. Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau. [17]

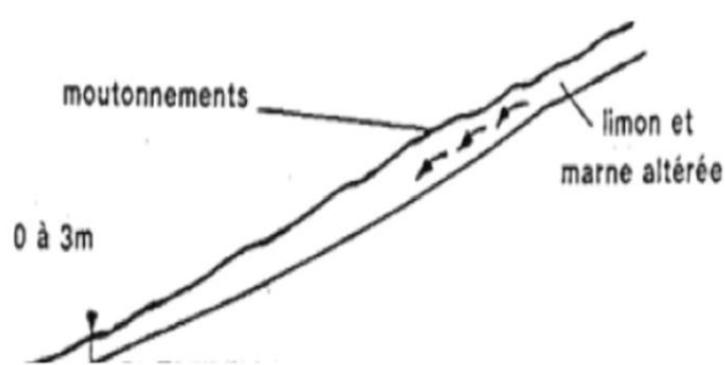


Figure 1.35 : Solifluxion

### II.3.2.6. Le glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an. Ils se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. [19]

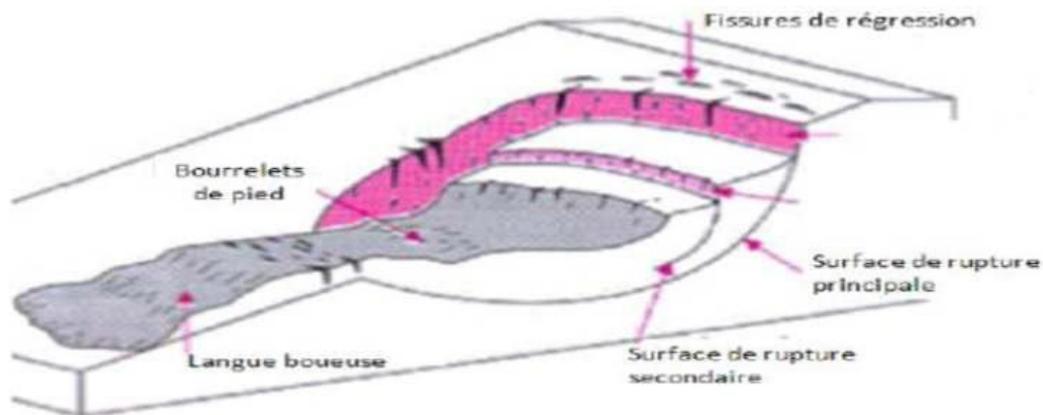


Figure 1.36 : Glissement

#### 1/ Différents types de glissement

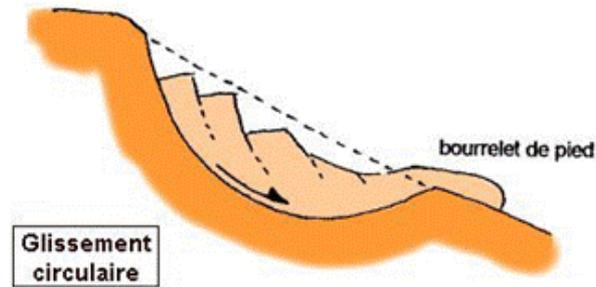
Le glissement plan : C'est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes). [20]



Figure 1.37 : Glissement plan

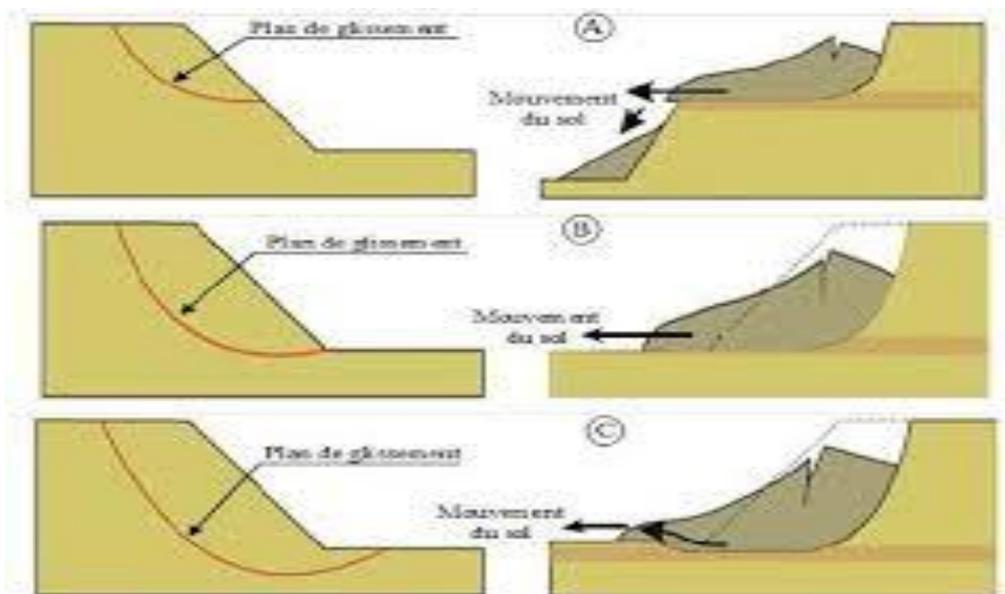
Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

Le glissement circulaire ou rotationnel : Dans ce cas de mouvement, la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. [20]



**Figure 1.38** : Glissement circulaire

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus. Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.



**Figure 1.39** : Glissement rotationnel

Le glissement quelconque (aléatoire) : Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement

de translation et se développement dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. [21]

## **2/ Classification des glissements de terrain**

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

<b>GLISSEMENT</b>	<b>VITESSE DE GLISSEMENT</b>
Substabilité , très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

**Tableau 1.1** : Classification des glissements

## **3/ Principales causes des mouvements de terrains en pentes**

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, telle que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais.

Une bonne partie des instabilités de terrains (40 %) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement. [14]



**Figure 1.40** : Glissement d'une chaussée

## II.4. CONCLUSION

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre exploitation de documents sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements.

Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles telles le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,...etc. où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de construction peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

## CHAPITRE 2

DONNEES GENERALES  
SUR LE PROJET

---

# DONNEES GENERALES SUR LE PROJET

## I. SITUATION ET CONTEXTE DU PROJET [14]

La nouvelle liaison routière reliant RAS-EL-HAMRA (ANNABA) à OUED BEGRAT (SERAIDI), se situe au piedmont du massif forestier de l'EDOUGH, le long du littoral nord de la ville d'ANNABA.



**Figure II.01** : Situation du projet

La zone du projet présente à plus d'un titre les atouts nécessaires à l'aménagement d'une route touristique et de loisirs.

L'OUED BEGRAT est une ZET (zone d'extension touristique) en attente d'investissement et d'aménagement, dès lors que son étude est prête. Cette ZET, autant que celles de la Corniche et de CHETAIBI, sont les principaux atouts sur lesquels repose la stratégie de revalorisation du tourisme dans la wilaya d'ANNABA.

Pour la ZET d'OUED BEGRAT, il est question, à court et à moyen terme, d'y réaliser deux hôtels classés, d'une capacité d'accueil cumulée de 750 lits et 5 ensembles de résidences haut standing d'une capacité de 696 lits.

**Figure II.02** : Plage de RAS-EL-HAMRA**Figure II.03** : Plage d'OUED BEGRAT

Des projets de mise en place de trois autres ensembles résidentiels, d'une capacité de 1 074 lits, de 2 zones de commerce, de zones de détente et divers parkings, seront proposés à l'investissement au niveau de la même ZET. C'est aussi la raison pour laquelle cette liaison routière est importante.

## II. RESEAU ROUTIER ACTUEL [14]

La plage d'OUED BEGRAT est actuellement accessible à partir du chef-lieu de la commune de SERAIDI ou bien au moyen d'un chemin revêtu à partir du CW15. Les deux dessertes, se caractérisent par une sinuosité très forte (des courbes en lacet) et des déclivités qui dépassent dans la plupart du tracé les 10 %.

La route actuelle est composée d'une chaussée de 5 m de large et des accotements allant de 0,5 à 2 m de largeur.

**Figure II.04** : Relief et nature des terrains d'emprise

La nouvelle liaison routière RAS-EL-HAMRA - OUED BEGRAT s'installera sur des terrains montagneux d'une couverture végétale moyennement dense et diversifiée. Le relief étant accidenté, ajouté à cela la présence d'eau dans le sol (la zone regorge de fontaines et de sources d'eau naturelles), ce qui a favorisé l'instabilité de ces versants. Des signes d'instabilité et de glissements ont été constatés sur les routes existantes.



**Figure II.05 :** Nature montagneuse des terrains d'emprise

### III. CONTRAINTES [14]

Mis à part quelques talwegs qui prennent naissance au sommet des crêtes de l'EDOUGH et se déversent droit dans la mer, les écoulements naturels seront franchis moyennant des ouvrages courants. Aucune autre contrainte artificielle (ligne électrique, conduite de gaz, téléphone ou autres) n'est relevée le long de la zone du projet.



**Figure II.06 :** La zone du projet est exempte de tout obstacle artificiel

## IV. GEOLOGIE GENERALE [14]

### IV.1. GEOGRAPHIE

La zone du Cap de Garde (Ras el Hamra), qui constitue la zone de la présente étude, se situe à l'Ouest de la ville d'Annaba, au pied du massif de l'EDOUGH.

Le massif de l'EDOUGH fait partie de l'Atlas Tellien, ou Tell, dont il constitue l'extrémité Nord-Est. Celui-ci s'étend entre le CAP DE GARDE (RAS EL HAMRA) à l'Est et le CAP DE FER à l'Ouest. Le sommet du massif est constitué par le mont BOUZIZI, culminant à 1 008 m.



Figure II.07 : Situation géographique de la zone d'étude

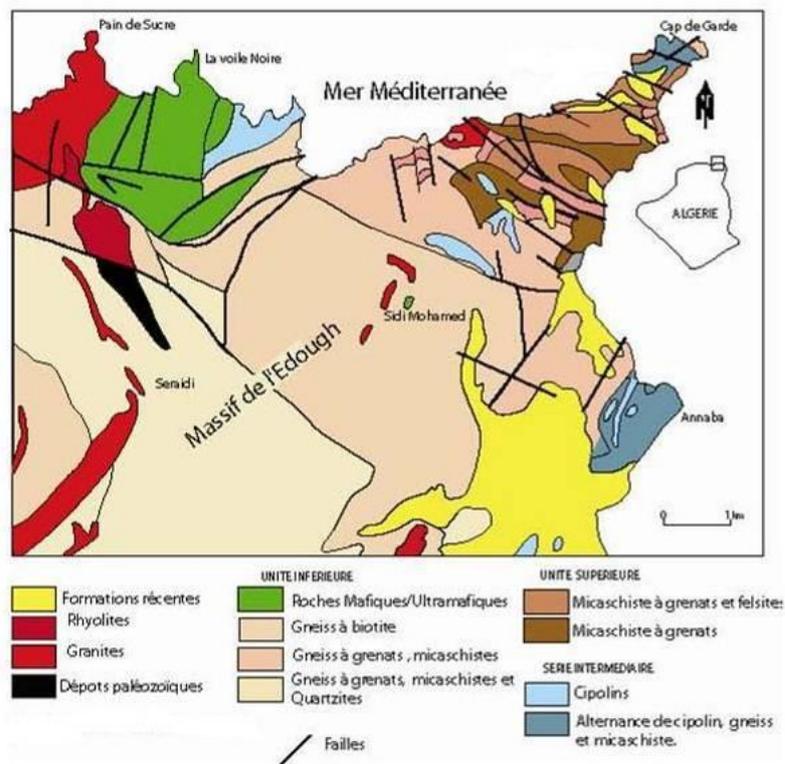
### IV.2. GEOLOGIE REGIONALE

La zone d'étude appartient à ce que l'on désigne comme le domaine interne des Maghrébides, qui est situé dans la partie méridionale du Tell septentrional.

L'Atlas tellien est une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène. Le Tell est constitué de reliefs modelés au cours du tertiaire par les mouvements alpins.

Le Nord de l'Algérie est un tronçon de la chaîne alpine des Maghrébides, constituant le segment africain de l'Ouest de la ceinture alpine méditerranéenne.

Le massif de l'EDOUGH constitue l'extrémité Est du corps cristallin des Maghrébides. Ce massif est un dôme asymétrique allongé NE-SO sur environ 50 km de long et 20 km de large. Il s'agit d'un socle métamorphique diversifié, recouvert de dépôts quaternaires et traversés par des roches volcaniques.



**Figure II.08 :** Carte géologique simplifiée du massif de l'EDOUGH

### IV.3. SERIE LITHO STRATIGRAPHIQUE

On y distingue principalement trois unités :

- La première unité dite « inférieure » est composée de gneiss œillet et de quelques horizons de micaschiste. Cette unité est représentée principalement par un ensemble de gneiss dit « série gneissique de base » dans lesquels sont intercalées des leptynites et des formations ultrabasiqes-basiqes. Cette série gneissique est surmontée par un ensemble de micaschistes et de marbres. La série gneissique de base forme le cœur de la structure anticlinal du massif de l'EDOUGH. Ces gneiss, tous composés de micas, de feldspaths et de quartz, ont subi un fort taux de fusion partielle ayant conduit à la formation de diatexites.
- Une formation dite « Série intermédiaire ». Cette série est constituée par une alternance de micaschistes et de bancs de marbres. Selon la composition minéralogique, il existe plusieurs types de micaschistes présentant des minéraux tels que: le grenat, l'andalousite, la muscovite, la staurotide...

- La troisième unité dite “supérieure” est constituée de micaschistes alumineux, de gneiss, et d’intercalations de quartzites. Cette unité est constituée d’une alternance de micaschistes alumineux, riches en grenats, micas, feldspaths, parfois en tourmaline et en graphite, et de bancs centimétriques à métriques de quartzites feldspathiques. Le complexe métamorphique et la couverture sédimentaire ont été recoupés durant le Miocène par des magmas de composition acide à intermédiaire avec la mise en place de roches volcaniques. Le massif de l’EDOUGH a subi un métamorphisme polycyclique ainsi qu’une intense activité tectonique.

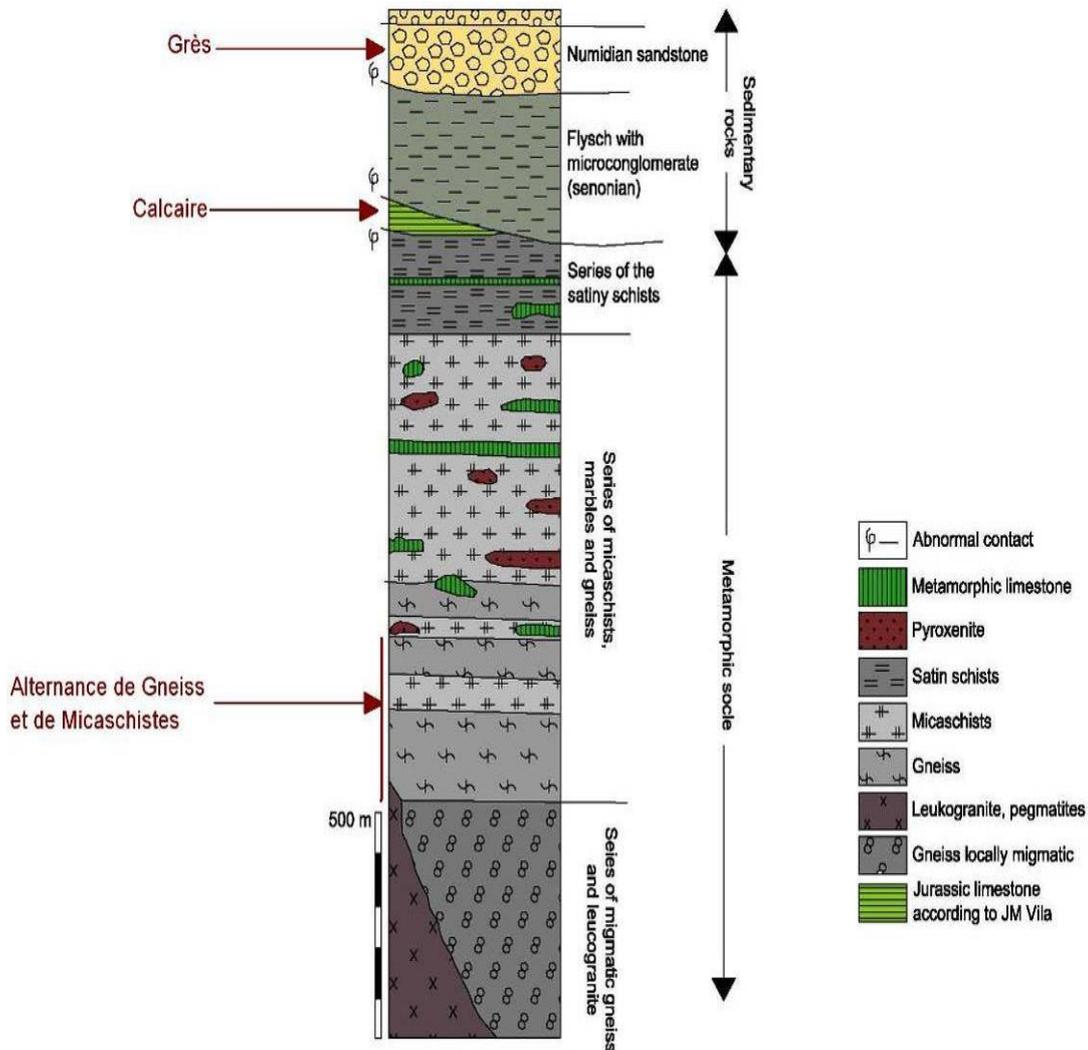
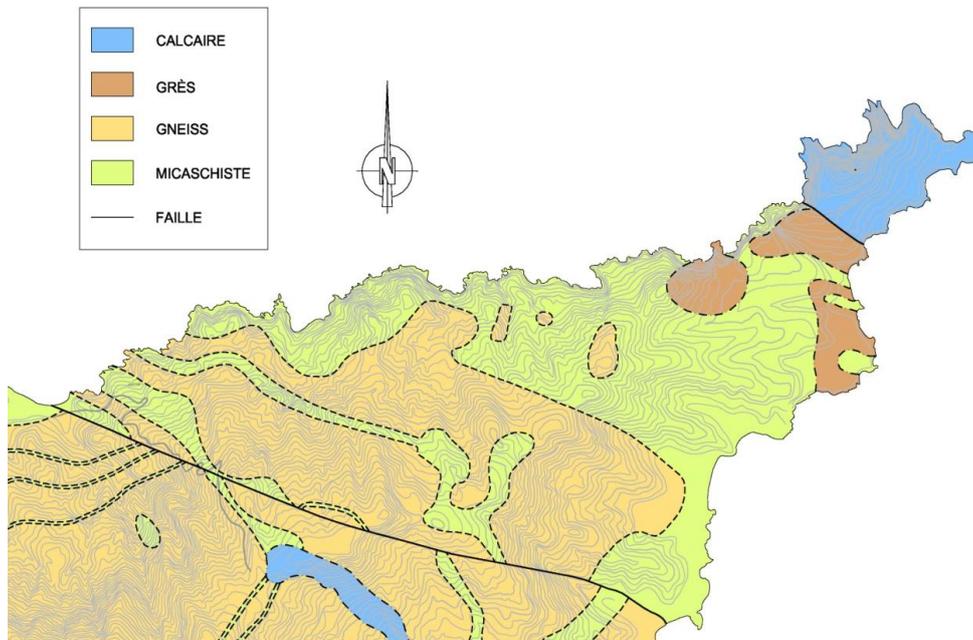


Figure II.09 : Colonne stratigraphique du massif de l'EDOUGH

#### IV.4. CARTE GEOLOGIQUE

La carte géologique a été réalisée à partir de l’information extraite de la Carte géologique détaillée publiée en 1905 par le Service géologique du Département de Constantine, des visites réalisées sur le terrain et des essais réalisés.



**Figure II.10 :** Carte géologique de la zone

(Basée sur la Carte géologique détaillée, publiée en 1905 par le Service géologique du Département de Constantine)

Sur cette carte géologique on retrouve les éléments décrits précédemment :

- La zone de l'étude est constituée en majeure partie de roches métamorphiques constituées par les Gneiss et les Micaschistes.
- Au niveau de l'extrémité du Cap de RAS-EL-HAMRA, on observe la présence de Calcaire et de zones gréseuses en contact discordant.
- Deux failles sont signalées, de direction NW-SE

## IV.5. GEOLOGIE DES TERRAINS TRAVERSEES

Le tracé de la nouvelle route traverse majoritairement des matériaux métamorphiques alternant Gneiss et Micaschistes. La haute activité tectonique existante dans la zone met en contact des matériaux d'origines diverses, expliquant par-là, la présence de Calcaires et de Grès en contact discordant.

### IV.5.1. Gneiss

Le gneiss est une roche métamorphique de grain moyen à grossier. Ces roches sont issues de roches sédimentaires ou de roches magmatiques et sont formées en profondeur, sous haute pression et haute température.



**Figure II.11 : Gneiss**

#### ***IV.5.2. Micaschistes***

Les schistes sont des roches métamorphiques issues de roches sédimentaires, de type argileuses et gréseuses. Il s'agit d'une roche métamorphique caractérisée par un feuilletage ou schistosité très marquée. Les micaschistes sont des schistes caractérisés par une présence abondante de muscovite, qui lui confère son aspect brillant.



**Figure II.12 : Micaschistes**

#### ***IV.5.3. Calcaires***

Le calcaire fait partie des matériaux rencontrés. C'est un matériau carbonique de couleur marron clair. Hautement soluble, il est affecté par un processus de dissolution, également désigné comme quartzification.



**Figure II.13 : Grotte calcaire, traduisant un niveau élevé de quartzification**

#### IV.5.4. Grès

Il s'agit d'une roche détritique poreuse dont les grains siliceux sont liés par un ciment siliceux ou calcaire. Les grès présentent un litage dont la direction est variable sur la zone du projet (sur la photographie, cette direction est subhorizontale). La variabilité de la direction de litage est due à la tectonique de la zone.



Figure II.14 : Grès

### V. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE [14]

La zone de l'étude, située au nord de la wilaya d'Annaba, se situe au niveau du bassin nommé «bassin hydrographique Constantinois - SEYBOUSE - MELLEGUE».

#### V.1. EAUX SUPERFICIELLES

Le bassin hydrographique Constantinois - SEYBOUSE - MELLEGUE est situé au niveau de la partie orientale de l'Algérie du Nord. Il recouvre une surface de 43.000 Km<sup>2</sup>. Il est délimité au Nord par la mer Méditerranée, à l'Ouest par le bassin Algérois-HODNA-SOUMMAM, à l'Est par la Tunisie, au Sud par le bassin du Sahara.

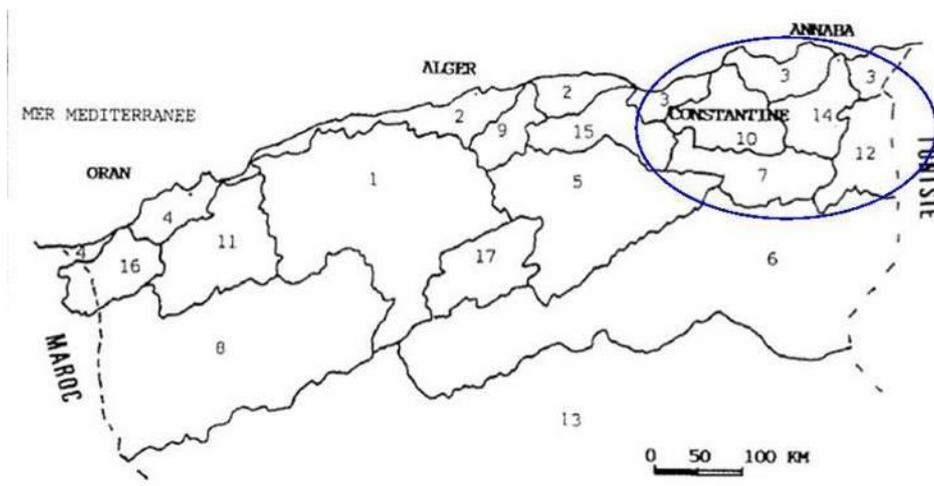


Figure II.15 : Bassins hydrographiques d'Algérie

Le bassin hydrographique englobe 14 wilayate : 9 en totalité (ANNABA, EL-TARF, SIKKDA, JIJEL, CONSTANTINE, GUELMA, SOUK-AHRAS, OUM-EL-HOUAGHI, et MILA), 5 partiellement (BATNA, BEJAIA, KHRNCHELA, SETIF et TEBESSA).

Le bassin hydrographique Constantinois - SEYBOUSE – MELLEGUE comporte cinq bassins principaux (05) :

- Côtiers Constantinois (03) ;
- KEBIR - RHUMEL (10) ;
- MEDJERDAH (12) ;
- SEYBOUSE (14), et H.P Constantine (7).



**Figure II.16 :** Bassin Hydrographique Constantinois – SEYBOUSE – MELLEGUE

Le bassin affecté par la route à l'étude est celui des Côtiers Constantinois (N° 03). Ce bassin est divisé en trois zones, à savoir : les Côtiers Constantinois Ouest, les Côtiers Constantinois Centre et les Côtiers Constantinois Est. Il s'étend sur une superficie de 11 511 km<sup>2</sup>, soit 26 % de la superficie totale du bassin hydrographique. Il est composé de 18 bassins.

La route projetée traverse la zone supérieure du bassin des Côtiers Constantinois Centre, d'une surface de 5.582 km<sup>2</sup> et composé de 9 sous-bassins. Le sous bassin concerné par notre projet parcourt toute la côte depuis le Cap de Garde jusqu'au Cap de Fer.



**Figure II.17 : Côtiers Constantinois Centre**

(Carte du Réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux, dressée par le Département des Eaux Superficielles. Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, ANRH)

Les oueds et les chaabets de ce sous bassin se jettent dans la mer Méditerranée par le versant septentrional de la presqu'île de l'EDOUGH. Il s'agit de fleuves à très faible débit et à court parcours, du fait qu'ils trouvent leur origine au Massif de l'EDOUGH, sur son versant littoral. Dans la plupart des cas, la présence d'eaux dans leurs lits est limitée aux époques pluvieuses.

Les principaux fleuves que nous trouvons sur la zone du projet sont l'OUED EL BAGRA, l'Oued FAHAMA (tous les deux se jetant dans la Plage DJENEN EL BEY) et l'OUED TEXA (qui débouche sur la zone de SIDI BRAHIM).



**Figure II.18 : Anse de SIDI BAGRA, embouchure de l'OUED BAGRA et FAHAMA**

## V.2. EAUX SOUTERRAINES

Le bassin hydrographique Constantinois – SEYBOUSE – MELLEGUE présente différentes nappes, dont celle affectée par le projet est la nappe de la Plaine d'Annaba, ayant de grandes potentialités (45 hm<sup>3</sup>). Elle occupe la position 11 sur les 38 nappes existantes dans le nord de l'Algérie. La nappe suivante la plus proche de cette dernière est la nappe de la Plaine de l'OUED KEBIR Ouest (15 hm<sup>3</sup>), qui n'est pas traversée par la route projetée.

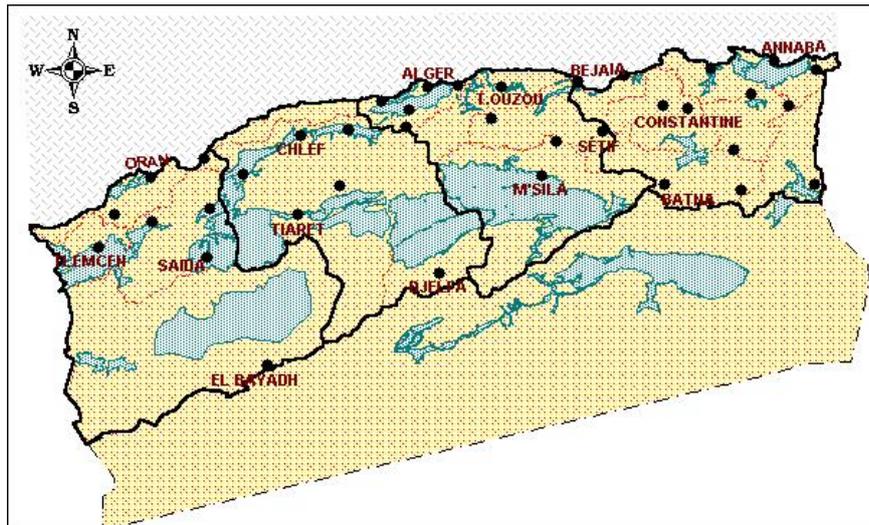


Figure II.19 : Nappes du Nord de l'Algérie

# CHAPITRE 3

Méthodes de calcul

# METHODES DE CALCUL

## I. STABILITE DES TALUS

### I.1. INTRODUCTION

La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines. L'étude d'une pente 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.

Dans ce chapitre, nous exposons quelques méthodes d'étude et de contrôle de la stabilité des pentes et le calcul de leurs facteurs de sécurité.

### I.2. COEFFICIENT DE SECURITE

#### I.2.1. DEFINITION

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité  $FS$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre. On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $FS$  inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, nous connaissons la surface exacte et nous cherchons à déterminer, pour  $FS = 1$ , les caractéristiques correspondantes.
- Soit, nous avons les caractéristiques et nous cherchons à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage, en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

## I.2.2. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE

En général, le rôle de coefficient de sécurité est lié au calcul de la stabilité des talus, puisqu'on est incapable de préciser les contraintes qui règnent effectivement dans le sol, on suppose, pour les besoins du calcul, que la rupture est critique, et, par suite, on introduit un coefficient de sécurité compatible avec la bonne tenue du talus. Le choix de coefficient de sécurité est lié à la connaissance de la nature du terrain, car le risque est plus grand dans le cas des terrains hétérogènes.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, ou d'autres grandeurs comme il est illustre dans le tableau suivant : [23]

DEFINITION	FORMULE
Rapport de contraintes	$FS = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$FS = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$FS = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeur	$FS = H / H_{\max}$

**Tableau III.01 :** Différents expressions pour le coefficient de sécurité [24]

La notion de coefficient de sécurité est mal définie, car si la ligne de glissement potentielle reste à l'état d'équilibre, il est difficile de préciser la magnitude des contraintes et, par conséquent, les efforts de cisaillement mobilisables [23]. L'expérience a montré que, s'il n'y a pas d'erreur grossière sur les hypothèses de calcul et les propriétés du sol :

- Les talus seront toujours stables si FS est supérieur à 2 ;
- Le glissement est pratiquement inévitable si FS est inférieur à 1,5 ;
- Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il y a risque de rupture, risque d'autant plus grand que FS diminue.
- Le tableau suivant donne les valeurs de FS à satisfaire en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

FS	ETAT DE L'OUVRAGE
< 1	Danger
1 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

**Tableau III.02 :** Valeurs de coefficient de sécurité FS en fonction de l'importance de l'ouvrage [24]

### I.2.3. FACTEURS INFLUENÇANT LA STABILITE DES TALUS

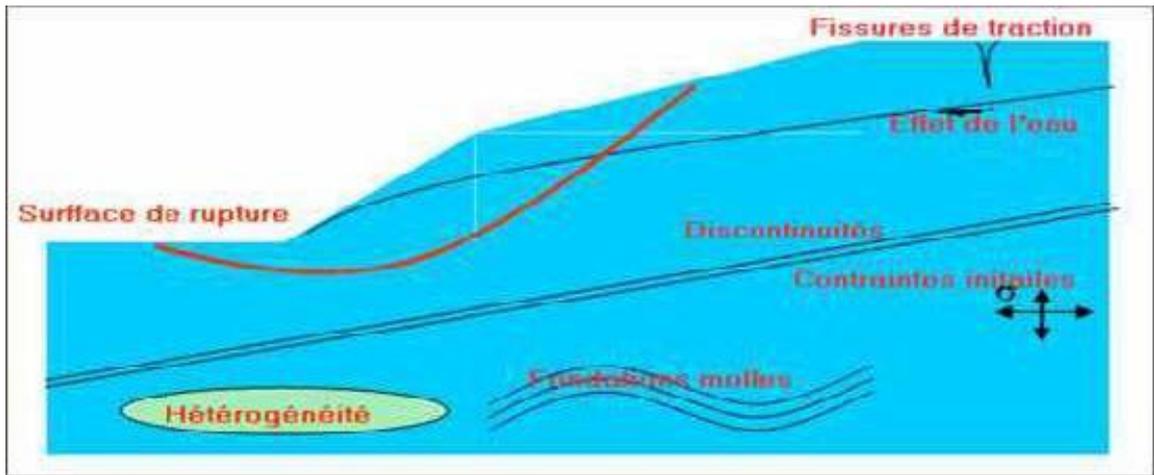


Figure III.01 : Facteurs influençant la stabilité des talus [25]

Le coefficient de sécurité est lié :

- à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient ;
- à l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée)
- aux propriétés du milieu ;
- à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

### I.3. METHODES DE CALCUL DE STABILITE DES PENTES

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture  $S$ , on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe. [26]

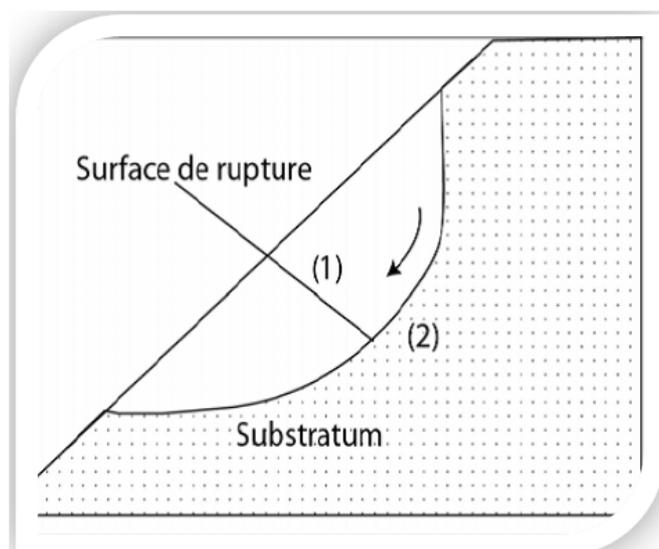


Figure III.02. Surface de rupture

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- Les méthodes des éléments finis ;
- Les méthodes des abaques.

### I.3.1. METHODE DES ELEMENTS FINIS

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numérique donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade de pré-rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité. [27]

### I.3.2. METHODES DES TRANCHES

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

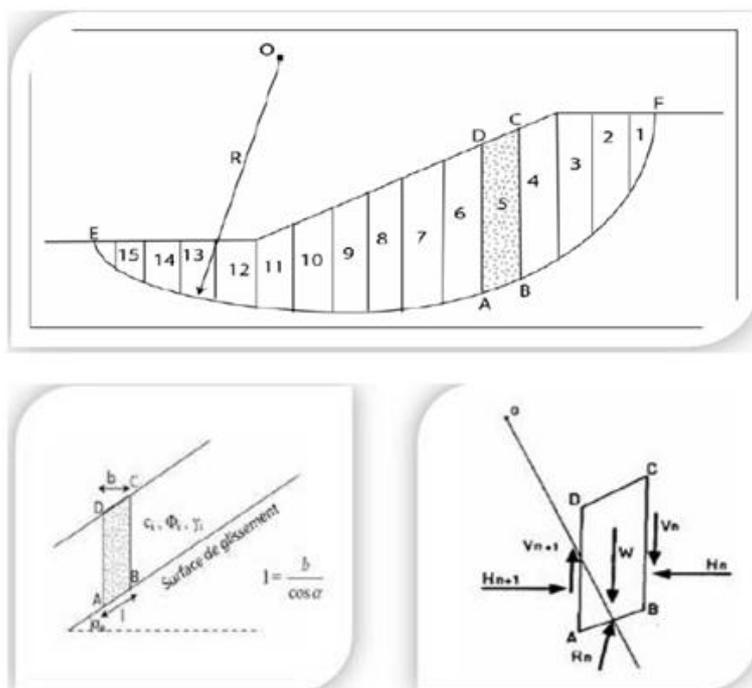


Figure III.03 : Découpage d'un talus en tranches et forces agissantes sur une tranche

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids  $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$  ;
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$  ;
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement), qui se décompose en une composante normale et tangentielle.

### 1.3.2.1 Méthode de FELLENIUS (1927)

#### Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales).

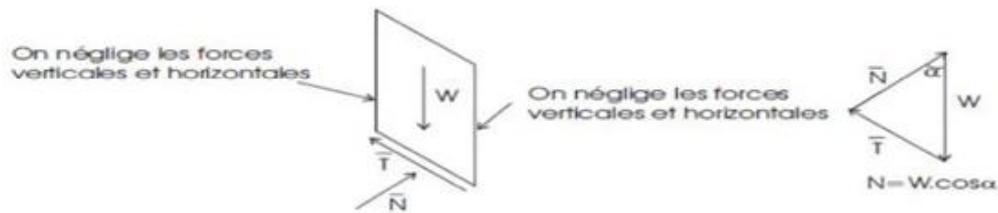


Figure III.04 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de FELLENIUS

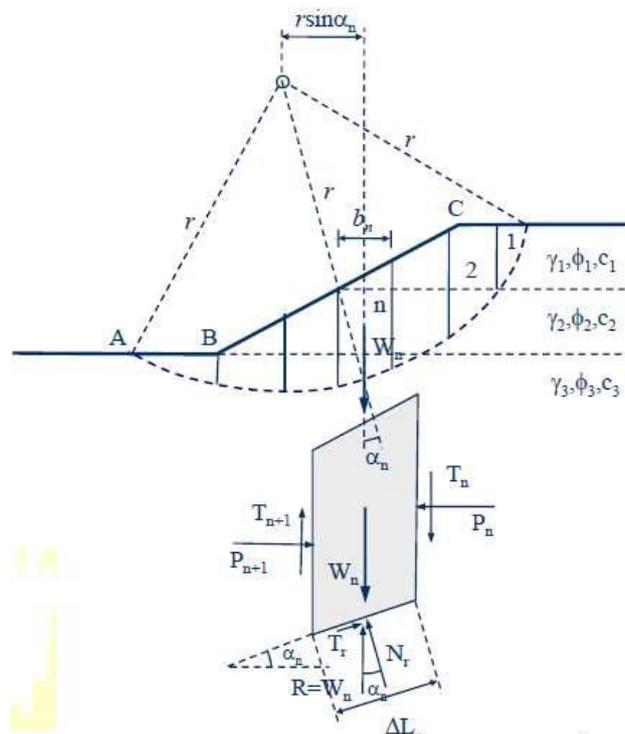


Figure III.05 : Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de FELLENIUS

Le coefficient de sécurité est défini par :

$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$

$C$  : la cohésion

$\phi$  : L'angle de frottement

### Remarque

La méthode de FELLENIUS est moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

### 1.3.2.2. Méthode de Bishop (1955)

Les composantes  $V_n$ ,  $V_{n+1}$ ,  $H_n$ ,  $H_{n+1}$  des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (**Figure 3.5**) et influencent la réaction  $R_n$ . En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité FS en tenant compte de ces sollicitations. [28]

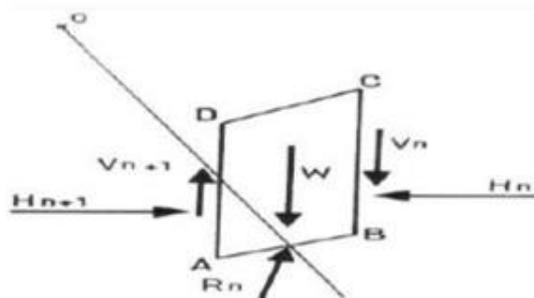
**Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :**

$$F_S = \frac{\sum \frac{c' b + (w - ub) \tan \phi}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \frac{\phi}{F})}}{\sum w \sin \alpha}$$

Pour déterminer FS, il faut :

- procéder par itérations successives, puisque FS figure membres de l'équation.
- définir FS Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limite par les cercles de glissement, déterminer FS est alors possible.

Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur. [29]



**Figure III.06 :** Forces agissant sur la tranche n

### 1.3.2.3. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

#### Hypothèses

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

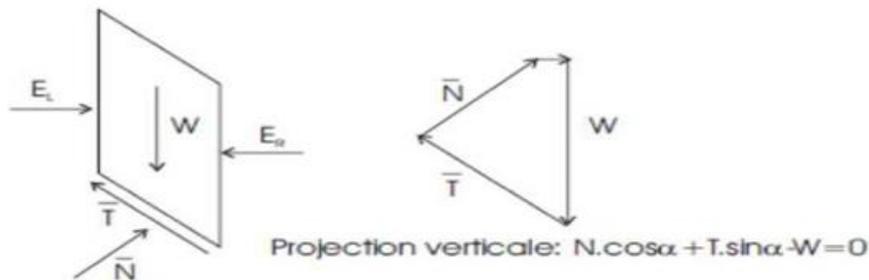


Figure III.07: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

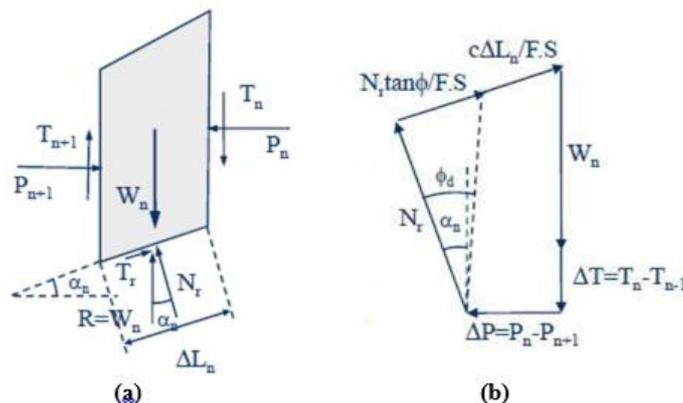


Figure III.08 : (a) : forces sur la n<sup>ème</sup> tranche – (b) : polygone d'équilibre de force

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad \text{avec} \quad m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F.S.}$$

#### Remarques

- La valeur de FS est obtenue par itération (essai et erreur). Cette méthode est plus précise que celle de FELLENIUS et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.
- Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de FELLENIUS comme point de départ de cette itération. [30]
- La méthode de Bishop est probablement la méthode la plus utilisée pour l'analyse de stabilité de pente. [31]

### 1.3.2.4. Méthode simplifiée de JANBU [1956]

#### Hypothèses [31]

- La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

#### Hypothèse particulière [32]

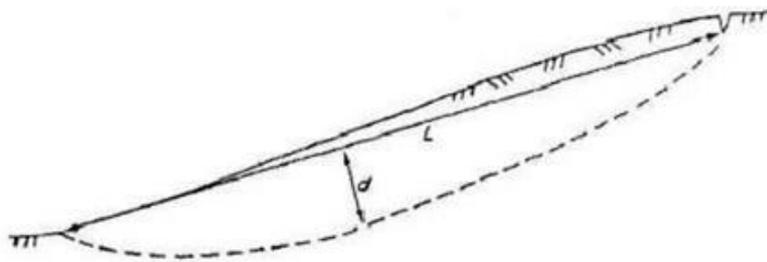
- $VG=VD=0$

Compte tenu que  $VG = VD = 0$ , nous avons :

$$N = \frac{1}{n\alpha} \left[ w - \frac{1-\sin\alpha}{sf} (c' - u \tan \phi') \right] \text{ Et :}$$

$$\text{Avec : } n_{\alpha} = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{sf} \tan \phi'$$

$$S_{F'}^F = \frac{\sum \{c' l + [N - ul] \tan \phi'\} \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum w \tan \alpha}$$



**Figure III.09 :** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de JUMBU généralisé

Pour tenir compte des efforts de cisaillement entre tranches, JANBU propose un coefficient de correction  $f_0$  qui permet de définir plus correctement le coefficient de sécurité  $s_{F'}^F$  à partir de la comparaison des résultats obtenus par la méthode complète de JANBU.

Le coefficient  $s_{F'}^F$  s'écrit :  $s_{F'}^F = s_{F'}^F \cdot f_0$

Avec  $f_0$  Dépendant de la géométrie du talus et des caractéristiques du terrain.

### 1.3.2.5. Méthode de MORGENSTERN et PRICE (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches. [33]

### 1.3.2.6. La méthode de SPENCER (1967)

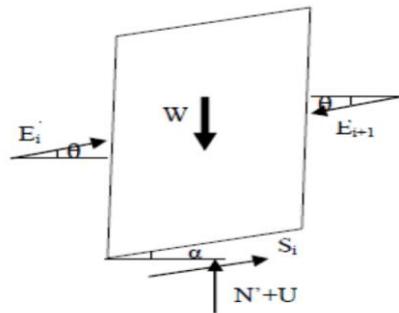
#### Hypothèses

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales soient parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées au même angle.

Cette inclinaison est calculée en tant qu'élément de la solution d'équilibre. La méthode de Spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base - une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. La méthode de Spencer satisfait entièrement aux conditions d'équilibre des forces et des moments.

Les forces appliquées sur une tranche sont :

- L'effort normal effectif à la base de la tranche  $N'$ .
- Le poids de la tranche  $W$ .
- La force de cisaillement à la base  $S$ .
- La pression interstitielle  $U = u l$ .
- Les forces inter tranchent  $E_i$  et  $E_{i+1}$ .



**Figure III.10 :** Forces appliquées sur une tranche pour la méthode de SPENCER

Cette méthode au même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (le rapport constant entre les comptes verticaux et horizontaux des forces inter tranches. [34]

### I.3.3. CONCLUSION

L'étude de la stabilité des talus consiste à l'évaluation du coefficient de sécurité minimum, cela veut dire la recherche de surface de glissement critique.

La méthode des tranches dépend fortement de la géométrie du talus et des propriétés des sols. On dira que le talus est stable lorsque ce coefficient est supérieur à une certaine valeur recommandée.

Il existe d'autres méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des Inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. Selon FREDLUND et KRAHN, la méthode de Bishop simplifiée donne des résultats aussi précis que les autres méthodes.

## II. DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSEE

### II.1. SOLLICITATIONS SUPPORTEES PAR LES CHAUSSEES

#### Sollicitations dues au passage des charges

Aux termes du Code de la Route, la charge maximum autorisée sur un jumelage isolé est de 65 kN (6,5 tonnes), soit un essieu standard de 130 kN (13 tonnes).

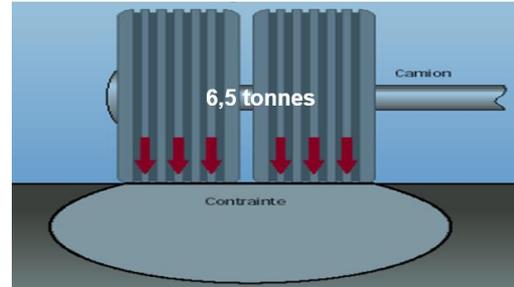


Figure III.11 : Charge maximum autorisée

#### Sollicitations tangentielles [35]

Lorsqu'un véhicule est en mouvement, apparaissent des efforts horizontaux du fait, de la transmission de l'effort moteur ou du freinage, de la mise en rotation des roues non motrices et de la résistance aux efforts transversaux. Ces actions tangentielles s'accompagnent de frottements dans lesquels se dissipe de l'énergie et qui usent les pneumatiques et les chaussées.

#### Sollicitations d'origine thermique

Les variations de température ont des conséquences qui intéressent surtout les assises traitées aux liants hydrauliques et, en particulier, les chaussées en béton. Il y a bien évidemment aussi les effets du gel, mais également les effets de l'ensoleillement sur la déformation des mélanges bitumineux et sur le vieillissement du bitume.

### II.2. ROLE D'UNE CHAUSSE [36]

#### II.2.1. SECURITE ET CONFORT DES USAGERS

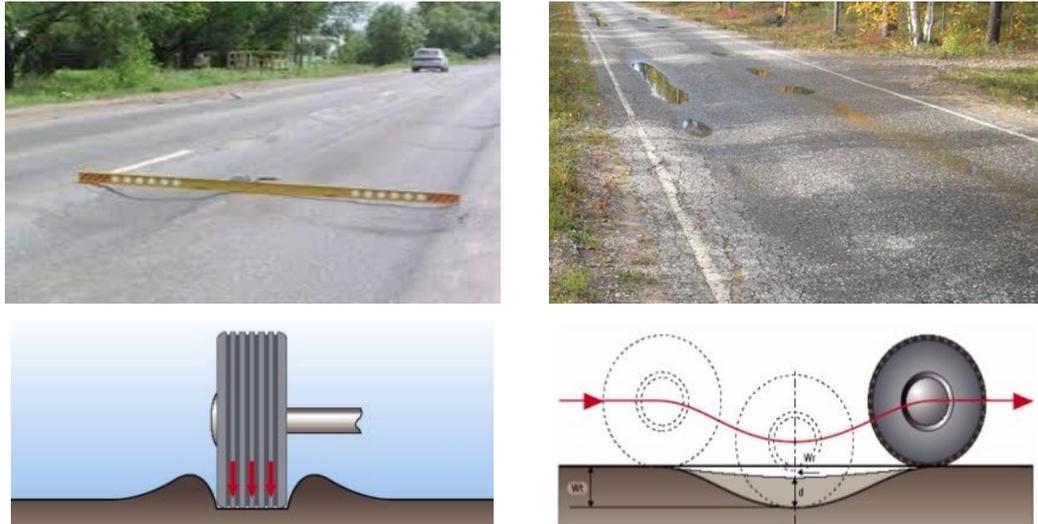
##### II.2.1.1. *L'uni*

C'est une notion servant à la description des défauts géométriques du profil de la chaussée, susceptibles de compromettre la sécurité et le confort de l'utilisateur. On considère d'une façon séparée l'uni longitudinal et l'uni transversal.



Figure III.12 : Uni de la chaussée

L'orniérage est une déformation permanente longitudinale de la chaussée caractérisée par un tassement de celle-ci qui se crée sous le passage répété des roues.



**Figure III.13 : Orniérage**

### ***II.2.1.2. L'adhérence***

L'adhérence est la capacité à mobiliser les forces de contact pneu/chaussée sous l'effet des sollicitations engendrées par la conduite du véhicule, même en présence d'eau. Elle dépend de la texture de surface de la couche de roulement.

#### Objectifs :

- Freiner le plus court possible (adhérence longitudinale, décélération /accélération),
- Conserver un pouvoir directeur / sa trajectoire (adhérence transversale, braquage).



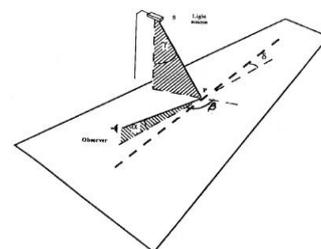
**Figure III.14 : Adhérence**

### ***II.2.1.3. La drainabilité***

Par sa nature, la couche de roulement peut favoriser l'évacuation des eaux de ruissellement, soit superficiellement, soit en son sein même. Cette drainabilité diminue les projections d'eau à l'arrière des véhicules.

### ***II.2.1.4. Les caractéristiques photométriques***

Ces propriétés se rapportent à la perception visuelle de la surface de roulement par l'utilisateur. Il s'agit de la couleur, de la clarté, de la luminance et de sa capacité à réfléchir la lumière (spécularité).



**Figure III.15 : Caractéristiques photométriques**

## II.2.2. MAINTIEN DE L'INTEGRITE DE LA STRUCTURE

La couche de roulement doit protéger l'ensemble de la structure des entrées des eaux, des sels de deverglaçage et des divers polluants répandus en surface. La fonction d'étanchéité peut être assurée sur toute l'épaisseur de la couche de roulement ou de l'interface avec la couche inférieure. La couche de liaison peut également assurer ou compléter l'étanchéité, lorsque la couche de roulement est drainante ou imparfaitement étanche.

## II.2.3. IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

La réduction de l'émission de bruit au contact pneumatique – chaussée et l'absorption des bruits liés au trafic routier, sont favorisées par une macrostructure en creux, une surface ouverte et un matériau poreux. Ceci explique les propriétés acoustiques favorables des matériaux drainants.

## II.3. CHOIX DU TYPE DE COUCHE DE SURFACE [37]

Les techniques les plus couramment utilisées en couche de roulement sont les suivantes :

- Les enduits superficiels (ES), constitués d'une alternance de couches de liant bitumineux et de gravillons, en couches de faibles épaisseurs et répandues directement sur le support.



Figure III.16 : Enduit superficiel

- Les bétons bitumineux (BB), qui sont des mélanges de liant hydrocarboné (bitume), de granulats et, éventuellement d'additifs, dosés, chauffés et malaxés dans une centrale d'enrobage, puis transportés et mis en œuvre sur la chaussée ; plusieurs types sont distingués, en fonction de l'épaisseur d'utilisation et des formulations, ainsi que des caractéristiques de surface qui en résultent :

- Les BB semi-grenus (BBSG, 5 à 9 cm) et les BB minces (BBM, 3 à 5 cm) sont les plus classiques ;
- Les BB très minces (BBTM, 2 à 3 cm) et les BB ultra minces (BBUM, moins de 2 cm) sont très grenus et présentent, de ce fait, une forte macro-rugosité ;
- Les BB drainants (BBDr, 3 à 4 cm) (Norme NF EN 13108-7) sont conçus pour avoir une forte teneur en vides communiquant, ce qui permet une évacuation des eaux de surface au sein même de la couche et non à la surface.

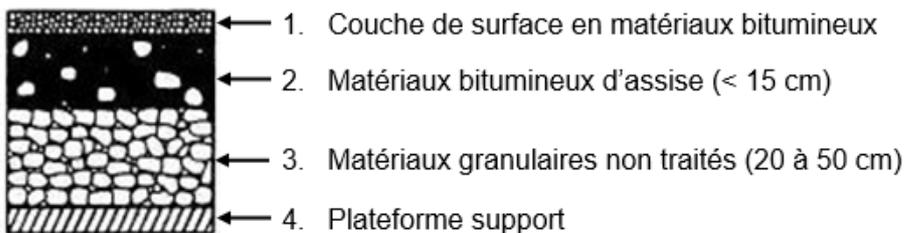


**Figure III.17 : Bêton bitumineux**

- Les enrobés coulés à froid (ECF) sont des mélanges, préparés à froid, de liant hydrocarboné (émulsion de bitume), de granulats et éventuellement d'additifs, coulés sur la chaussée.
- On peut également laisser subsister le béton de ciment (BC) en couche de roulement de chaussée ; un traitement de surface est alors indispensable (striage dans le béton frais, cloutage ou dénudage).

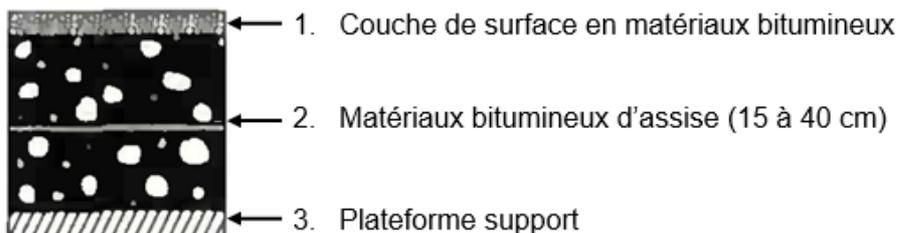
## II.4. FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSEES [38]

### II.4.1. LES CHAUSSEES SOUPLES



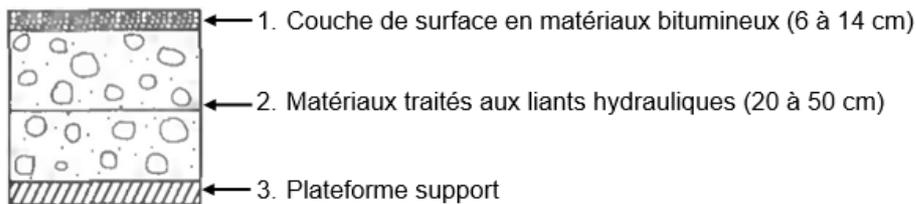
L'épaisseur globale est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

### II.4.2. LES CHAUSSEES BITUMINEUSES EPAISSES

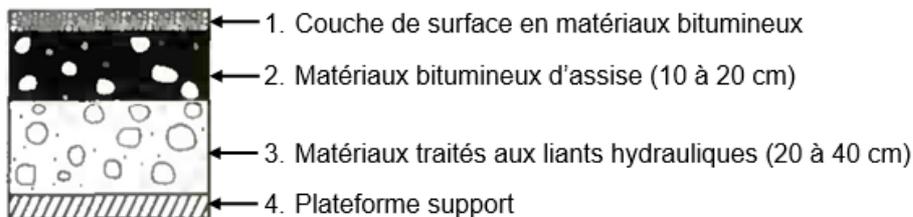


Par rapport aux chaussées souples, elles se différencient donc par une épaisseur de matériaux liés par du bitume, plus importante. L'épaisseur totale est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

### II.4.3. LES CHAUSSEES A ASSISES TRAITÉES AUX LIANTS HYDRAULIQUES (SEMI – RIGIDES)



### II.4.4. LES CHAUSSEES A STRUCTURE MIXTE



Les matériaux bitumineux représentent environ la moitié de l'épaisseur totale de chaussée.

### II.4.5. LES CHAUSSEES A STRUCTURE INVERSE

Par rapport aux structures mixtes, ces structures – peu répandues, comportent entre la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques et les couches supérieures bitumineuses, une couche supplémentaire de matériaux granulaires ayant une fonction d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation.

### II.4.6. LES CHAUSSEES EN BETON DE CIMENT

Ces structures – également peu répandue – ont un mode de fonctionnement très particulier, quoique voisin de celui des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Cette technique fait l'objet d'un chapitre particulier.

## II.5. CRITERES PRIS EN COMPTE POUR LE DIMENSIONNEMENT

Le nombre des couches, leurs épaisseurs et les matériaux d'exécution, sont conditionnées par plusieurs facteurs parmi les plus importants sont : [39]

**Trafic :** Le trafic de dimensionnement est essentiellement le trafic poids lourds (véhicules supérieur à 1,5 tonne), qui intervient comme paramètre dans le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux de chaussée. Le trafic est caractérisé à partir du trafic de poids lourds T à la mise en service et du résultat d'une étude de trafic et de comptage sur les voies existantes.

**Environnement** : Le climat et l'environnement influent considérablement sur la bonne tenue de la chaussée en termes de résistance aux contraintes et aux déformations, ainsi la variation de la température intervient dans le choix du liant hydrocarboné, et aussi les précipitations liées aux conditions de drainage conditionnent la teneur en eau du sol support.

**Sol support** : Les structures de chaussées reposent sur une plateforme constituée du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme.

**Matériaux** : Les matériaux utilisés doivent résister à des sollicitations répétées un très grand nombre de fois (le passage répété des véhicules lourds).

## II.6. METHODES DE DIMENSIONNEMENT [39]

Deux grandes familles de méthodes :

✓ La famille qui utilise la structure de la chaussée à travers un modèle mécanique pour la détermination des contraintes et déformations, cette méthode est dite rationnelle.

✓ L'autre, qui consiste à observer le comportement sous trafic des chaussées (réelles ou expérimentales) et d'en déduire les règles pratiques du dimensionnement, et c'est la méthode empirique. Nous l'avons appliquée à notre projet et nous l'exposons ci-après.

### La méthode C.B.R (California Bearing Ratio)

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support (Essai C.B.R.). La détermination de **l'épaisseur totale** du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après :

Pour un trafic en véhicules particuliers : <b>TMJA × 365 × 1.5 t &lt; 100 000 t</b>	$e = \frac{100 + 150 \cdot \sqrt{P}}{I_{CBR} + 5}$
Pour un trafic en véhicules particuliers : <b>TMJA × 365 × 1.5 t ≥ 100 000 t</b>	$e = \frac{100 + \left(75 + 50 \cdot \log \frac{N}{10}\right) \cdot \sqrt{P}}{I_{CBR} + 5}$

Avec :

**e** : Epaisseur équivalente, exprimée en centimètres.

**I<sub>CBR</sub>** : Indice CBR du sol support.

**N** : Nombre journalier de poids lourds de charge à vide supérieure à 1 500 kg.

**P** : charge admise par roue P = 6.5 t (essieu de 13 t).

**Log** : logarithme décimal.

### Notion de l'épaisseur équivalente

La notion de l'épaisseur équivalente est introduite pour tenir compte des qualités mécaniques différentes des couches et l'épaisseur équivalente d'une couche est égale à son épaisseur réelle multipliée par un coefficient numérique « C » appelé coefficient d'équivalence.

L'épaisseur équivalente de la chaussée est égale à la somme des épaisseurs équivalentes des couches :

- $C_1 \times e_1$  : couche de roulement,
- $C_2 \times e_2$  : couche de base,
- $C_3 \times e_3$  : couche de fondation.

Les valeurs usuelles du coefficient d'équivalence suivant le matériau utilisé sont données dans le tableau suivant :

MATÉRIAUX UTILISÉS	COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE
Béton bitumineux (Enrobe dense)	2,00
Grave ciment – Grave laitier	1,50
Grave bitume	1,20 à 1,70
Grave concassée ou gravier	1,00
Grave roulée – grave sableuse - T.V.O.	0,75
Sable ciment	1,00 à 1,20
Tuf	0,60
Sable	0,50

**Tableau III.03 :** Coefficients d'équivalence

**Remarque :** Pour le calcul de l'épaisseur réelle de la chaussée on fixe  $e_1$  et  $e_2$  et on calcule  $e_3$ , généralement les épaisseurs adoptées sont :

$$BB = 6 \text{ à } 8 \text{ cm ; GB} = 10 \text{ à } 20 \text{ cm ; GNT} = 20 \text{ cm et plus.}$$

# CHAPITRE 4

Calculs et résultats

# CALCULS ET RESULTATS

## I. ETUDE DES REMBLAIS

### I.1. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

La majeure partie du tronçon étudiée, est projetée sur des remblaiements, généralement de faible hauteur, et présentant des hauteurs maximales de l'ordre de dix (10) mètres, qui sont conditionnés par les contraintes de topographie de la zone.

L'objectif attendu par le programme de reconnaissance géotechnique est de permettre la reconnaissance des terrains en place et de déterminer leurs caractéristiques géotechniques, en vue de l'étude de la stabilité des talus de déblais ou des remblais, du dimensionnement du corps de chaussée et pour le dimensionnement des fondations des ouvrages d'art. Il permettra également d'examiner la possibilité de la réutilisation des matériaux des déblais en remblais.

#### *I.1.1. Programme de reconnaissance géotechnique*

Il a été programmé :

- Trois (03) puits de reconnaissance, réalisés à 100 % ;
- Quatre (04) sondages carottés, réalisés à 50 %.

#### *I.1.2. Résultats de la reconnaissance géotechnique*

##### **1/ Puits de reconnaissance**

L'étude du terrain est basée sur l'excavation et l'analyse de trois (03) puits dans le but de connaître le terrain existant sous la route jusqu'à une profondeur de 3 à 4 m.

Le tableau ci-dessous montre la position des différents puits réalisés :

PUITS	POSITION (P.K.)	PROFONDEUR DU PUIITS
01	0 + 100	3,00 m
02	5 + 800	3,00 m
03	0 + 700 Sud	3,00 m

**Tableau IV.01 :** Positions et profondeurs des puits réalisés

Les résultats de la campagne de puits sont les suivants :

Le puits N° 01 n'a pas pu être excavé car la zone est rocheuse et constituée de formations métamorphiques de type gneiss dur et gneiss schisteux avec des intercalations centimétriques d'argile.

PROFONDEUR	DESCRIPTION
0,00 - 0,80 m	Remblai (T.V.N)
0,80 – 4,00 m	Sable et limon avec un peu d'argile, de couleur rougeâtre, peu plastique, peu humide, avec présence de blocs de taille moyenne.

**Tableau IV.02 :** Résultats du puits N° 02

PROFONDEUR	DESCRIPTION
0,00 - 0,80 m	Terre végétale.
0,80 – 3,50 m	Argile limoneuse avec peu de sable fin de couleur brune claire, peu plastique, peu humide, avec la présence de blocs de taille moyenne.

**Tableau IV.03 :** Résultats du puits N° 03

## 2/ Sondages de reconnaissance

Le tableau ci-dessous montre la position des différents sondages programmés :

SONDAGE	POSITION (P.K.)	PROFONDEUR
01	1 + 800	20 m
02	3 + 700	20 m
03	5 + 050	10 m
04	6 + 100	10 m

**Tableau IV.04 :** Positions et profondeurs des sondages programmés

Les résultats de la campagne de sondages sont les suivants :

Compte-tenu des difficultés d'accès rencontrées lors de l'exécution des sondages, les sondages S1 et S2 seront exécutés ultérieurement.

PROFONDEUR	DESCRIPTION
0,00 – 4,50 m	Sable avec peu d'argile de couleur brune.
4,50 – 6,00 m	Gneiss schisteux récupéré sous forme d'argile, sable et blocs de gneiss schisteux.
6,00 – 10,00 m	Gneiss schisteux fracturé et oxydé par endroit.

**Tableau IV.05 : Résultats du sondage N° 03**

PROFONDEUR	DESCRIPTION
0,00 – 1,00 m	Argile et sable avec peu de limon de couleur brune, présence de graves de petite taille.
1,00 – 5,60 m	Grès de couleur jaunâtre, avec présence de pores, oxydé par endroit.
5,60 – 10,00 m	Gneiss schisteux récupéré sous forme d'argile, sable et blocs de gneiss schisteux.

**Tableau IV.06 : Résultats du sondage N° 04**

### 3/ Caractéristiques géotechniques de matériaux

L'étude en laboratoire des prélèvements a permis de définir les caractéristiques des matériaux à extraire des déblais réutilisables en remblais, et celles du sol-support, nécessaires au calcul de stabilité des remblais. Les différents essais effectués ont donné les résultats suivants :

#### Matériaux pour remblais

- Masse volumique du matériau  $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$  ;
- Angle de frottement interne :  $\phi = 38^\circ$  ;
- Cohésion :  $C = 2,5 \text{ KPa}$ .

### Sol-support

- Masse volumique du matériau  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$  ;
- Angle de frottement interne :  $\phi = 17,18^\circ$  ;
- Cohésion :  $C = 1,27 \text{ KPa}$ .

## **I.2. ANALYSE DE STABILITE DU REMBLAI**

### ***I.2.1. Hypothèses***

L'étude en laboratoire des prélèvements a permis de définir les caractéristiques des matériaux à extraire des déblais réutilisables en remblais, nécessaires au calcul de stabilité des talus à adopter.

Compte-tenu de la consistance des matériaux, nous avons considéré de projeter des talus de type 3H : 2V pour la hauteur prévue dans notre projet (10 m).

Le calcul de stabilité des remblais a été mené en prenant comme base les données et les considérations suivantes :

- Paramètres de résistance au cisaillement :  
Cohésion :  $C = 2,5 \text{ t/m}^2$  ;  
Angle de frottement interne :  $\phi = 38^\circ$  ;
- Hauteur de remblai : 10,00 m ;
- Talus de type 3H : 2V ;
- Les surfaces de rupture supposées sont circulaires ;
- Au vu des résultats de la campagne géotechnique, nous n'avons pas supposé l'existence d'une nappe phréatique ;
- La possibilité d'un phénomène sismique n'a pas été prise en compte par le modèle.

Le calcul a pour objectif principal de déterminer, premièrement la nécessité ou non du traitement du terrain pour garantir la sécurité des remblais du point de vue de la stabilité, et postérieurement, de définir les traitements, dans les cas où cela est nécessaire.

### 1.2.2. Présentation du logiciel de calcul

Actuellement, ils existent plusieurs logiciels pour l'analyse des glissements de terrain, mais qui se différencient chacun par ses méthodes de résolution et ses paramètres de modélisation.

Dans notre cas nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé : **SLIDE V 5.0.33**.

Ce logiciel utilise plusieurs méthodes de calcul (Bishop, Fellinius, etc.) pour déterminer le coefficient de sécurité **FS** selon le principe suivant :

$$FS = \frac{\text{Somme des moments résistants}}{\text{Somme des moments moteurs}}$$

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

<b>DONNEES FOURNIES AU LOGICIEL</b>	<b>RESULTATS</b>
Méthode de calcul	Facteur de sécurité avant et après le confortement  Cercles de rupture  Sollicitations sur les tranches  Résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus
Paramètres géotechniques de chaque couche ( $\gamma$ en KN/m <sup>3</sup> , C en KN/m <sup>2</sup> et $\phi$ en °)	
Surcharges nécessaires	
Géométrie du remblai	
Grille des centres de rupture	
Niveau de la nappe phréatique	
Type de confortement et ce après l'analyse de stabilité	

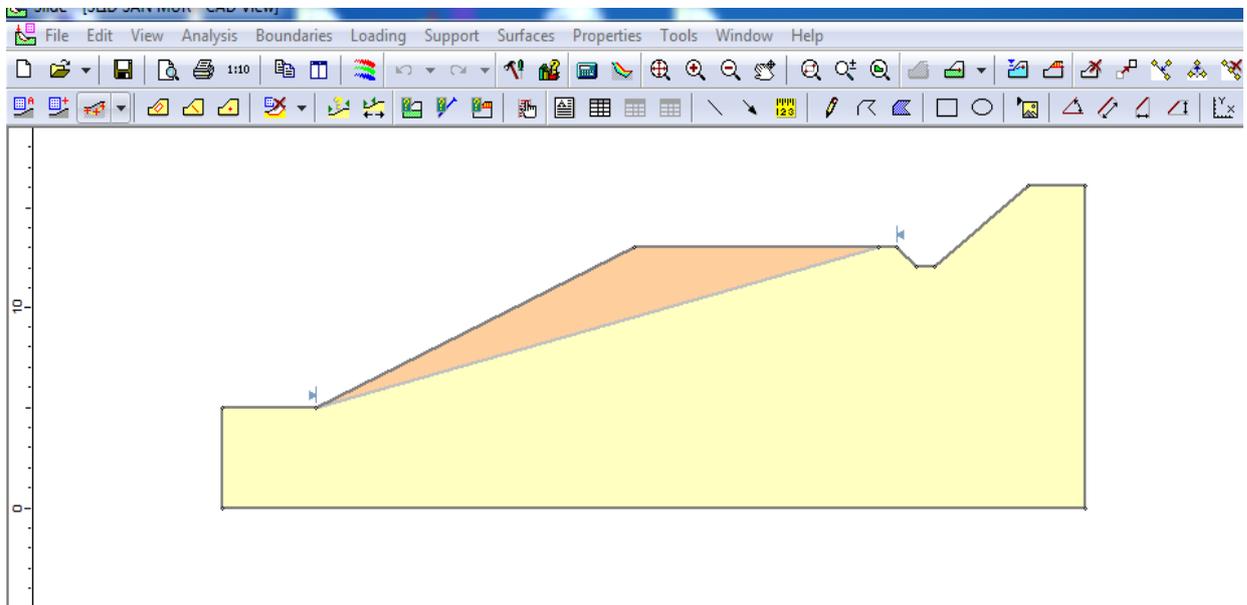
**Tableau IV.07** : Données à fournir au logiciel et résultats

### I.2.3. Première modélisation : Remblai seul

DONNEES FOURNIES AU LOGICIEL
Méthode de Bishop
Remblai : ( $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$ , $C = 2,5 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 38^\circ$ ) Sol support : ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , $C = 1,27 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 17,18^\circ$ )
Sans surcharge
Géométrie du remblai Hauteur : 10 m Largeur : 12 m Talus 3H : 2V
Pas de nappe phréatique

**Tableau IV.08** : Données fournies au logiciel (1<sup>ère</sup> modélisation)

#### Illustration (Capture d'écran) de la 1<sup>ère</sup> modélisation (Remblai seul)



**Figure IV.01** : Modélisation du remblai seul

Résultats de la 1<sup>ère</sup> modélisation (Remblai seul)

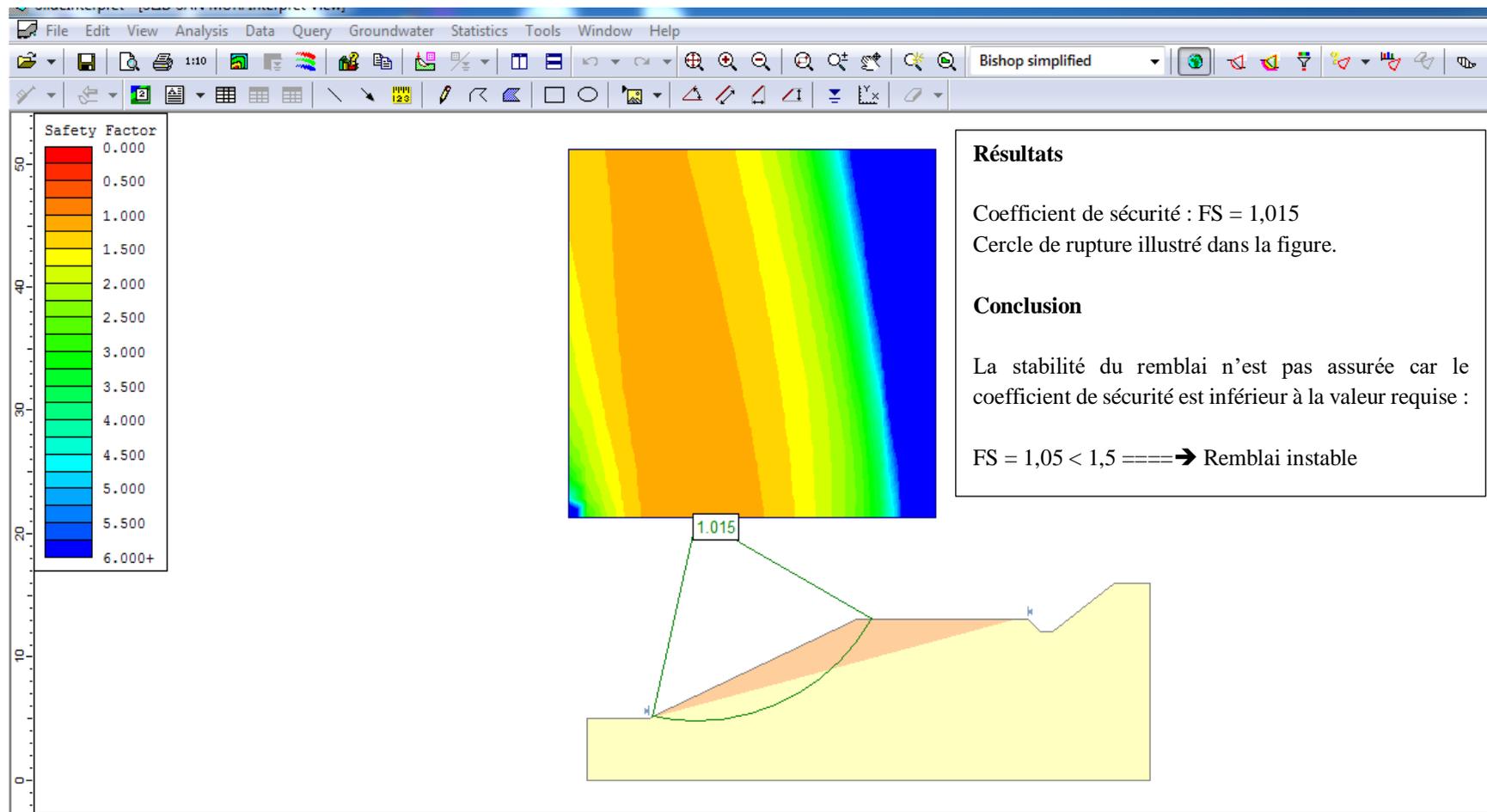


Figure IV.02 : Résultats de la 1<sup>ère</sup> modélisation (Remblai seul)

### I.2.4. Deuxième modélisation : Remblai conforté par un mur de soutènement positionné au sommet du remblai

<b>DONNEES FOURNIES AU LOGICIEL</b>
Méthode de Bishop
Remblais : ( $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$ , $C = 2,5 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 38^\circ$ ) Sol support : ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , $C = 1,27 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 17,18^\circ$ )
Sans surcharge
Géométrie du remblai Hauteur : 10 m Largeur : 12 m Talus 3H : 2V
Pas de nappe phréatique
Confortement par un mur de soutènement positionné au sommet du talus

**Tableau IV.09 :** Données fournies au logiciel (2<sup>ème</sup> modélisation)

#### Prédimensionnement du mur de soutènement

- Ancrage  $d$  fixé forfaitairement par :

$$d = 1 \text{ m} \rightarrow H \leq 4 \text{ m} \implies \text{Dans notre cas } H = 4 \text{ m, donc } d = 1 \text{ m}$$

- Couronnement :  $c = 30 \text{ cm}$ .
- Largeur du talon :  $p = 2,00 \text{ m}$ .
- Epaisseur de la semelle :  $e = h / 12 \implies e = 60 \text{ cm}$ .
- Largeur de la semelle :  $b = 4 \text{ m}$ .
- Section du voile sur la semelle :  $s = H / 12 \implies s = 0,60 \text{ m}$ .

## Schéma du mur de soutènement

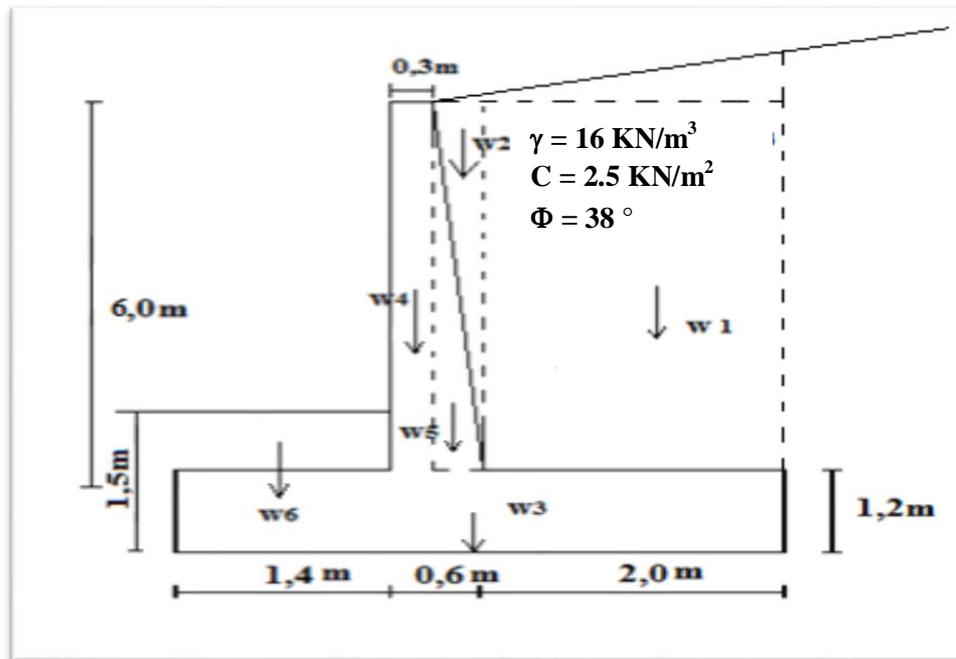


Figure IV.03 : Schéma du mur de soutènement

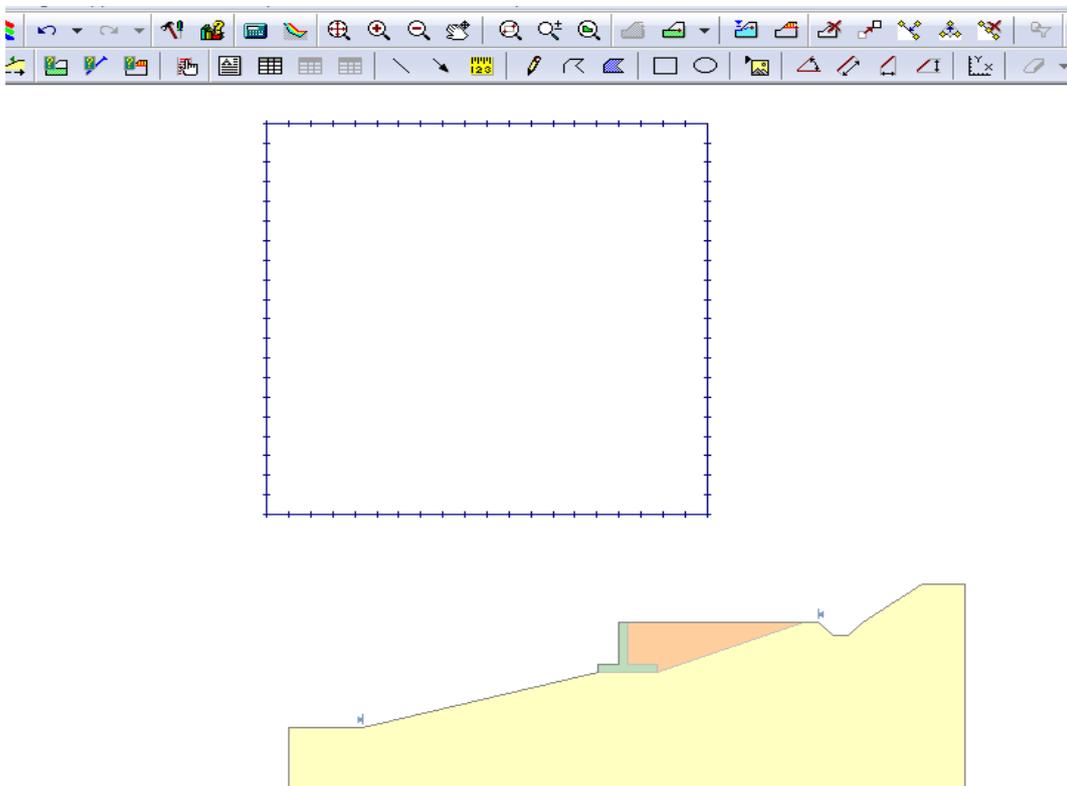
Illustration (Capture d'écran) de la 2<sup>ème</sup> modélisation

Figure IV.04 : Modélisation du remblai onforté par un mur de soutènement

Résultats de la 2<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par un mur de soutènement)

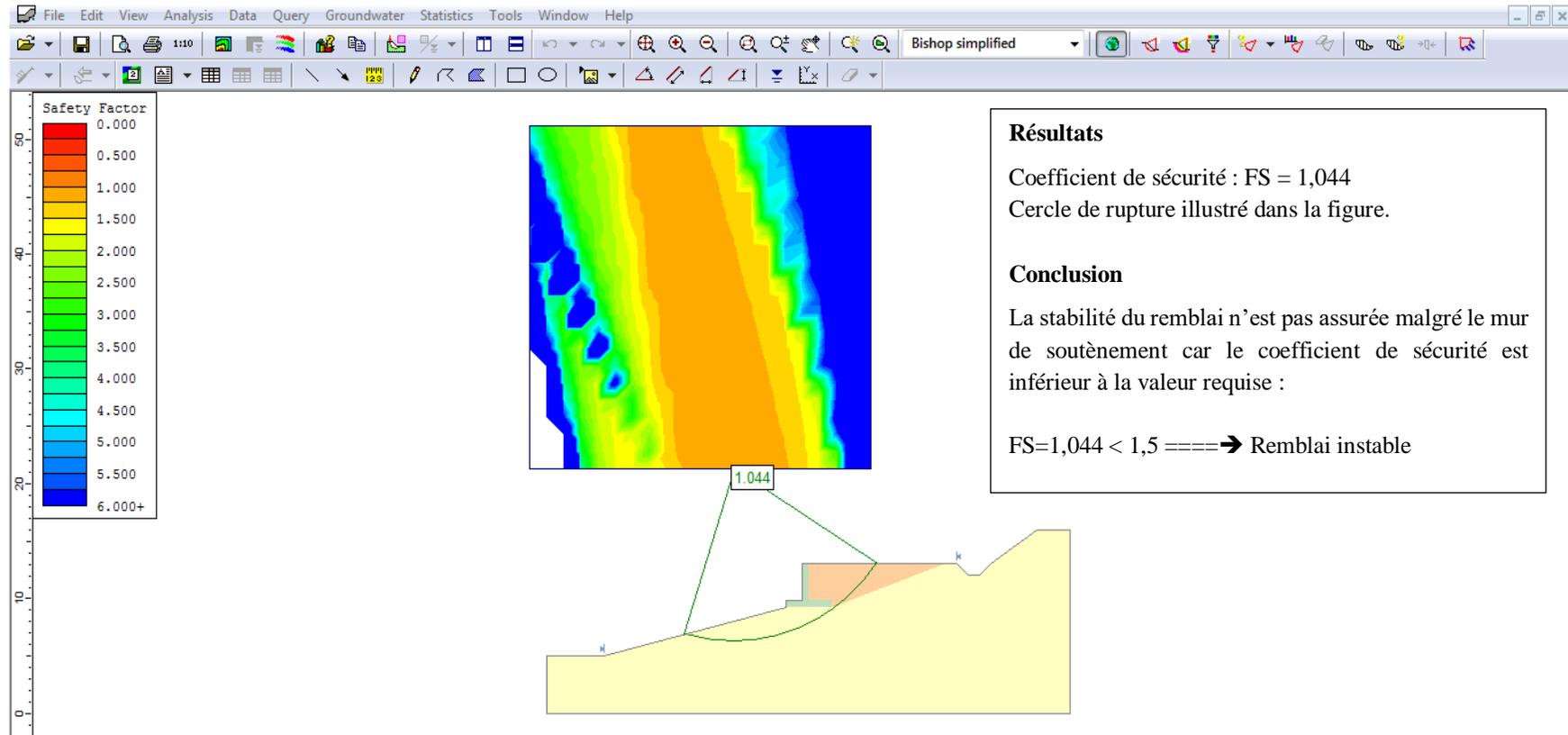


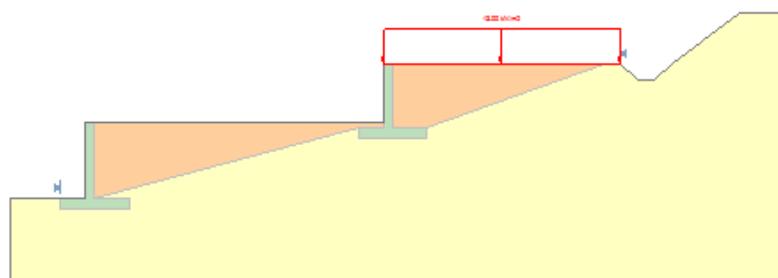
Figure IV.05 : Résultats de la 2<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par un mur)

***1.2.5. Troisième modélisation : Remblai conforté par deux murs de soutènement identiques positionnés au sommet et au pied du remblai.***

<b>DONNEES FOURNIES AU LOGICIEL</b>
Méthode de Bishop
Remblais : ( $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$ , $C = 2,5 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 38^\circ$ ) Sol support : ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ , $C = 1,27 \text{ KN/m}^2$ et $\phi = 17,18^\circ$ )
1/ Cas sans surcharge 2/ Avc surcharge de $13 \text{ KN/m}^2$
Géométrie du remblai Hauteur : 10 m Largeur : 12 m Talus 3H : 2V
Pas de nappe phréatique
Confortement par 2 murs de soutènement identique, positionnés au sommet et au pied du remblai

**Tableau IV.10 :** Données fournies au logiciel (3<sup>ème</sup> modélisation)

Illustration (Capture d'écran) de la 3<sup>ème</sup> modélisation



**Figure IV.06 :** Modélisation du remblai conforté par 2 murs de soutènement

Résultats de la 3<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs de soutènement) - Sans surcharge

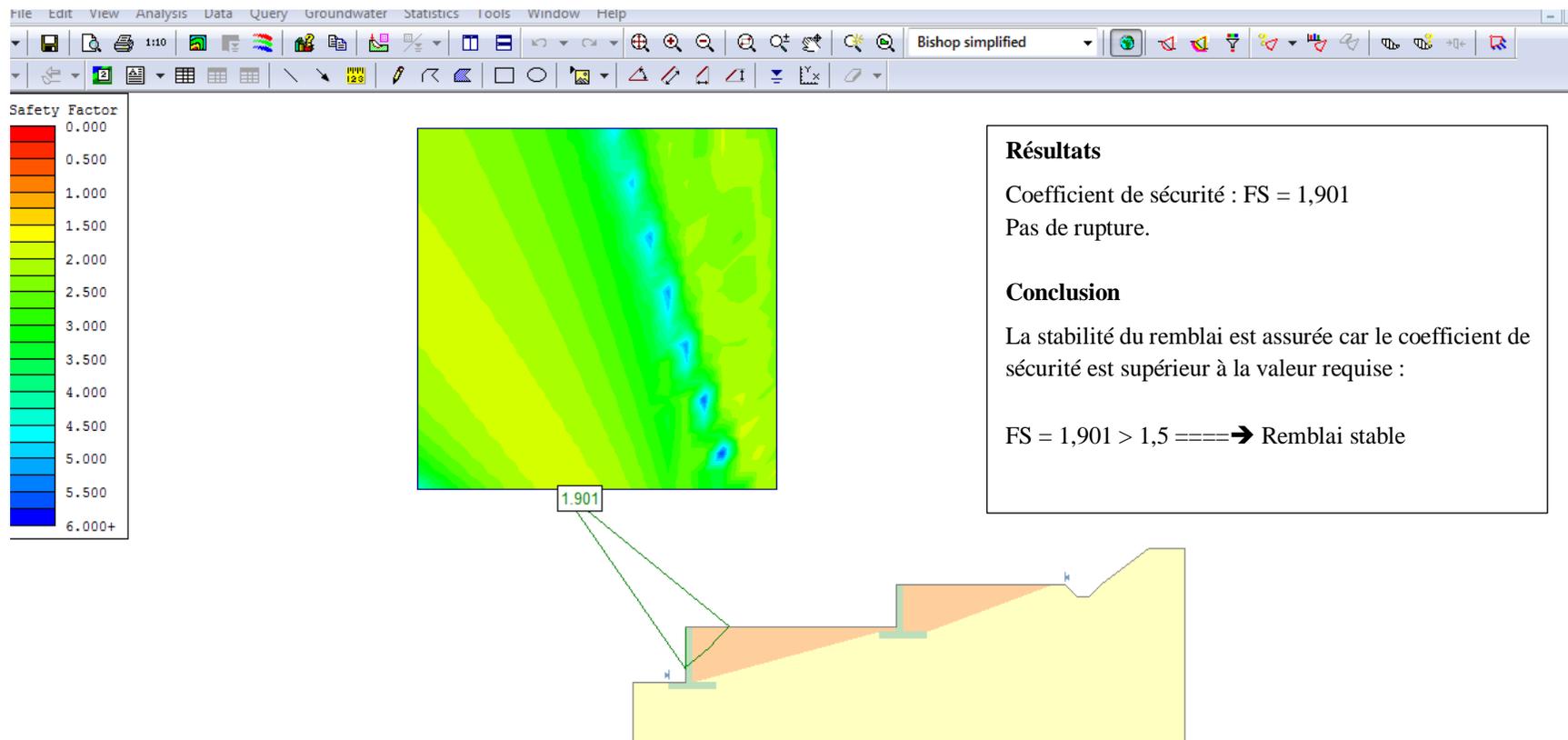
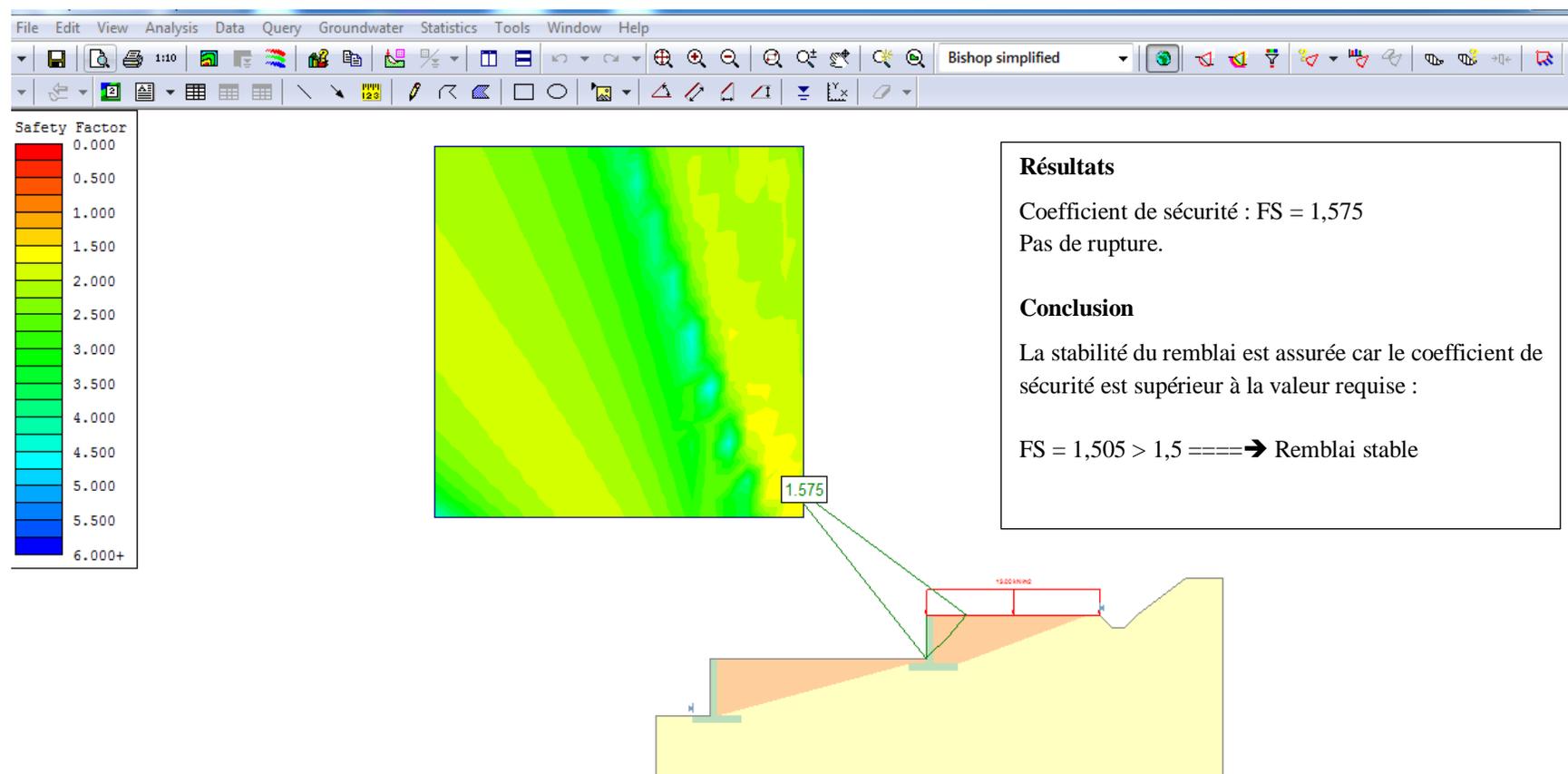


Figure IV.07 : Résultats de la 3<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs sans surcharge)

### Résultats de la 3<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs de soutènement) - Avec surcharge



**Figure IV.08 :** Résultats de la 3<sup>ème</sup> modélisation (Remblai conforté par 2 murs avec surcharge)

#### 1.2.6. Conclusion

La stabilité du remblai est assurée par le confortement au moyen de deux murs identiques, positionnés, l'un au pied du remblai, l'autre à son sommet, même si le remblai est surchargé.

## II. CORPS DE CHAUSSEE

### II.1. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

La classification des sols supports de la chaussée est basée sur les valeurs CBR déterminées en laboratoire à partir d'échantillons prélevés in-situ.

#### *II.1.1. Essai CBR (California Bearing Ratio)*

Il permet de réaliser la caractérisation mécanique des sols naturels et de sols compactés dans des remblais et des couches de forme, de fondations et de sous-fondations de routes et aéroports. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol et le gonflement du sol lorsqu'il est immergé dans l'eau pendant 4 jours. Il nous permet de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement.

Cet essai est utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de fondation, établir une classification des sols et permettre d'étudier la traficabilité.

Il peut être réalisé in-situ et en laboratoire, mais cette dernière option n'est pas souvent réalisée. Il nous donne un des paramètres indispensable dans les essais géotechniques précédant la construction. Il y a différents types d'essais CBR à réaliser en fonction du type et de la qualité du sol. La norme qui définit cet essai porte la référence NF P 94-078.

#### **But de l'essai**

L'essai permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées.

Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai CBR est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements.

## Principe de l'essai

Les essais de CBR sont effectués sur des échantillons compactés avec une teneur en humidité optimale, obtenus à partir de l'essai de compactage Proctor.

L'expression qui définit le CBR est la suivante :

$$CBR = \frac{p}{p_s} \cdot 100$$

Où:

- $p$  = est la pression mesurée dans les sols du site [N / mm<sup>2</sup>]
- $p_s$  = est la pression pour atteindre la pénétration égale sur sol standard [N / mm<sup>2</sup>].

L'équation représente le nombre CBR, qui représente le pourcentage de la charge unitaire standard. Dans la pratique, le symbole de (%) est enlevé et le rapport est représenté par un nombre entier.

Normalement le nombre CBR est basé sur le rapport de la charge pour une pénétration de 2,5 mm (0,1 pouces), cependant si la valeur de CBR à une pénétration de 5mm (0,2 pouces) est supérieure, l'essai doit être répété. Si, au cours du deuxième essai, la valeur CBR dépasse les 5 mm de pénétration, cette valeur pourra être acceptée.

Avant la détermination de la résistance à la pénétration, les éprouvettes peuvent être saturées d'eau pendant 96 heures pour simuler les conditions de travail les plus défavorables et pour déterminer sa possible expansion.

Dans la plupart des cas, 3 éprouvettes au moins sont confectionnées, auxquelles sont appliquées différentes énergies de compaction (56, 25 et 10 de coups). Le sol doit avoir une petite quantité de matériel passant par le tamis de 50 mm et une retenue dans le tamis de 20 mm inférieure ou égale à 20%.

Le comportement du sol est différent en fonction du degré d'altération (inaltéré ou altéré), sa granulométrie et les caractéristiques physiques (granulaires, fins et peu plastique). Donc, la méthode à suivre dans chaque cas pour la détermination du CBR est différente.

Détermination du CBR pour sols perturbés et remoulés graviers et sables sans cohésion sols cohésifs, peu plastiques et pas expansifs sols cohésifs et expansifs - Détermination du CBR de sols inaltérés -Détermination du CBR in-situ.

### ***II.1.2. Classes de portance des sols supports***

Les sols-supports des chaussées à l'étude sont classés comme suit :

<b>CLASSE</b>	<b>CBR</b>
S4	$CBR < 5$
S3	$5 \leq CBR < 10$
S2	$10 \leq CBR < 25$
S1	$25 \leq CBR < 40$
S0	$40 \leq CBR$

**Tableau IV.11** : Classes de portance

L'essai CBR effectué indique que le sol-support sur lequel sera construit la chaussée est de type S2 (CBR = 10) dans la section objet du projet.

## **II.2. DIMENSIONNEMENT DU CORPS DE CHAUSSEE**

### ***II.2.1. Hypothèses de calcul***

Pour le dimensionnement des corps de chaussée, nous avons pris en considération les données qui nous ont été remises par la Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'ANNABA.

Année de comptage du trafic : 2 015

Trafic Journalier Moyen Annuel (TJMA) <sub>2015</sub> = 15 120 v/j

Pourcentage de poids lourds : 15 %

Accroissement annuel du trafic : 6 %

Année de mise en service : 2 020

Durée de vie : 20 ans

**I<sub>CBR</sub>** : 10

### II.2.2. Formule utilisée

$$TMJA \times 365 \times 1,5 \text{ t} = 15\,120 \times 365 \times 1,5 = 8\,278\,200 > 100\,000 \text{ t}$$

L'épaisseur équivalente du corps de chaussée est donc :

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

Avec :

**e** : Epaisseur équivalente, exprimée en centimètres.

**I<sub>CBR</sub>** : Indice CBR du sol support.

**N** : Nombre journalier de poids lourds de charge à vide supérieure à 1 500 kg.

**P** : charge admise par roue P = 6.5 t (essieu de 13 t).

**log** : logarithme décimal.

$$N_{2020} = TJMA_{2015} \times (1 + 0.06)^5 = 15\,120 \times 1,06^5 = 20\,234 \text{ v/j}$$

$$\begin{aligned} N_{2040} &= \frac{TJMA_{2020}}{2} \times 0,15 \times (1 + 0.06)^{20} = \frac{20\,234}{2} \times 0,15 \times 1,06^{20} \\ &= 4\,867 \text{ v/sens/j} \end{aligned}$$

L'épaisseur équivalente de la chaussée est :

$$e = \frac{100 + \left(75 + 50 \cdot \log \frac{4867}{10}\right) \times \sqrt{6,5}}{10 + 5} = 42,25 \text{ cm arrondie à } 43 \text{ cm}$$

### II.2.3. Matériaux retenus

Les matériaux de construction retenus sont :

Béton bitumineux (BB) en couche de roulement ;

Grave bitume (GB), en couche de base ;

Grave concassée (GC), en couche de fondation.

MATÉRIAUX UTILISÉS	COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE
Béton bitumineux (Enrobe dense)	2,00
Grave bitume	1,60
Grave concassée	1,00

**Tableau IV.12 :** Coefficients d'équivalence des matériaux utilisés

#### ***II.2.4. Epaisseurs des couches***

Pour le calcul de l'épaisseur réelle de la chaussée on fixe les épaisseurs de 2 couches ( $e_1$  et  $e_2$ ) et on calcule l'épaisseur  $e_3$  de la troisième.

Généralement les épaisseurs adoptées sont :

BB = 6 à 8 cm ; GB = 10 à 20 cm ; GC = 10 cm et plus.

#### Epaisseurs des couches

COUCHE	EPAISSEUR REELLE	EPAISSEUR EQUIVALENTE
Roulement	6 cm	12 cm
Base	10 cm	16 cm
Fondation	15 cm	15 cm
<b>TOTAUX</b>	<b>31 cm</b>	<b>43 cm</b>

**Tableau IV.13 :** Epaisseurs des couches

**Conclusion générale**

---

## CONCLUSION GENERALE

Comme tout autre projet, l'étude des routes commence toujours par une campagne géotechnique qui se base sur les observations du site, sur les essais effectués in-situ et ceux effectués en laboratoire. Ces investigations permettent d'avoir un aperçu global sur les terrains traversés et d'obtenir les éléments et les paramètres nécessaires à la définition des caractéristiques géométriques de la route projetée et le dimensionnement de sa structure.

Compte-tenu du thème choisi, nous avons exposé dans notre mémoire, sans trop développer les sujets, des notions sur les routes, sur les mouvements de terrain et quelques méthodes de calcul de stabilité et de dimensionnement de chaussée.

Nous avons ainsi, à partir des résultats de la campagne géotechnique et les résultats d'analyse en laboratoire (tels que les caractéristiques physiques, la cohésion, l'angle de frottement interne, etc.), pu mener des calculs pour la vérification des talus en remblai, en considérant le remblai le plus haut (10 m), au moyen du logiciel SLIDE, qui est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique. Il permet de calculer le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'une pente.

Nous avons modélisé et étudié la stabilité pour trois (03) cas de figures :

1/ Remblai seul

2/ Remblai conforté par un mur de soutènement en béton positionné au sommet du talus de remblai.

3/ Remblai conforté par 2 murs de soutènement identiques, l'un au pied du talus, l'autre à son sommet avec et avec surcharge.

Pour le 1<sup>er</sup> et le second cas, la stabilité n'est pas assurée. Elle l'est pour le 3<sup>ème</sup>.

Pour la stabilité du remblai de ce tronçon de route, nous recommandons donc la construction de deux (02) murs de soutènement en béton armé, positionnés tels que nous l'avons indiqué.

Nous n'avons pas jugé utile de calculer les murs et nous sommes juste limités à leur prédimensionnement.

Le dimensionnement de la chaussée a été considéré pour la section la plus défavorable. Il est nécessaire d'adapter la structure aux autres sections suivant le sol de support. Nous avons utilisé une seule méthode de calcul : la méthode CBR.

A travers ce modeste travail, nous avons pu nous familiariser avec les outils de calcul et nous imprégner de la réalité du terrain et de l'importance de la géotechnique et son application dans les infrastructures de base, pour la pérennité des ouvrages.

# Références bibliographiques

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] Ministère des travaux publics, des transports et du tourisme (1957). *Nomenclature routière*. Circulaire ministérielle n° 64 du 4 juillet 1957.
- [02] [27] : SETRA, 2000 ; ICTAAL. *Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des Autoroutes de liaison*. Paris.
- [03] <https://fr.wikipedia.org/wiki/> (Berme).
- [04] <http://biodiversite.wallonie.be/fr/> (Les-accotements, fosses et talus).
- [05] [https://www.grandlyon.com/fileadmin/user\\_upload/media/pdf/eau/assainissement/20170424\\_referentiel](https://www.grandlyon.com/fileadmin/user_upload/media/pdf/eau/assainissement/20170424_referentiel) (Ouvrages d'assainissement).
- [06] BARABET I; (2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée. Mémoire de magister, Université de M'Sila.
- [07] Etudes générales technique et économique des aménagements routiers. (B40 normes techniques d'aménagements des routes).
- [08] <http://dspace.univ-djelfa.dz:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/1259/7--chapitre%20I.pdf?sequence=7&isAllowed=y>.
- [09] AÏTCIN P.-C., JOLICOEUR G., MERCIER M., Technologie des granulats, Éditions du Griffon d'argile Inc., deuxième édition, 1992.
- [10] ROBITAILLE, Vincent et TREMBLAY, Denis, Mécanique des sols, théorie et pratique, Édition Modulo, 1997, 680 pages.
- [11] MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, *Cahier des charges et Devis généraux*, Les publications du Québec, dernière édition.
- [12] MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC, *Normes ouvrages routiers, Tomes I VII*, Les publications du Québec, Édition 2003, ISBN 2-551-21113-1.
- [13] A.B ENAISSA.M. A.BELLOUCHE (1999), Propriétés géotechnique de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine (Algérie).Bull Eng .Géol. 57,301-310.
- [14] M. Chibbani. Mémoire de Magister : Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas réel de l'Université Mentouri de Constantine.
- [15] [15] : D.REIFFSTECK. Mécanique des sols Avancée (stabilité des pentes).
- [16] Astrid. Leutwiler. Sptembre2009. Glissement de terrain. Suisse.
- [17] J.L ZEZERE. 2009. Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone site au nord de Lisbonne. Mémoire Master.
- [18] A.BENAISSA, (15-juillet1984).Contribution à l'étude des mouvements de terrain de la région de Constantine (Algérie).Université Joseph Fourier-Grenoble.

- [19] Mr. F. BOUEDJA mémoire de magister thème : Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de Constantine. Université Ferhat ABBAS-SETIF
- [20] Bruno Martins-Campina 2005. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). These Doctorate de l'Université Bordeaux 1.
- [21] Skempton and Hutchinson (1969), Stability of Natural Soil Slopes and Embankment
- [22] TEC 4 Ingenieros Consultores (2017). Etude d'Avant-Projet Détaillée relative à la section reliant Ras El Hamra – Oued Begrat sur un linéaire d'environ 8 km. APD-Rapport géotechnique. Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'ANNABA.
- [23] [www.mcours.net/Methodes de Confortement des Pentas Instables](http://www.mcours.net/Methodes de Confortement des Pentas Instables).
- [24] Mémoire analyse numérique d'une simulation d'un glissement de terrain renforcé par des pieux avec PLAXIS 3D.
- [25] H. Guerfi. « Stabilisation des talus renforcés par pieux » Mémoire de magistère, Université de Batna.
- [26] M'ZOUYHEM Kamel. CHENAFWA Walid. 2006. Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kabira (Sétif). Géologie de l'ingénieur. Université Ferhat Abbas Sétif.
- [27] YAHIAOUI MOHAMMED. 2008. Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS. Mémoire Magister. Université Abou BEKR BELKAID.
- [28] Bishop AW. « The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes ». Géotechnique 1955.
- [29] Guerfi Houcemeddine. Stabilisation des talus renforcés par pieux. Mémoire de Magistère. Université El Hadj Lakhdar Batna.
- [30] Benbouza Assma. 2011. L'effet d'interférence de deux fondations filantes étroitement espacées reposant sur un sable renforcé par geogrilles. Mémoire Magister. Université El Hadj Lakhdar. Batna.
- [31] GCI 315 – MÉCANIQUE DES SOLS II
- [32] M.KHEDIDJA Mémoire Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie civil. Thème : STABILITE Des TALUS.
- [33] Khemissa Mohamed. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'SILA.
- [34] E. Spencer. A. Methode of analysais of the STABILITY of EMBANKMENTS ASSUMING PARALLEL INTERSLICE forces. Géotechnique, Vol. 17, N°1, pp. 11–
- [35] <http://www.cours-genie-civil.com/wp-content/uploads/2> (Cours de route).

- [36] <https://www.eyrolles.com/Chapitres/9782212675467/9782212675467> (La route et ses chaussées).
- [37] <http://www.planete-tp.com/> (Couches de surface).
- [38] [https://www.grandlyon.com/fileadmin/user\\_upload/media/pdf/voirie/20091118\\_gl\\_voirie](https://www.grandlyon.com/fileadmin/user_upload/media/pdf/voirie/20091118_gl_voirie) (Guide de conception des structures de chaussées).
- [39] Lakhdari A. (2014). Etude de modernisation du CW01 sur 10KM avec conception de deux carrefours à M'SILA. Mémoire de fin d'études non publié, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics Kouba, Alger

## **RESUME**

Ce travail élaboré, consiste en l'application des connaissances acquises dans le domaine de géotechnique dans la vérification de la stabilité d'un remblai de 10 m de haut relatif à la route menant de RAS-EL-HAMRA à OUED BEGRAT, au Nord de la ville d'ANNABA.

Conformément au thème choisi, le travail porte sur une analyse bibliographique afin de donner quelques notions sur les routes et sur les mouvements de terrain, puis après des indications sur le projet, évoque quelques méthodes de calcul de stabilité et de dimensionnement de chaussée et enfin, précise les calculs au moyen de logiciels (pour notre cas : le logiciel SLIDE) pour la vérification de la tenue du remblai et la définition du corps de chaussée de la route.

**Mots clés** : Route, remblai, glissement, Bishop, Janbu, calcul de stabilité, corps de chaussée.

## **ABSTRACT**

This elaborated work consists of the application of the knowledge acquired in the field of geotechnical engineering in the verification of the stability of a 10 m high embankment relative to the road leading from RAS-EL-HAMRA to OUED BEGRAT, north of the city of ANNABA.

In accordance with the chosen theme, the work deals with a bibliographical analysis to give some notions on the roads and the movements of ground, then after indications on the project, evokes some methods of calculation of stability and dimensioning of pavement and finally, specifies the calculations using software (for our case: the SLIDE software) for the verification of the backfill and the definition of the roadway body.

**Key words** : Road, embankment, slip, Bishop, Janbu, stability calculation, pavement body.