

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Saâd Dahlab De Blida 1

Faculté De Technologie

Département De Génie Civil



جامعة سعد دحلب بالبليدة 1

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

## MÉMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

En vue de l'obtention du diplôme de :  
Master en Génie Civil  
Spécialité : Géotechnique

Thème :

# ***ETUDE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI ROUTIER***

Présenté Par :

- ✧ GUERFI Mohamed
- ✧ ATALLAH Mohamed laid

Dirigé Par :

Dr. ZERARKA

## Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'un remblai routier et de dimensionner le corps de chaussée de l'accès routier reliant le port de béni kssila à la RN24.

On a analysé la stabilité de remblai vis-à-vis : le tassement par (Calcul manuel et logiciel GEO5) ; le poinçonnement par (Calcul manuel) et le glissement par (logiciel GEO5 et TALREN V5) dont les résultats ont relevé qu'il y a un risque de glissement.

Pour éviter le risque de glissement on a proposé deux solutions : La terre armée et les géotextiles de renforcement. Ces derniers on était dimensionner et vérifier par les logiciels (GEO5 ; TALREN V5).

Enfin ; une classification GTR de matériau destiné aux travaux de remblai a relevé que le matériau est sensible à l'eau dont des améliorations de sol par des rajouts de sable on était réalisé avant l'utilisation de matériau.

Finalement on a pu dimensionner la structure de corps de chaussée par (ALIZE III) pour une structure la plus économique et sécuritaire possible vis-à-vis la disponibilité des matériaux dans la région.

## Summary

The work presented in this brief aims to analyze the stability of a road embankment and to size the road access road body connecting the port of beni kssila to the RN24.

The stability of the fill vis-à-vis was analyzed: settlement (Manual calculation; GEO5 software); punching (Manual calculation) and sliding (GEO5 software and TALREN V5 software), the results of which showed that there is a risk of slippage.

To avoid the risk of slippage, two solutions have been proposed: Armed land and reinforcement geotextiles. These were dimensioned and checked by the software (GEO5; TALREN V5).

Finally, a GTR classification of material intended for backfill work has noted that the material is sensitive to water, of which soil improvements by sand additions were made with the use of material.

The roadway body structure was then dimensioned (ALIZE III) for the most economical and safe structure possible with regard to the availability of materials in the region.

## الملخص

يهدف العمل المعروض في هذه المذكرة الى تحليل الردم الترايبي وتحديد ابعاد هيكل الطريق الرابط بين ميناء بني كسيلة والطريق الوطني رقم 24.

وقد تم تحليل الردم الترايبي وتفصيل حساب الهبوط بواسطة برنامج (GEO 5).

و الانزلاق بواسطة برنامج (GEO 5, TALREN V5)

أظهرت النتائج ان هناك خطر الانزلاق ولتجنب هذا اقترحنا حلان: الأرض المسلحة والتعزيزات الارضية وقد تمت

الدراسة والتحليل بواسطة برنامج (GEO 5, TALREN V5).

أخيرا، تم تصنيف المادة المخصصة لأعمال الردم (مادة حساسة للماء) وقد أدخلت تحسينات على التربة من خلال إضافة الرمل، تم تشكيل هيكل الطريق باستخدام برنامج ALIZE III مع مراعات وفرة وجودة المواد في المنطقة.

# SOMMAIRE

---

|                           |  |
|---------------------------|--|
| <b>RÉSUMÉ</b>             |  |
| <b>REMERCIEMENTS</b>      |  |
| <b>DÉDICACES</b>          |  |
| <b>SOMMAIRE</b>           |  |
| <b>LIST DES TABLEAUX</b>  |  |
| <b>LIST DES FIGURES</b>   |  |
| <b>LISTE DES SYMBOLES</b> |  |

|                              |   |
|------------------------------|---|
| <b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b> | 1 |
|------------------------------|---|

## CHAPITRE I: BIBLIOGRAPHIE

|   |    |
|---|----|
| I.1- Généralités sur les remblais :.....  | 2  |
| I.1.1- Terminologie de base :.....  | 2  |
| I.1.2- Le Remblai :.....  | 2  |
| I.1.3- Le remblaiement : .....  | 3  |
| I.1.4- Les remblais de grande hauteur : .....   | 3  |
| I.2-Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur :.....         | 4  |
| I.2.1- La Géométrie du remblai : .....  | 4  |
| I.2.2- Méthodes de dimensionnement des remblais : .....                                     | 4  |
| I.2.3- Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai : 6 |    |
| I.3- Modes de déformations des grands remblais :.....                                       | 8  |
| I.3.1- Poinçonnement du sol de fondation :.....   | 8  |
| I.3.2- Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :.....                | 8  |
| I.3.3- Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :.....                             | 9  |
| I.3.4- Tassement de sol de fondation :.....   | 9  |
| I.4- Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais :.....                                 | 10 |
| I.4.1- Introduction :.....  | 10 |
| I.4.2- Notion de facteur de sécurité : .....  | 11 |
| I.4.3- Études de la stabilité des pentes :.....   | 11 |
| I.4.4- Etude des tassements du sol de fondation :.....                                      | 15 |
| I.4.5- Logiciels de calculs par ordinateur : .....  | 17 |
| I.4.6- Conclusions :.....   | 22 |
| I.5- Méthodes de confortement de remblai : .....  | 23 |
| I.5.1- Introduction :.....  | 23 |
| I.5.2- Méthodes de confortement des talus :.....  | 23 |
| I.6- Généralités sur la géotechnique routière : .....                                       | 35 |
| I.6.1- Introduction : .....   | 35 |
| I.6.2- Caractérisation des sols : .....   | 36 |
| I.6.3- Classification géotechnique des sols : .....   | 42 |
| I.6.4- Etude de chaussée :.....   | 42 |

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET

|  |    |
|--|----|
| II.1- Introduction:.....   | 46 |
| II.2- Contexte géographique et topographique :.....                  | 46 |
| II.2.1- Situation géographique de terrain :.....                     | 46 |
| II.2.2- Topographie (tracé en plan) :.....                           | 47 |
| II.3- Contexte géologique :.....                                     | 48 |
| II.3.1- Géologie de la région :.....                                 | 48 |
| II.3.2- Géologie de site :.....                                      | 48 |
| II.4- Contexte hydrologique et hydrogéologique :.....                | 49 |
| II.5- Sismicité de la région :.....                                  | 49 |
| II.6- Données Climatologiques :.....                                 | 51 |
| II.6.1- Température :.....   | 51 |
| II.6.2- Zones climatiques :.....                                     | 51 |
| II.6.3- Précipitation :.....   | 51 |
| II.7- Campagne d'investigation géotechnique :.....                   | 52 |
| II.7.1- Reconnaissance géotechnique in situ :.....                   | 52 |
| II.7.2- Programme de la reconnaissance :.....                        | 52 |
| II.7.3- Exploitation des données de la reconnaissance in situ :..... | 53 |
| II.7.4- Lithologie :.....  | 53 |
| II.7.5- Synthèse de la lithologie :.....                             | 54 |
| II.7.6- Essai pressiométriques :.....                                | 54 |
| II.7.7- Essais géotechniques au laboratoire.....                     | 56 |
| II.7.8- Essais sur matériau:.....                                    | 57 |
| II.7.9- Récapitulation :.....  | 62 |
| II.8- Conclusion :.....  | 63 |

## CHAPITRE III : ETUDE DE LA STABILITE DE REMBLAI

|   |    |
|---|----|
| III.1- Introduction :.....  | 64 |
| III.2- Les profils étudiés :.....   | 64 |
| III.3- Mode de construction de remblai :.....                             | 65 |
| III.4- Stabilité au poinçonnement :.....                                  | 65 |
| III.4.1- Méthode d'étude de poinçonnement :.....                          | 65 |
| III.4.2 - Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement :.....       | 66 |
| III.5- Etude des tassements :.....  | 67 |
| III.5.1- Introduction :.....  | 67 |
| III.5.2- Amplitude des tassements :.....                                  | 68 |
| III.5.3- Tassement final :.....   | 75 |
| III.5.4- Calcul des tassements par ordinateur (logiciel GEO5 2021) :..... | 75 |
| III.5.5- Commentaire :.....   | 77 |
| III.6- Stabilité au glissement :.....                                     | 77 |
| III.6.1- Stabilité à court terme et à long terme :.....                   | 78 |
| III.6.2- Méthodes d'étude de glissement :.....                            | 78 |

# SOMMAIRE

---

|  |    |
|--|----|
| III.6.3- Application aux remblais :..... | 79 |
| III.7- Conclusion :.....                 | 84 |

## CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT

|   |    |
|---|----|
| IV.1- Introduction :.....                                       | 85 |
| IV.2- Géotextile :.....   | 85 |
| IV.2.1- Principe de fonctionnement :.....                       | 85 |
| IV.2.2- Type de Géotextile :.....                               | 85 |
| IV.2.3- Durabilité du géotextile de renforcement :.....         | 85 |
| IV.2.4- Propriétés mécaniques du renforcement :.....            | 86 |
| IV.2.5- Mise en œuvre du massif de renforcement :.....          | 86 |
| IV.3- Prédimensionnement de géotextile :.....                   | 88 |
| IV.3.1- Principe de dimensionnements :.....                     | 88 |
| IV.3.2- Nature des géotextiles préconisés :.....                | 88 |
| IV.3.3- Justification des largeurs des nappes :.....            | 89 |
| IV.3.4- Géométrie de l'ouvrage :.....                           | 89 |
| IV.3.5- Facteurs partiels de sécurité considérés :.....         | 91 |
| IV.3.6- Calcul de la résistance ultimes de la traction :.....   | 92 |
| IV.4- Vérification de la stabilité après le confortement :..... | 93 |
| IV.4.1- Par Talren V5 :.....                                    | 93 |
| IV.4.2- Par GEO2021 :.....                                      | 94 |
| IV.4.3- Vérification de coefficient de sécurité :.....          | 94 |
| IV.5- Drainage :.....   | 95 |
| IV.6- Protection :.....   | 95 |
| IV.7- Conclusion :.....   | 96 |

## CHAPITRE V : ETUDE DE GEOTECHNIQUE ROUTIERE

|   |     |
|---|-----|
| V.1- Introduction :.....                                | 97  |
| V.2- Classification de matériau de remblai (TVO) :..... | 97  |
| V.2.1- Classification GTR :.....                        | 97  |
| V.3- Dimensionnement de chaussée :.....                 | 98  |
| V.4- Conclusion :.....                                  | 104 |

|                            |            |
|----------------------------|------------|
| <b>CONCLUSION GÉNÉRALE</b> | <b>106</b> |
|----------------------------|------------|

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

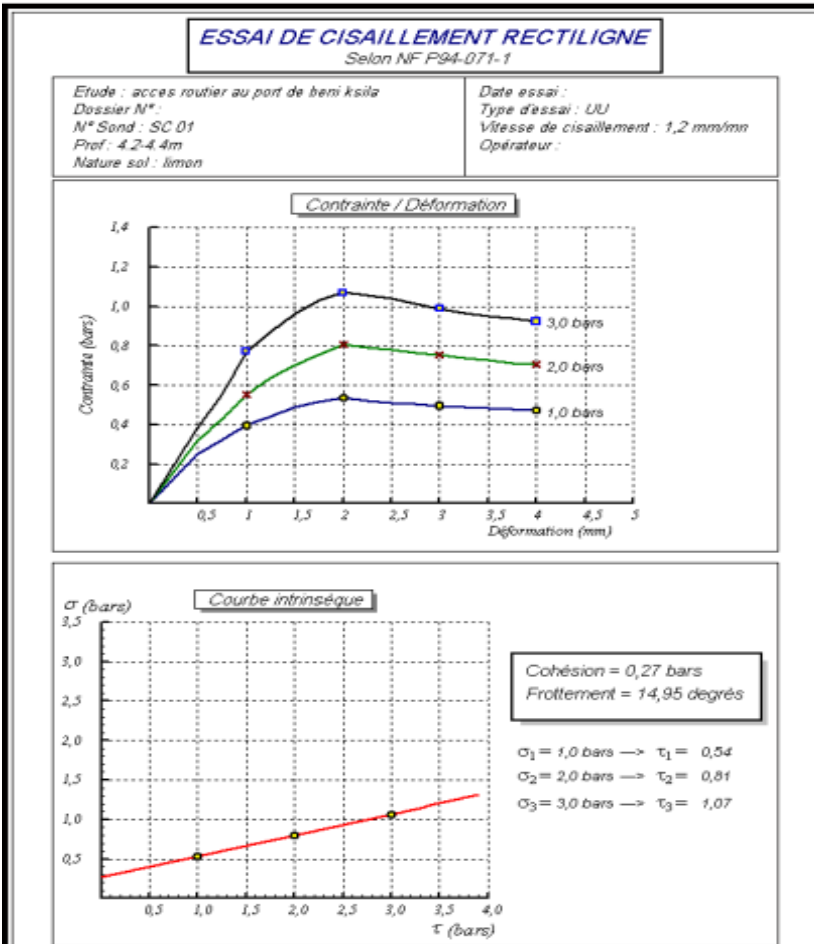
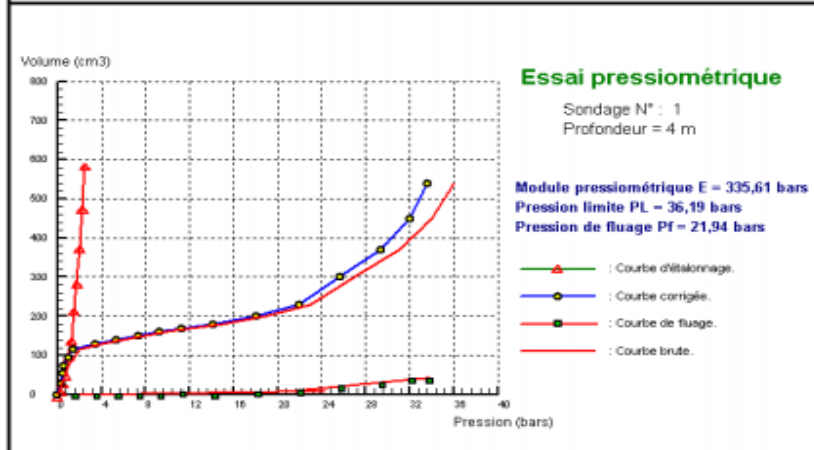
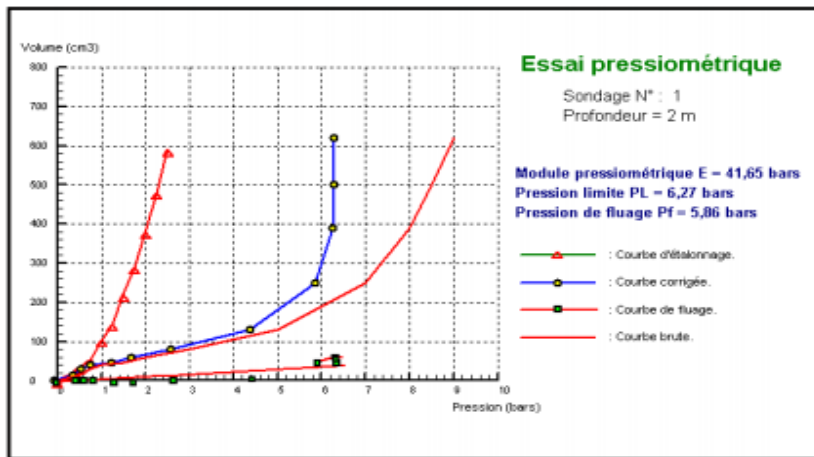
## ANNEXES











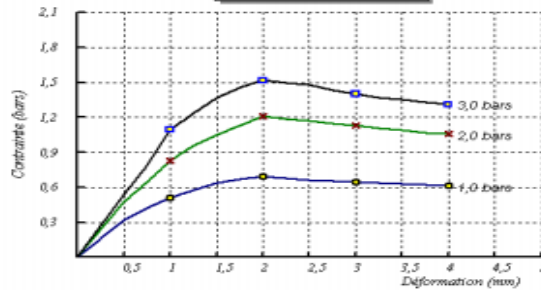
### ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

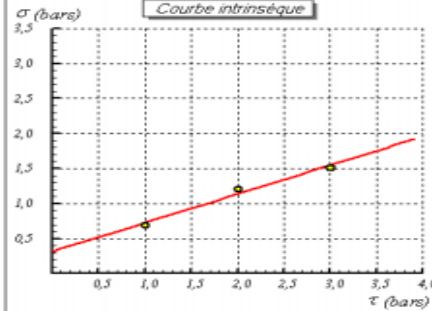
Etude : accès routier au port de beni ksila  
 Dossier N° : 90/2020  
 N° Sond : SC 01  
 Prof : 0.5-0.7m  
 Nature sol : remblais en argile sableuse

Date essai :  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



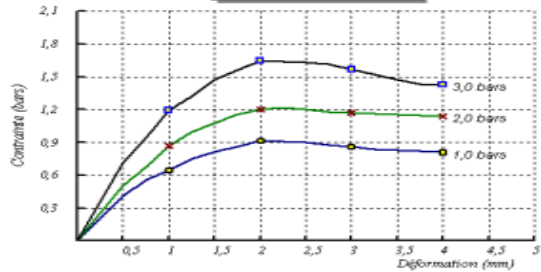
### ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

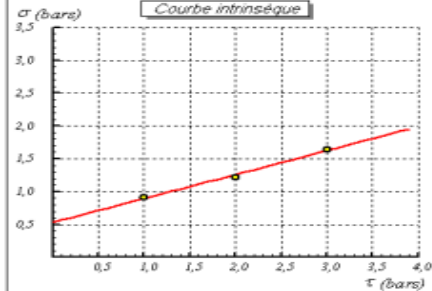
Etude : accès routier au port de beni ksila  
 Dossier N° :  
 N° Sond : SC 01  
 Prof : 6.6-7m  
 Nature sol : marne

Date essai :  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn  
 Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque

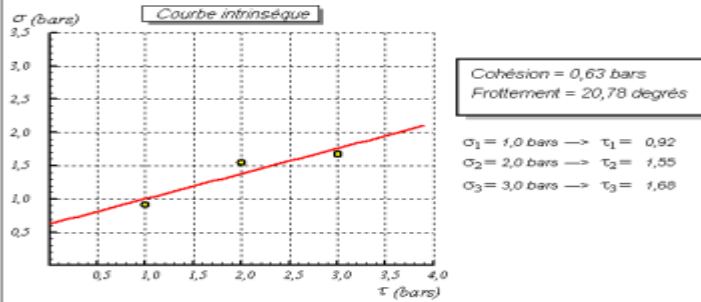
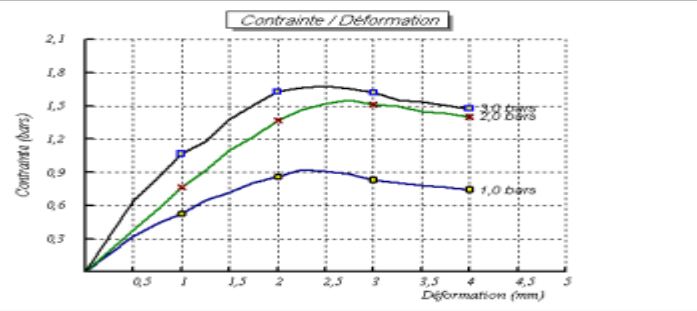


### ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Dossier N° :  
 N° Sond : SC 02  
 Prof : 3.6/4m  
 Nature sol : Mame

Date essai :  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn  
 Opérateur :

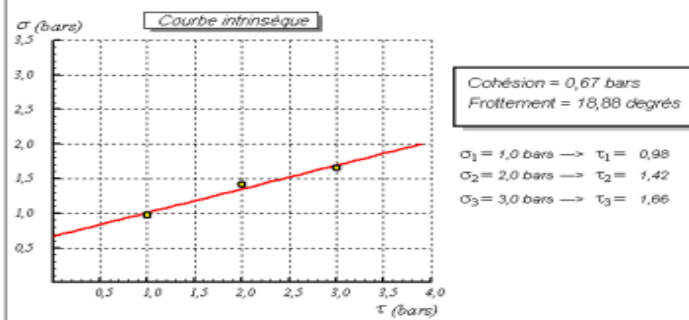
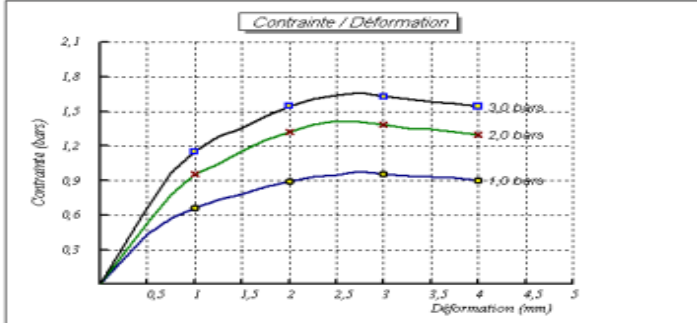


### ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Dossier N° :  
 N° Sond : SC 02  
 Prof : 6.6-7m  
 Nature sol : mame

Date essai :  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn  
 Opérateur :

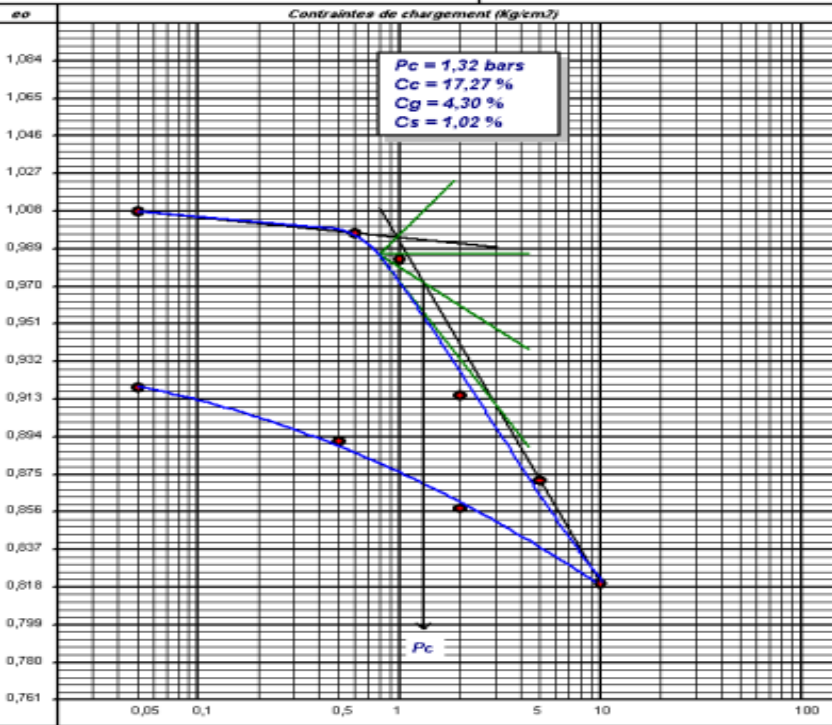


### ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Lieu : beni ksila-bejala  
 Client :  
 Nature : limon

Réf Sondage : SN 01  
 Profondeur : 4,2-4,5m  
 Date essai :  
 Opérateur :

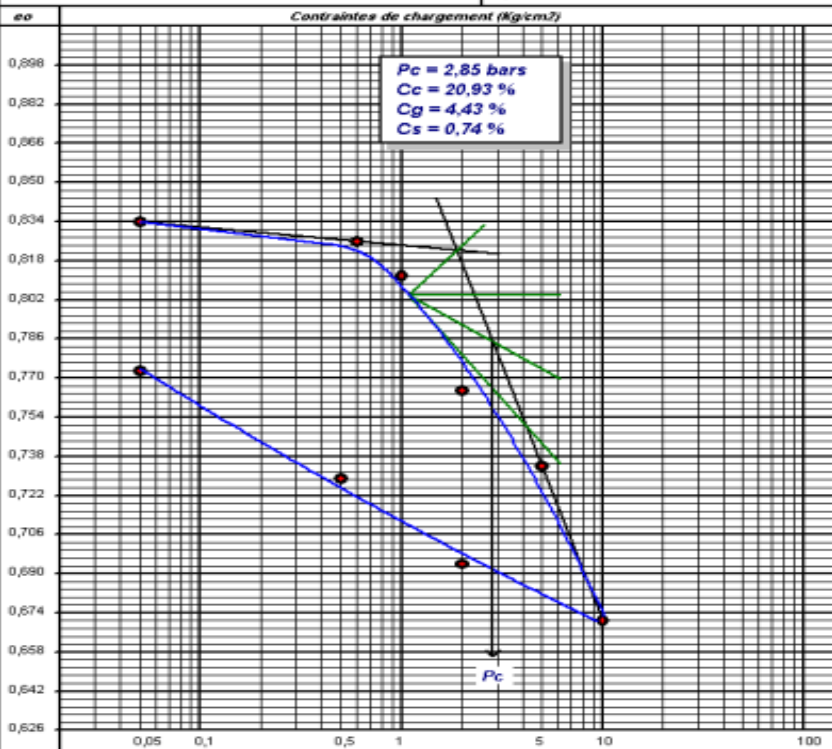


### ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Lieu : beni ksila-bejala  
 Client :  
 Nature : mame

Réf Sondage : SN 01  
 Profondeur : 6,8-7m  
 Date essai :  
 Opérateur :

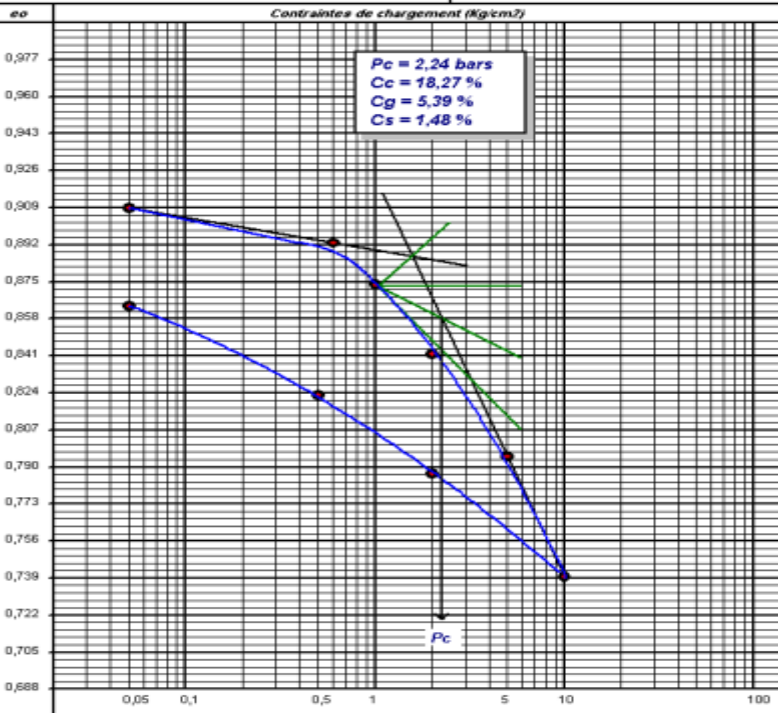


### ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Lieu : beni ksila-bejaia  
 Client :  
 Nature : marne

Réf Sondage : SC 02  
 Profondeur : 3,8-4,0m  
 Date essai :  
 Opérateur :

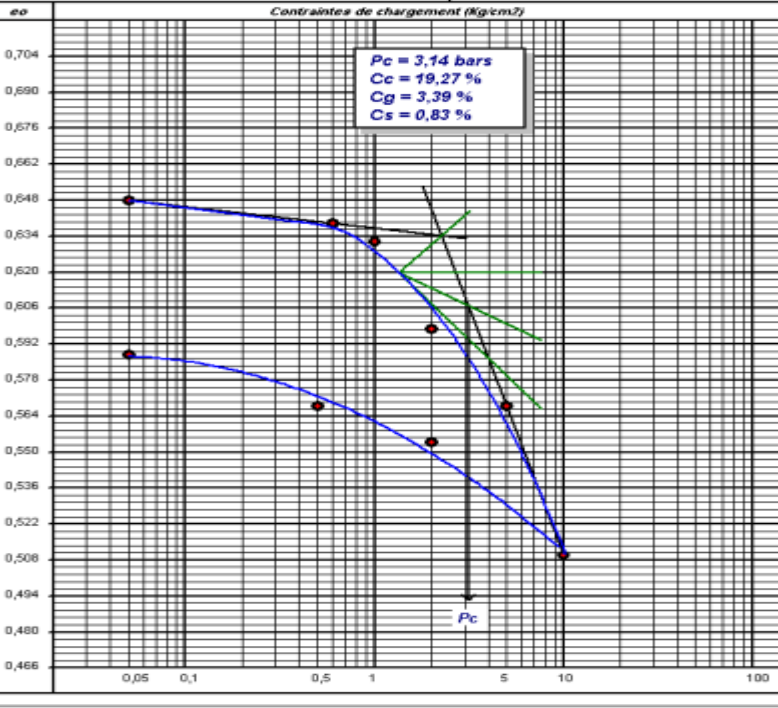


### ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

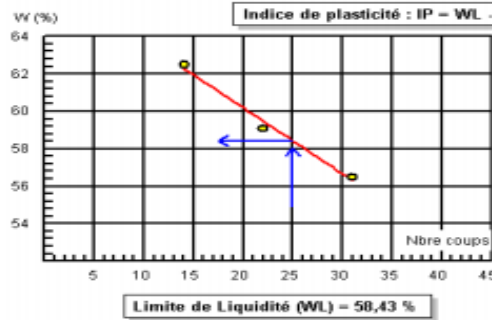
Etude : acces routier au port de beni ksila  
 Lieu : beni ksila-bejaia  
 Client :  
 Nature : marne

Réf Sondage : SC 02  
 Profondeur : 6,6-7m  
 Date essai :  
 Opérateur :



## Limites d'Atterberg

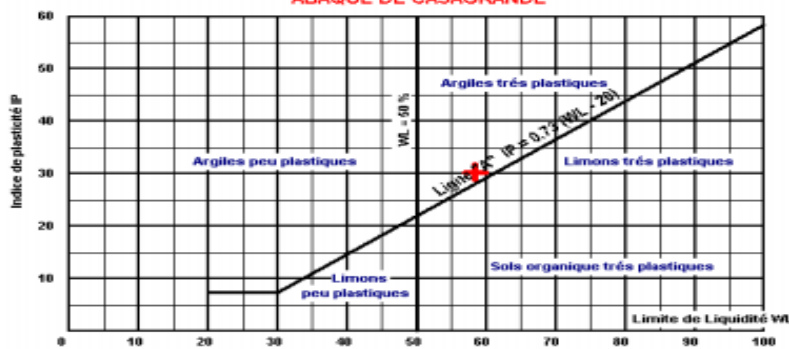
|   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| Etude : acces routier au port de Beni Ksila | Référence Sondage : 1               |
| Lieu : BEN KSILA BEJAJA                     | Profondeur : 0.5-0.7m               |
| Client :                                    | Date essai : NOVEMBRE-DECEMBRE 2011 |
| Nature : remblais argile sableuse           | Opérateur :                         |



| N°Essai | W (%) |
|---------|-------|
| 1       | 28,7  |
| 2       | 28,2  |
| 3       | 27,6  |
|         |       |
|         |       |
|         |       |

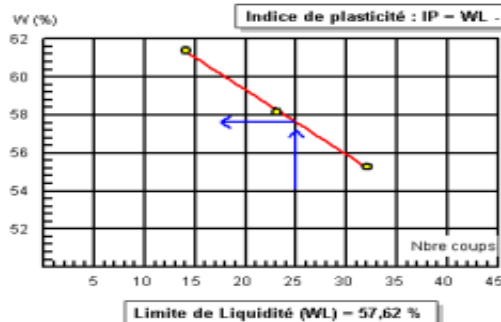
**Limite de Plasticité  
WP = 28,17 %**

### ABAQUE DE CASAGRANDE



## Limites d'Atterberg

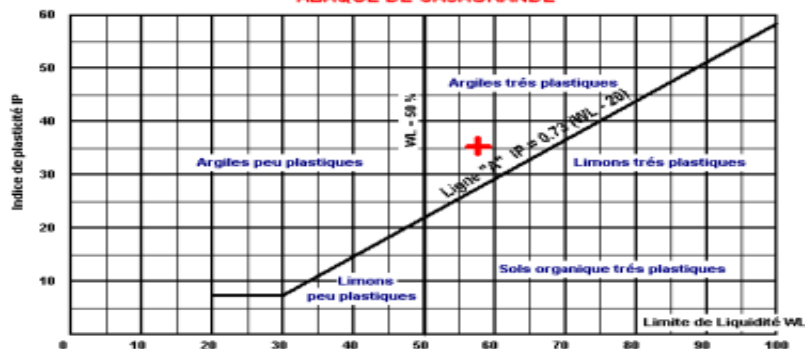
|   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| Etude : acces routier au port de Beni Ksila | Référence Sondage : 1               |
| Lieu : BEN KSILA BEJAJA                     | Profondeur : 4.2/4.4M               |
| Client :                                    | Date essai : NOVEMBRE-DECEMBRE 2011 |
| Nature : LIMON                              | Opérateur :                         |



| N°Essai | W (%) |
|---------|-------|
| 1       | 22,7  |
| 2       | 22,3  |
| 3       | 21,6  |
|         |       |
|         |       |
|         |       |

**Limite de Plasticité  
WP = 22,2 %**

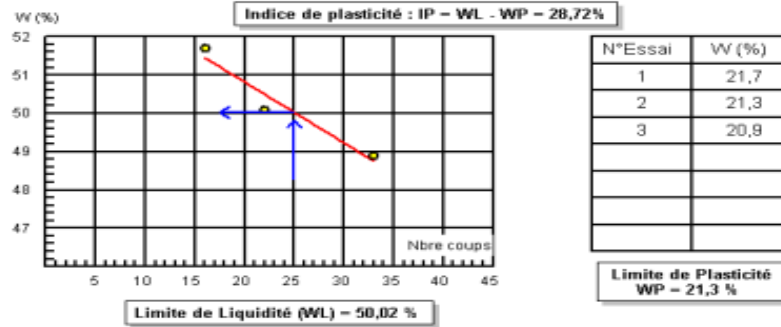
### ABAQUE DE CASAGRANDE



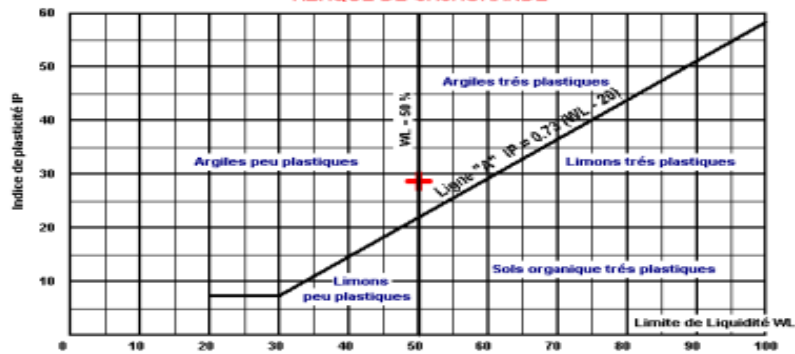


## Limites d'Atterberg

|   |                                    |
|---|------------------------------------|
| Etude : acces routier au port de Beni Ksila | Référence Sondage : 1              |
| Lieu : BEN KSILA BEJAIA                     | Profondeur : 6.8-7M                |
| Client :                                    | Date essai : NOVEMBRE-DECEMBRE 200 |
| Nature : Marne                              | Opérateur :                        |

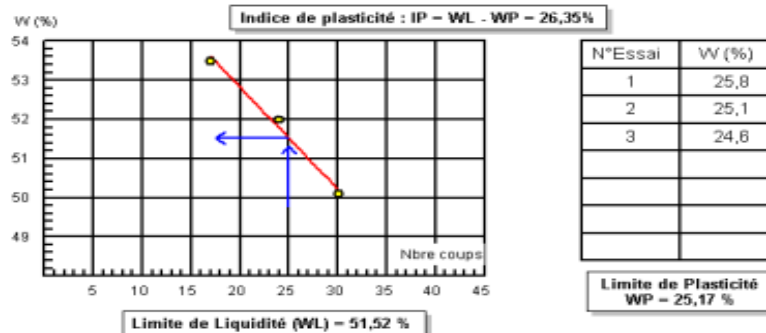


### ABAQUE DE CASAGRANDE

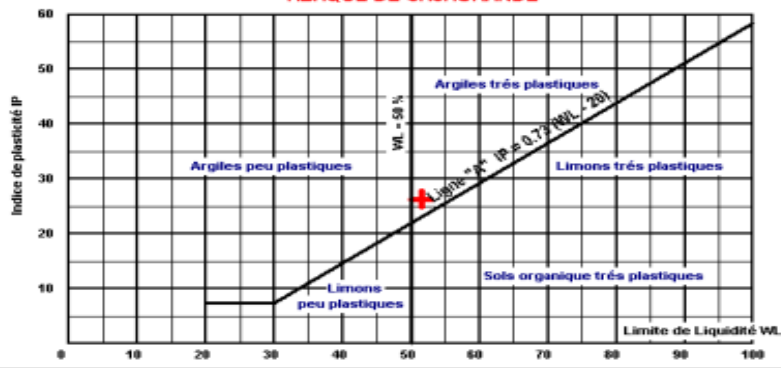


## Limites d'Atterberg

|   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| Etude : acces routier au port de Beni Ksila | Référence Sondage : 2             |
| Lieu : BEN KSILA BEJAIA                     | Profondeur : 3.8-4m               |
| Client :                                    | Date essai : NOVEMBRE-DECEMBRE 20 |
| Nature : marne                              | Opérateur :                       |

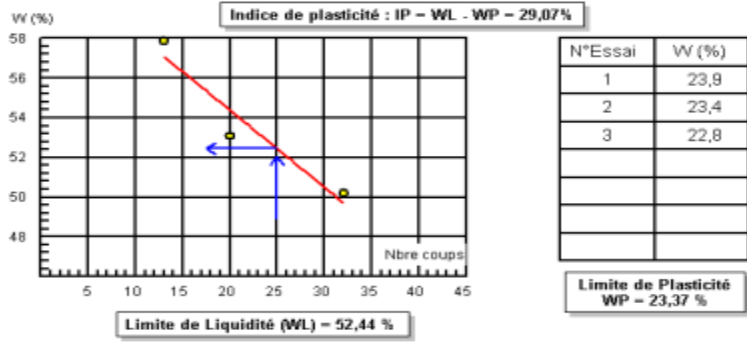


### ABAQUE DE CASAGRANDE

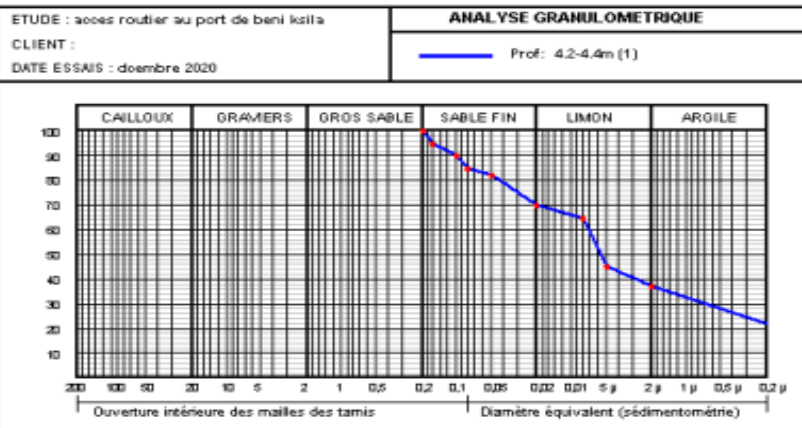
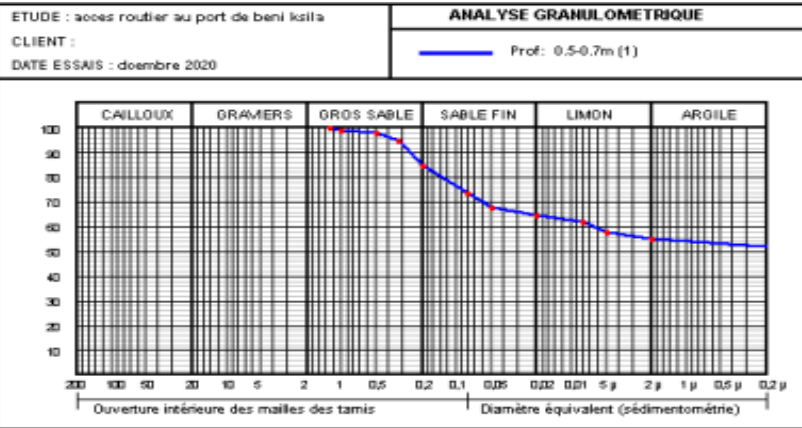
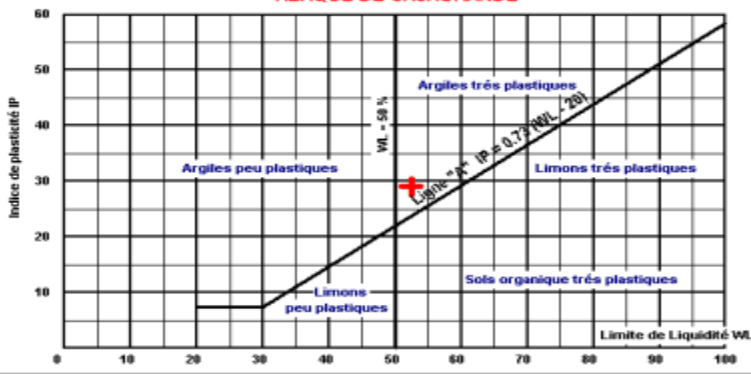


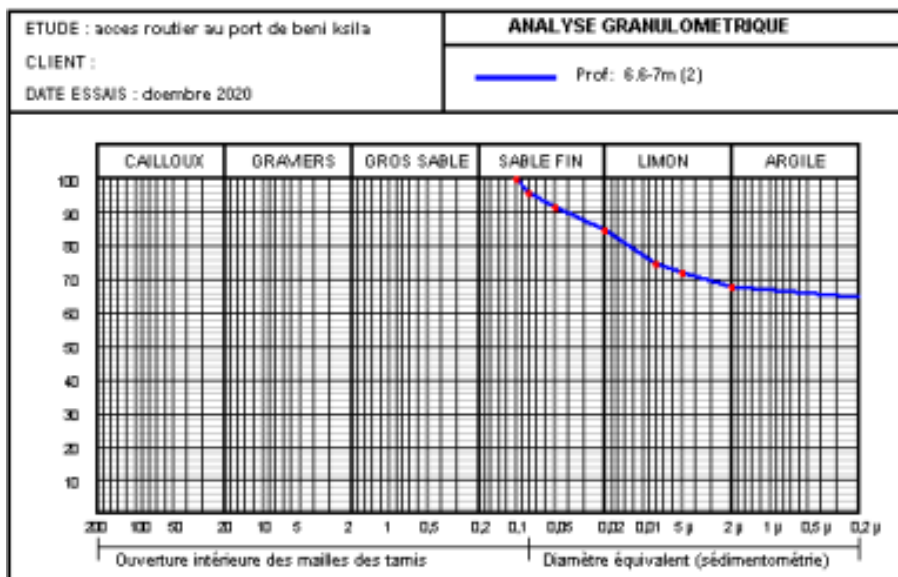
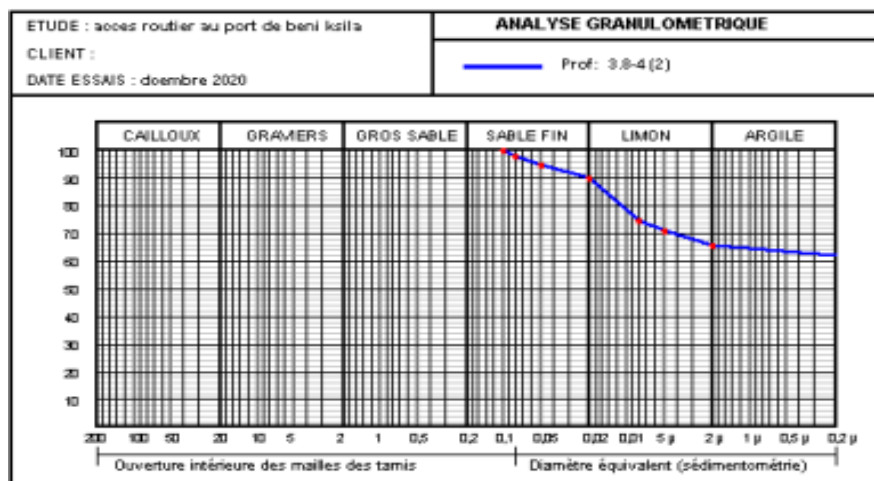
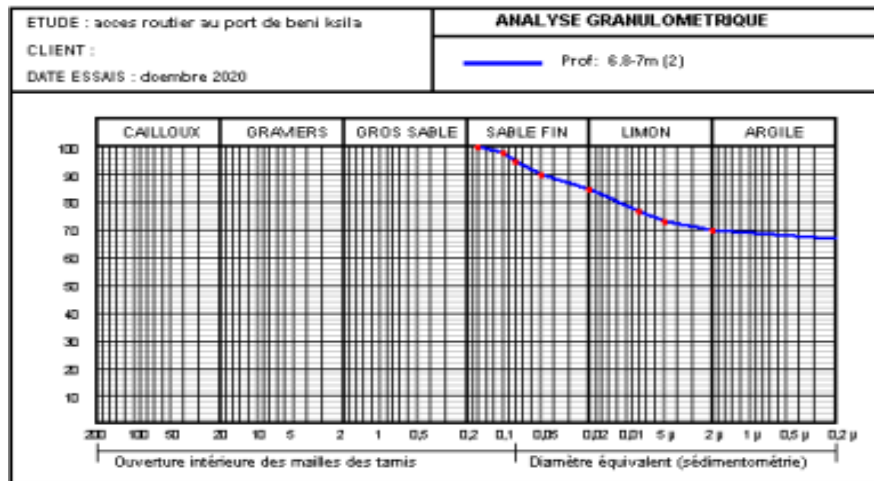
## Limites d'Atterberg

|   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| Etude : acces routier au port de Beni Ksila | Référence Sondage : 2               |
| Lieu : BEN KSILA BEJAIA                     | Profondeur : 6.6-7m                 |
| Client :                                    | Date essai : NOVEMBRE-DECEMBRE 2020 |
| Nature : marne                              | Opérateur :                         |

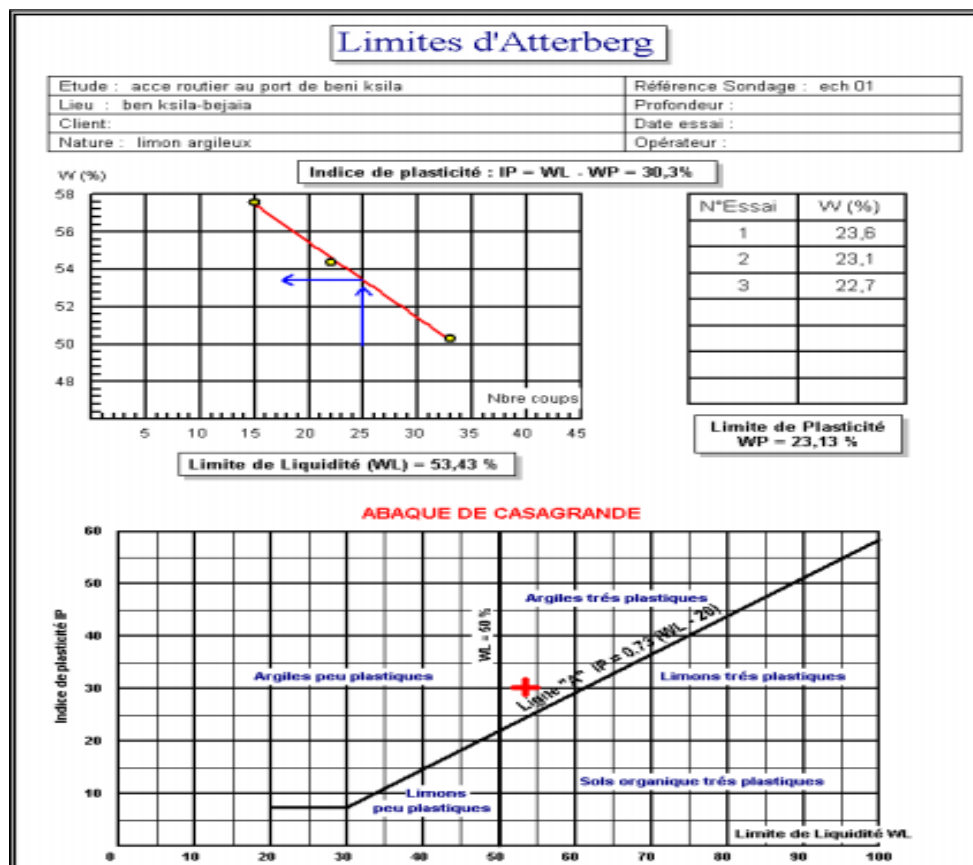
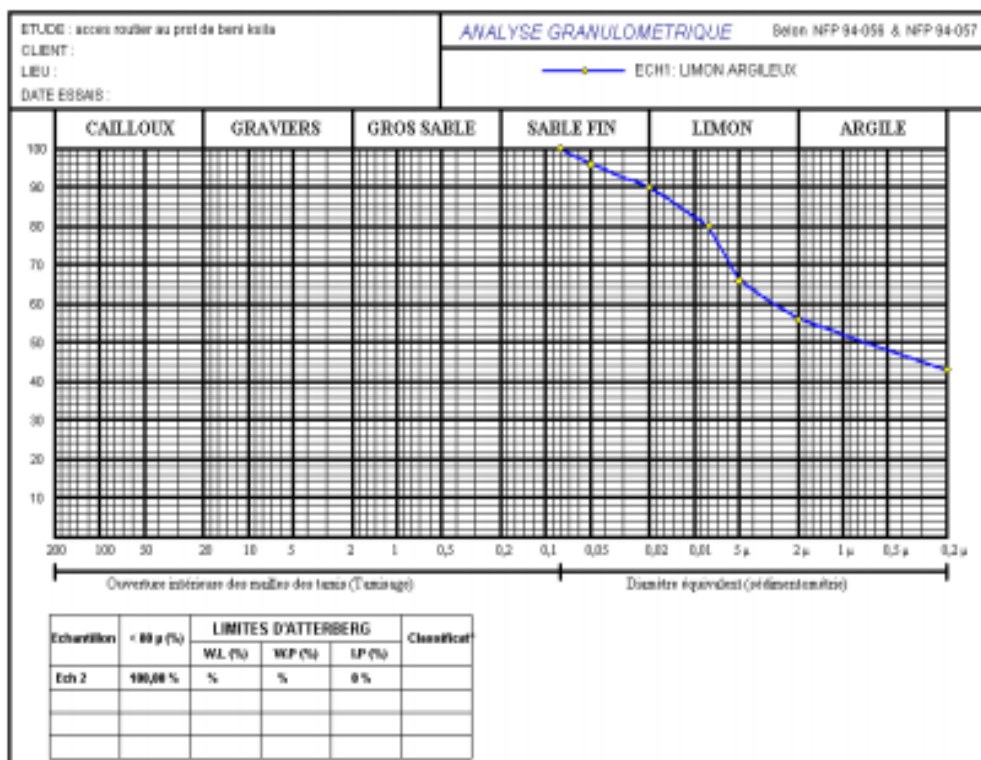


### ABAQUE DE CASAGRANDE





# Essais sur matériau -limon-argileux



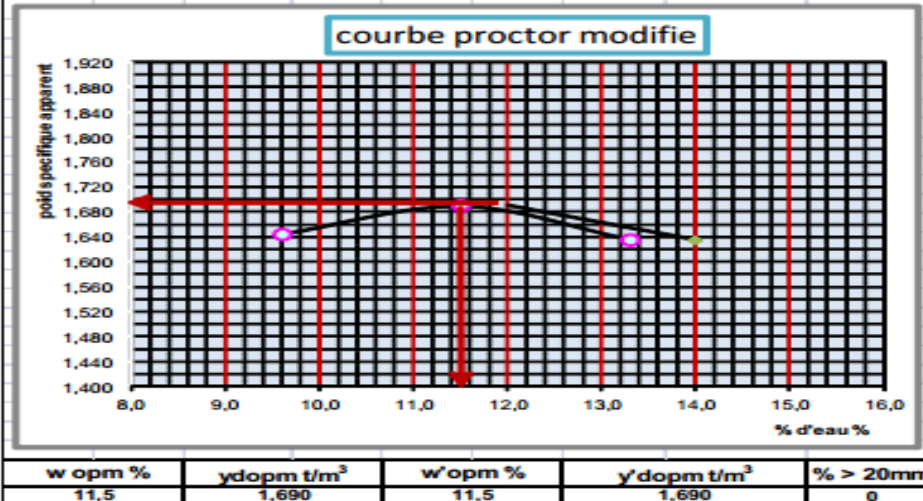


مختبر ميكانيك التربة و الجيوتقنية بوزيان  
 LABORATOIRE MECANIQUE DES SOLS ET GEOTECHNIQUE  
 BOUZIANE  
 ADRESSE: N° 07 RUE HADJAB AISSA 17 OCTOBRE BORDJ BOU ARRERIDJ  
 AGREMENT N° R/2008/267/382/01  
 TEL/Fax: 035/67.44.28 MOB: 770.66.77.24

### PROCTOR MODIFIE

CLIENT : BET LECTACT  
 DESIGNATION : ECH01  
 NATURE : LIMON  
 PROJET : ACCES ROUTIER AU PORT DE BENI KSILA

|                                 |       |       |       |  |  |
|---------------------------------|-------|-------|-------|--|--|
| teneur en eau de compactage%    | 10    | 12    | 14    |  |  |
| teneur en eau apres compactage% | 9,6   | 11,5  | 13,3  |  |  |
| poind specifique apparent       | 1,644 | 1,690 | 1,635 |  |  |
| saturation                      |       |       |       |  |  |

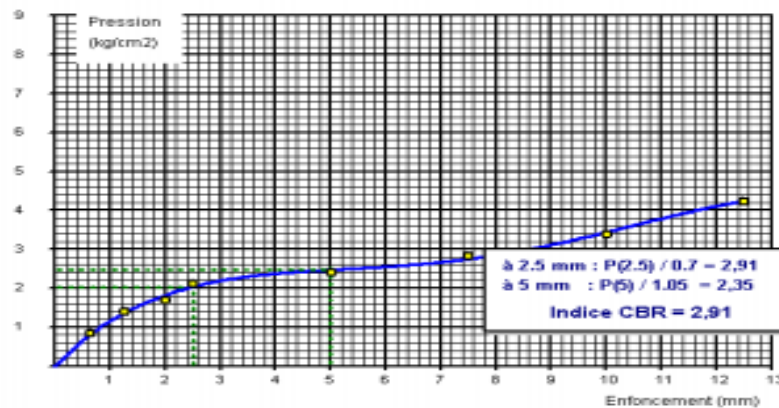


### ESSAI C.B.R

Type imbibé

Etude : ACCES ROUTIER AU PORT DE BENI KSILA  
 Puits N° : ECH 01  
 Profondeur :  
 Nature : LIMON ARGILEUX  
 Date essai :

Immersion : 4 Jours  
 Compactage : 10 C/C  
 Weau compactage : 11,5 %  
 Densité : 1,69 t/m3  
 Gonflement : - mm

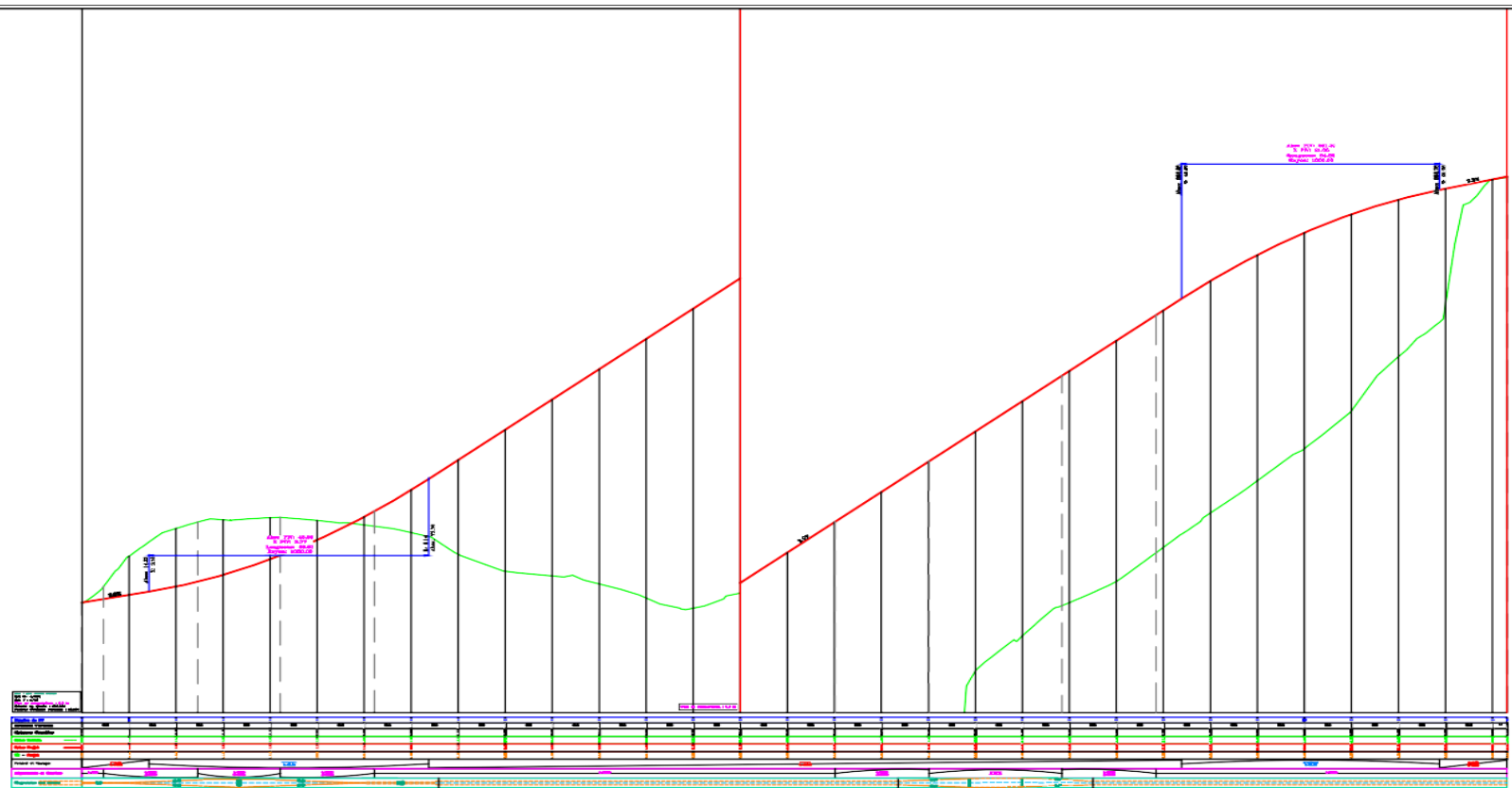


#### RESUTATS DES MESURES

| Temps       | 30 s | 1 mn  | 1 mn 40s | 2 mn  | 4 mn  | 6 mn  | 8 mn  | 10 mn |
|-------------|------|-------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| dy'(mm)     | 0,63 | 1,25  | 2,00     | 2,50  | 5,00  | 7,50  | 10,00 | 12,50 |
| Lecture     | 6,00 | 10,00 | 12,00    | 15,00 | 17,00 | 20,00 | 24,00 | 30,00 |
| Pr (kg/cm²) | 0,85 | 1,41  | 1,70     | 2,12  | 2,40  | 2,83  | 3,39  | 4,24  |

Coefficient de l'anneau = 2,73  
 Surface du piston = 19,3 cm²

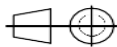
## ANNEXE B : levé topographique



Profile au long axe accès port



PHASE:  
**EXÉCUTION**  
 R-V: A  
 DATE: 02/02/20



Ech: 1/1000  
 PAGES 1

## ANNEXE C : Calcul des tassements.

**Tableau C.1 : Détail de calcul de tassement œdométrique pour le PK 00+240.**

| Feuille de calcul des tassements |      |      |       |      |                |                            |                       |                  |             |        |
|----------------------------------|------|------|-------|------|----------------|----------------------------|-----------------------|------------------|-------------|--------|
|                                  |      |      |       |      | PK00+240       | Etape 1 ( $h_r = 13.46$ m) |                       |                  |             |        |
| Hi                               | Zi   | e    | Cs    | Cc   | $\sigma'_{vo}$ | $\sigma'_p$                | état de consolidation | $\Delta\sigma_i$ | $\sigma'_v$ | Soed   |
| (m)                              | (m)  |      |       |      | (KPa)          | (KPa)                      |                       | (KPa)            | (KPa)       | (KPa)  |
| 0.7                              | /    | /    | /     | /    | /              | /                          | /                     | /                | /           | /      |
| 2.3                              | 1.85 | 0.68 | 0.01  | 0.17 | 29.04          | 132                        | OC                    | 310.73           | 339.77      | 0.0056 |
| 4                                | 5    | 0.5  | 0.014 | 0.18 | 82.7           | 224                        | OC                    | 292.48           | 375.18      | 0.0043 |
| 5                                | 7    | 0.5  | 0.008 | 0.19 | 118.3          | 314                        | OC                    | 251.78           | 370.08      | 0.0025 |
|                                  |      |      |       |      |                |                            |                       |                  | $\Sigma$    | 0.0124 |

**Tableau C.2: Calcul de la contrainte due au remblai pour le PK 00+240.**

| Charge apportée par le remblai ( $h_r = 13.46$ m) |       |         |       |      |      |                           |
|---|-------|---------|-------|------|------|---------------------------|
| Hi (m)  | Z (m) | q (KPa) | a/z   | b/z  | I    | $\Delta\sigma_{i1}$ (KPa) |
| 0.7   | /     | /       | /     | /    | /    | /                         |
| 2.3   | 1.85  | 290.73  | 9.2   | 3.6  | 0.50 | 290.73                    |
| 4   | 5     | 290.73  | 3.402 | 1.33 | 0.47 | 273.28                    |
| 5   | 7     | 290.73  | 2.43  | 0.95 | 0.4  | 232.58                    |

**Tableau C.3 : Calcul de la contrainte due à la surcharge routière pour le PK 00+240.**

| Charge apportée par la surcharge routière ( $Q = 20$ KN/m <sup>2</sup> ) |       |         |      |          |      |                           |
|--|-------|---------|------|----------|------|---------------------------|
| Hi (m)   | Z (m) | q (KPa) | L/z  | b/z      | K    | $\Delta\sigma_{i2}$ (KPa) |
| 0.7  | /     | /       | /    | /        | /    | /                         |
| 2.3  | 1.85  | 20      | 6.62 | $\infty$ | 0.25 | 20                        |
| 4  | 5     | 20      | 2.45 | $\infty$ | 0.24 | 19.2                      |
| 5  | 7     | 20      | 1.75 | $\infty$ | 0.24 | 19.2                      |

**Tableau C.4 : Détail de calcul de tassement œdométrique pour le PK 00+210.**

| Feuille de calcul des tassements PK00+210 Etape 1 ( $h_r = 6.56$ m) |      |      |       |      |                |             |                       |                  |             |         |
|---|------|------|-------|------|----------------|-------------|-----------------------|------------------|-------------|---------|
| Hi  | Zi   | e    | Cs    | Cc   | $\sigma'_{vo}$ | $\sigma'_p$ | état de consolidation | $\Delta\sigma_i$ | $\sigma'_v$ | Soed    |
| (m)   | (m)  |      |       |      | (KPa)          | (KPa)       |                       | (KPa)            | (KPa)       | (KPa)   |
| 0.7   | /    | /    | /     | /    | /              | /           | /                     | /                | /           | /       |
| 2.3   | 1.85 | 0.68 | 0.01  | 0.17 | 29.04          | 132         | OC                    | 161.696          | 190.736     | 0.002   |
| 4   | 5    | 0.5  | 0.014 | 0.18 | 82.7           | 224         | OC                    | 149.56           | 232.26      | 0.00058 |
| 5   | 7    | 0.5  | 0.008 | 0.19 | 118.3          | 314         | OC                    | 138.22           | 256.52      | 0.00234 |
|   |      |      |       |      |                |             |                       |                  | $\Sigma$    | 0.00492 |

**Tableau C.5: Calcul de la contrainte due au remblai pour le PK 00+210.**

| Charge apportée par le remblai ( $h_r = 6.56$ m) |       |         |      |      |      |                           |
|--|-------|---------|------|------|------|---------------------------|
| Hi (m)   | Z (m) | q (KPa) | a/z  | b/z  | I    | $\Delta\sigma_{i1}$ (KPa) |
| 0.7  | /     | /       | /    | /    | /    | /                         |
| 2.3  | 1.85  | 141.696 | 4.9  | 3.5  | 0.50 | 141.696                   |
| 4  | 5     | 141.696 | 1.8  | 1.3  | 0.46 | 130.36                    |
| 5  | 7     | 141.696 | 1.29 | 0.94 | 0.42 | 119.02                    |

**Tableau C.6 : Calcul de la contrainte due à la surcharge routière pour le PK 00+210.**

| Charge apportée par la surcharge routière ( $Q = 20$ KN/m <sup>2</sup> ) |       |         |      |          |      |                           |
|--|-------|---------|------|----------|------|---------------------------|
| Hi (m)   | Z (m) | q (KPa) | L/z  | b/z      | K    | $\Delta\sigma_{i2}$ (KPa) |
| 0.7  | /     | /       | /    | /        | /    | /                         |
| 2.3  | 1.85  | 20      | 6.62 | $\infty$ | 0.25 | 20                        |
| 4  | 5     | 20      | 2.45 | $\infty$ | 0.24 | 19.2                      |
| 5  | 7     | 20      | 1.75 | $\infty$ | 0.24 | 19.2                      |



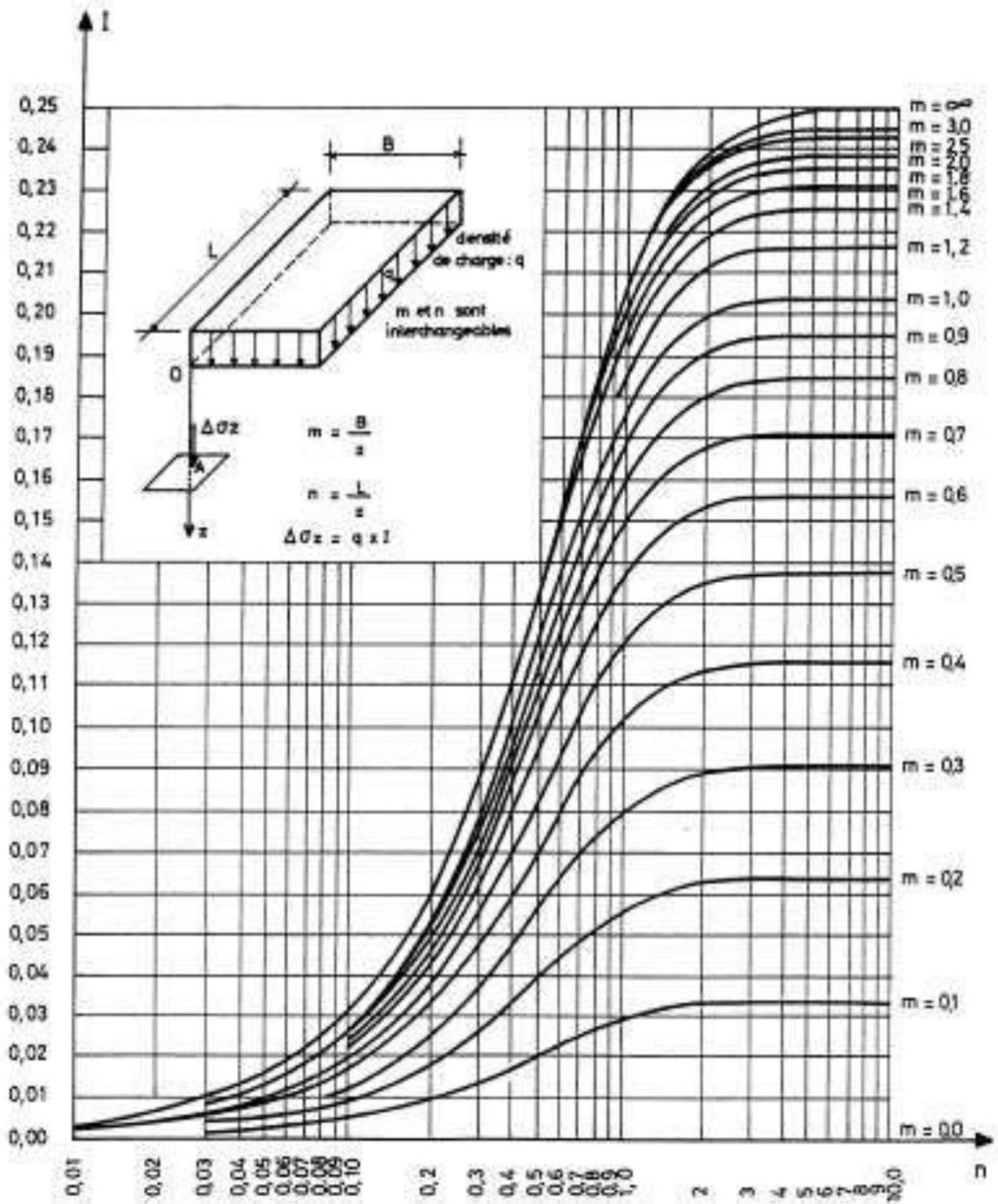


Figure C.1 : Abaque de Fadum.

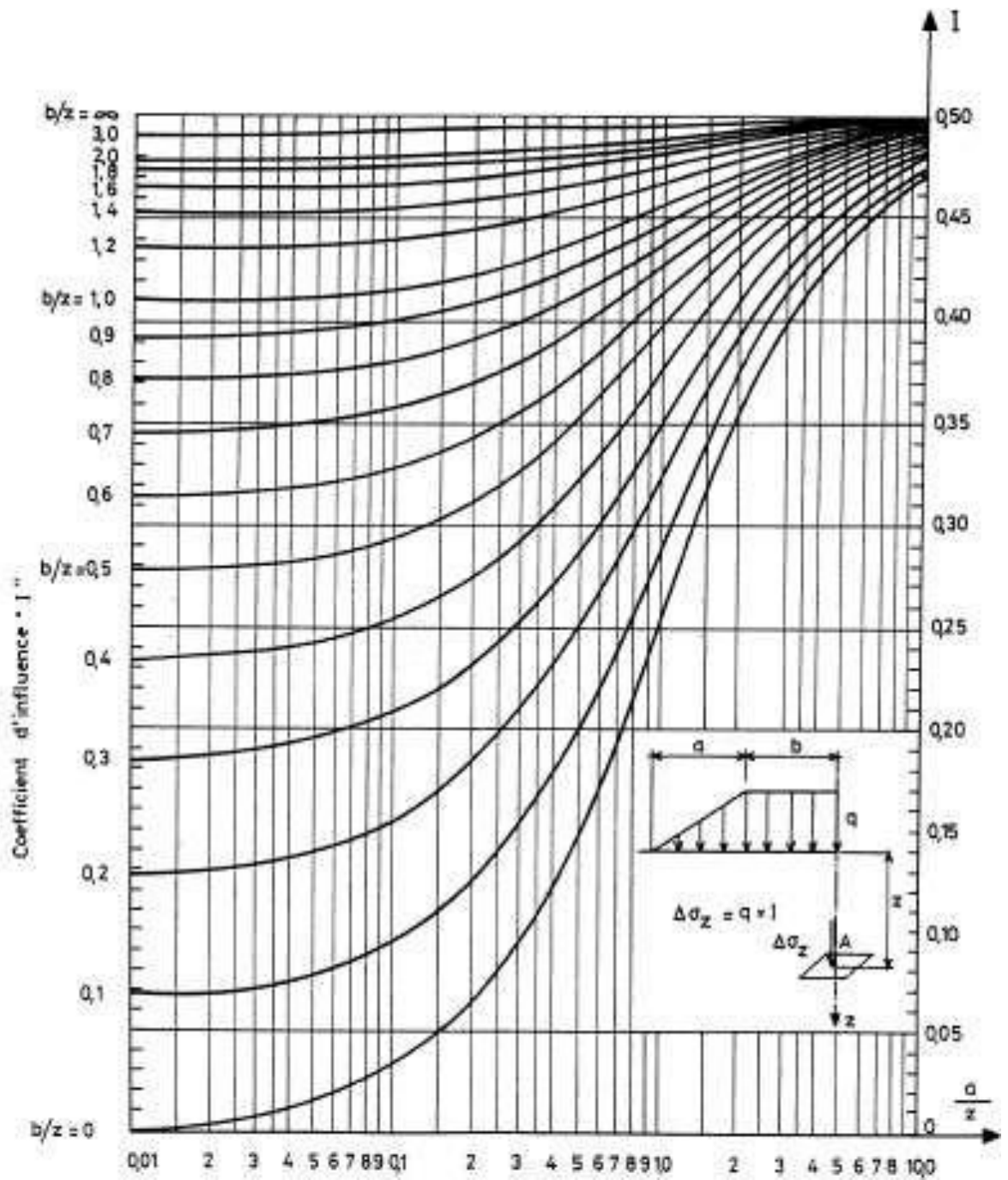


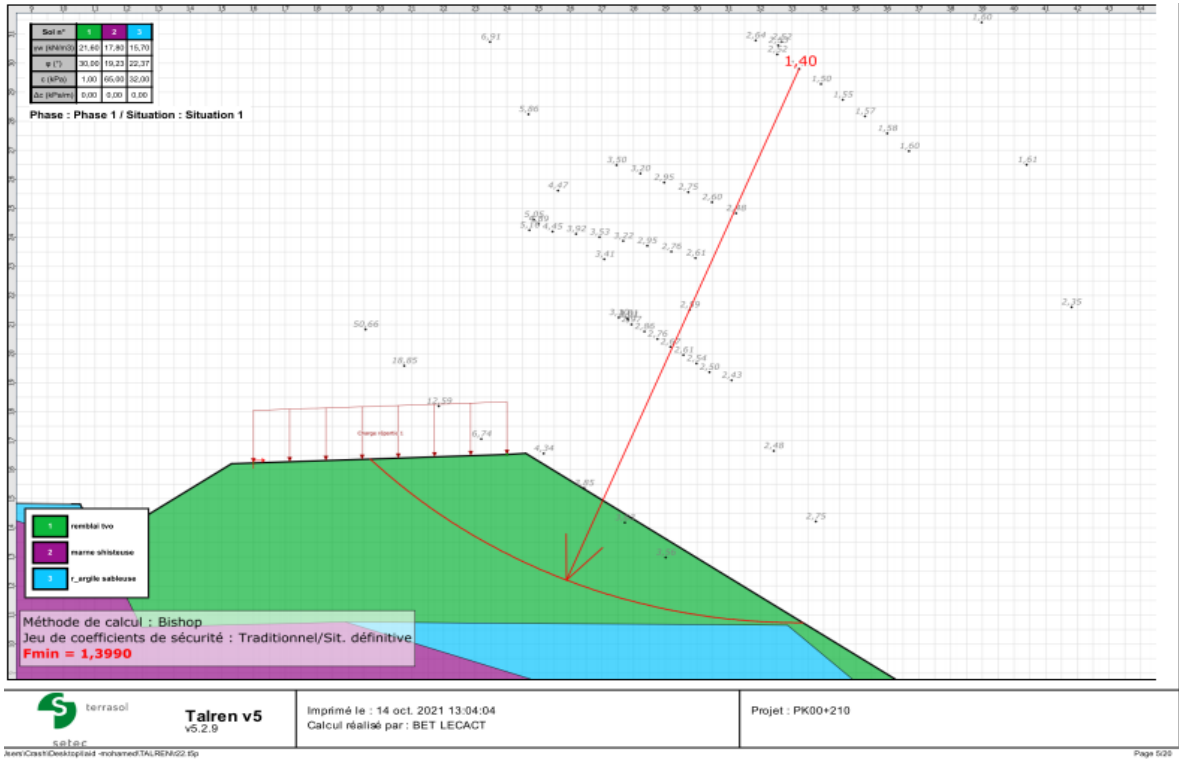
Figure C.2 : Abaque d'Osterberg.

# Annexe D : Calcul par logiciel Talren V5 et GEO5 2021

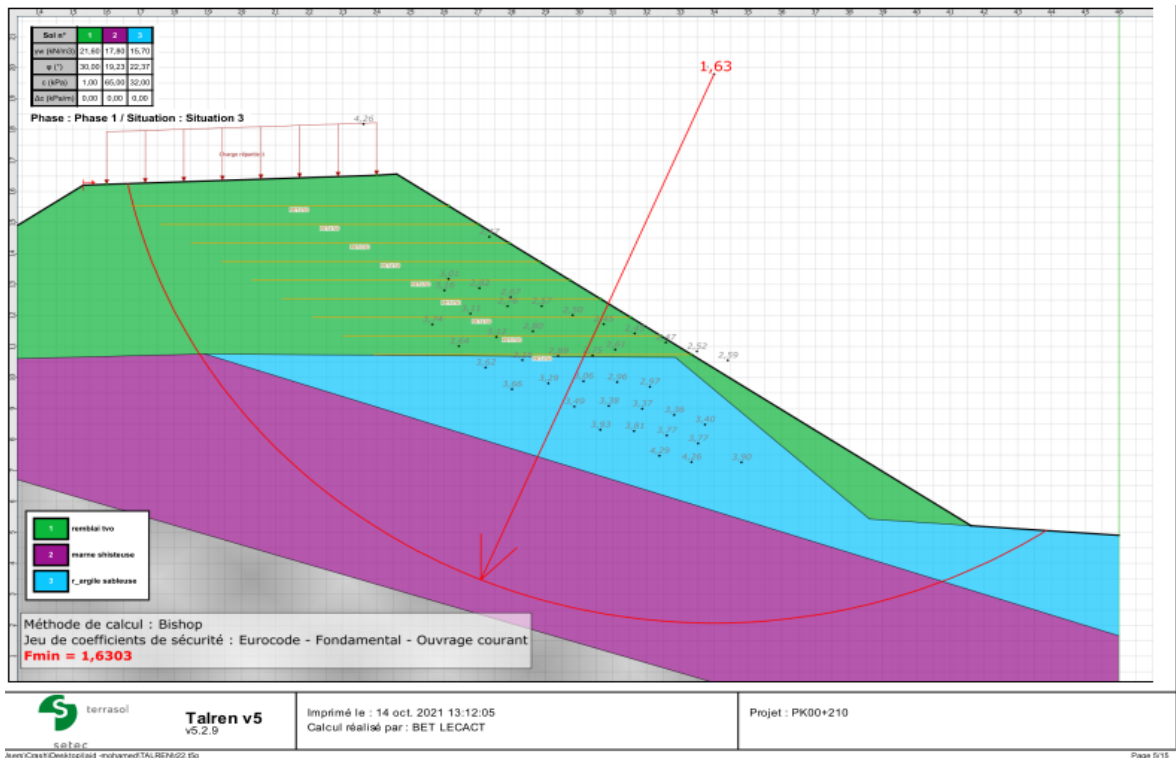
Talren V5

PK00+210

Avant le confortement :



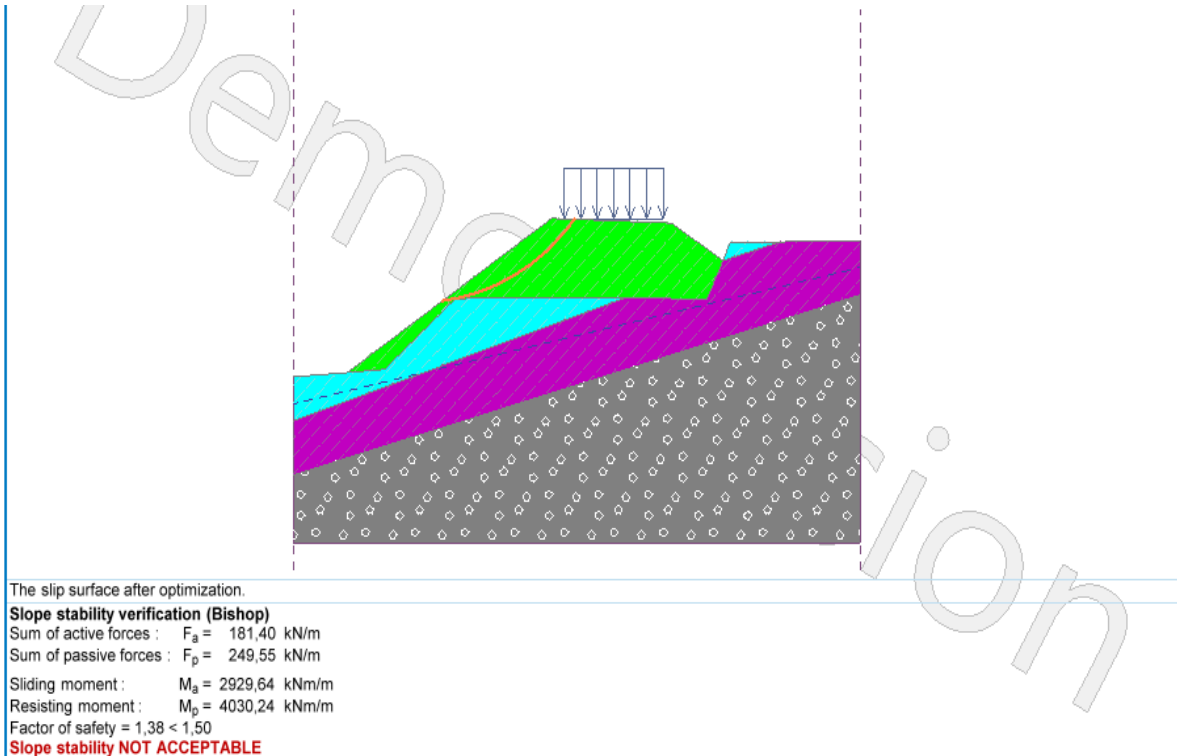
Après le confortement :



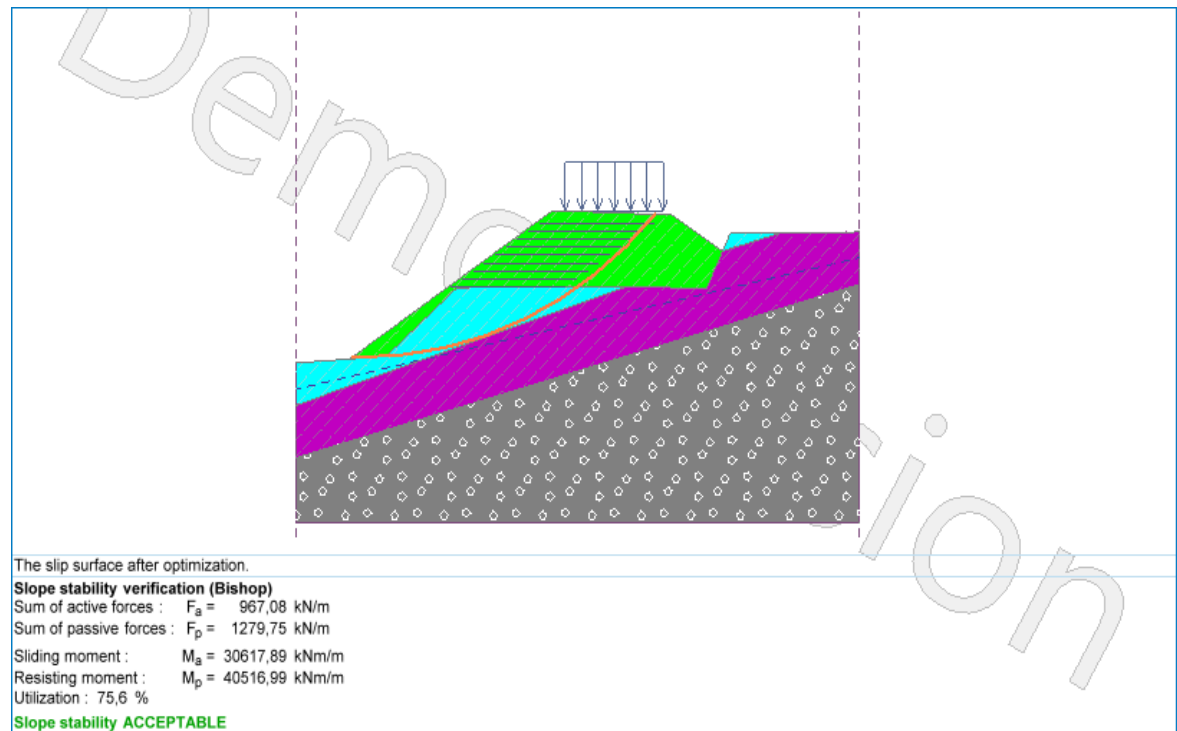
## GEO5 2021

### PK00+210

#### Avant le confortement :



#### Après le confortement :



# Rapport de logiciel Talren V5

## Données du projet

Numéro d'affaire : STABILITE DE REMBLAI

Titre du calcul : PK00+240

Lieu : BENI KSSILA-BEJAIA-

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

|   | Nom             | Couleur | γ    | φ     | c    | Δc  | qs clous | pl | KsB | Anisotropie | Favorable | Coefficients de sécurité spécifiques |
|---|-----------------|---------|------|-------|------|-----|----------|----|-----|-------------|-----------|--------------------------------------|
| 1 | Remblai TVO     |         | 21,6 | 30,00 | 1,0  | 0,0 | -        | -  | -   | Non         | Non       | Non                                  |
| 2 | MARNE ARGILEUSE |         | 17,8 | 19,83 | 65,0 | 0,0 | -        | -  | -   | Non         | Non       | Non                                  |
| 3 | argile sableuse |         | 15,7 | 22,37 | 32,0 | 0,0 | -        | -  | -   | Non         | Non       | Non                                  |

Couches de sol (cont.)

|   | Nom             | Couleur | Γγ | Γc | Γtan(φ) | Type de cohésion | Courbe   |
|---|-----------------|---------|----|----|---------|------------------|----------|
| 1 | Remblai TVO     |         | -  | -  | -       | Non drainée      | Linéaire |
| 2 | MARNE ARGILEUSE |         | -  | -  | -       | Non drainée      | Linéaire |
| 3 | argile sableuse |         | -  | -  | -       | Non drainée      | Linéaire |

Points

|    | X      | Y      | X  | Y      | X      | Y  | X      | Y      | X  | Y      | X      | Y  |        |        |    |        |        |
|----|--------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|----|--------|--------|
| 1  | -0,000 | 18,050 | 2  | 1,067  | 18,050 | 3  | 3,437  | 18,238 | 4  | 8,427  | 17,631 | 5  | 9,374  | 16,477 | 6  | 10,799 | 16,360 |
| 7  | 12,386 | 13,104 | 8  | 23,662 | 13,065 | 9  | 28,549 | 6,793  | 10 | 35,647 | 6,444  | 11 | 45,710 | 6,308  | 12 | 26,782 | 18,926 |
| 13 | 13,413 | 18,592 | 14 | 10,145 | 16,414 | 17 | 1,442  | 18,080 | 18 | 11,628 | 14,659 | 19 | 16,299 | 13,090 | 20 | 26,257 | 9,746  |
| 21 | 36,109 | 6,438  | 22 | -0,000 | 14,050 | 24 | 14,065 | 18,608 | 25 | 26,177 | 18,911 | 26 | 52,398 | 5,319  | 27 | 51,925 | 5,344  |
| 28 | 50,149 | 6,082  | 29 | 48,858 | 6,176  | 30 | 48,017 | 6,211  | 31 | 52,398 | 1,000  | 32 | 52,398 | -3,000 |    |        |        |

Segments

|    | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 | Point 1 | Point 2 |    |    |    |    |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----|----|----|----|
| 1  | 1       | 2       | 3       | 3       | 4       | 4       | 4       | 5       | 5       | 5       | 14      | 6       | 14      | 6       | 10      | 9       | 10 | 12 | 14 | 13 |
| 13 | 13      | 12      | 14      | 12      | 11      | 16      | 17      | 2       | 17      | 17      | 3       | 18      | 17      | 18      | 19      | 18      | 6  | 20 | 18 | 7  |
| 22 | 19      | 7       | 23      | 19      | 8       | 24      | 19      | 20      | 25      | 20      | 8       | 26      | 20      | 9       | 28      | 21      | 10 | 29 | 21 | 11 |
| 32 | 11      | 30      | 33      | 30      | 29      | 34      | 29      | 28      | 35      | 28      | 27      | 36      | 27      | 26      | 37      | 10      | 31 | 38 | 22 | 32 |

Surcharges réparties

|   | Nom               | X gauche | Y gauche | q gauche | X droite | Y droite | q droite | Ang/horizontale |
|---|-------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|
| 1 | Charge répartie 1 | 14,065   | 18,608   | 20,0     | 26,177   | 18,911   | 20,0     | 90,00           |

Bandes

|    | Nom    | X      | Y      | Espacement horizontal | Inclinaison/horizontale | Largeur base de diffusion | Angle de diffusion | TR   | Longueur | Largeur |
|----|--------|--------|--------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------|------|----------|---------|
| 1  | PET150 | 45,454 | 6,478  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 2  | PET150 | 44,561 | 7,073  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 3  | PET150 | 43,661 | 7,673  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 4  | PET150 | 42,754 | 8,278  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 5  | PET150 | 41,847 | 8,878  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 6  | PET150 | 40,947 | 9,478  | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 7  | PET150 | 40,047 | 10,078 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 8  | PET150 | 39,154 | 10,678 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 9  | PET150 | 38,247 | 11,278 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 10 | PET150 | 37,347 | 11,878 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 11 | PET150 | 36,447 | 12,478 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 12 | PET150 | 35,554 | 13,078 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 13 | PET150 | 34,647 | 13,678 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 14 | PET150 | 33,754 | 14,278 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 15 | PET150 | 32,847 | 14,878 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 16 | PET150 | 31,954 | 15,478 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 17 | PET150 | 31,047 | 16,078 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 18 | PET150 | 30,154 | 16,678 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 19 | PET150 | 29,247 | 17,278 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |
| 20 | PET150 | 28,347 | 17,878 | 1,000                 | 0,000                   | 0,500                     | 20,00              | 51,0 | 9,420    | 5,300   |



Talren v5  
v5.2.9

Imprimé le : 24 oct. 2021 19:32:35  
Calcul réalisé par : -  
Projet : PK00+240

# Données du projet

Bandes (cont.)

|    | Nom    | Yremblai | Type de pondération | Traction        | $\mu 0^*$ | $\mu 1^*$ |
|----|--------|----------|---------------------|-----------------|-----------|-----------|
| 1  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 2  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 3  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 4  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 5  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 6  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 7  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 8  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 9  | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 10 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 11 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 12 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 13 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 14 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 15 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 16 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 17 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 18 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 19 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |
| 20 | PET150 | 21,6     | Majorateur (> 1)    | Interne/externe | 0,700     | 0,600     |

# Données de la situation 1

Nom de la phase : Phase 1

Nom de la situation : Situation 1

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditionnel/Sit. définitive

Détail du jeu de coefficients de sécurité

| Nom            | Coefficient | Nom                    | Coefficient | Nom                    | Coefficient | Nom                      | Coefficient | Nom                      | Coefficient | Nom                  | Coefficient |
|----------------|-------------|------------------------|-------------|------------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|----------------------|-------------|
| $\Gamma_{min}$ | 1,500       | $\Gamma_{s1}$          | 1,000       | $\Gamma_{s1}$          | 1,000       | $\Gamma_{\phi}$          | 1,000       | $\Gamma_{c'}$            | 1,000       | $\Gamma_{cu}$        | 1,000       |
| $\Gamma_Q$     | 1,000       | $\Gamma_{qsl,clou,ab}$ | 1,000       | $\Gamma_{qsl,clou,es}$ | 1,000       | $\Gamma_{qsl,tirant,ab}$ | 1,000       | $\Gamma_{qsl,tirant,es}$ | 1,000       | $\Gamma_{qsl,bande}$ | 1,000       |
| $\Gamma_{pl}$  | 1,000       | $\Gamma_{a,clou}$      | 1,000       | $\Gamma_{a,tirant}$    | 1,000       | $\Gamma_{a,bande}$       | 1,000       | $\Gamma_{buton}$         | 1,000       | $\Gamma_{s3}$        | 1,000       |

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 0,000

Type de recherche : Cercles tangents à une couche

Cercles tangents à la couche : Substratum

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

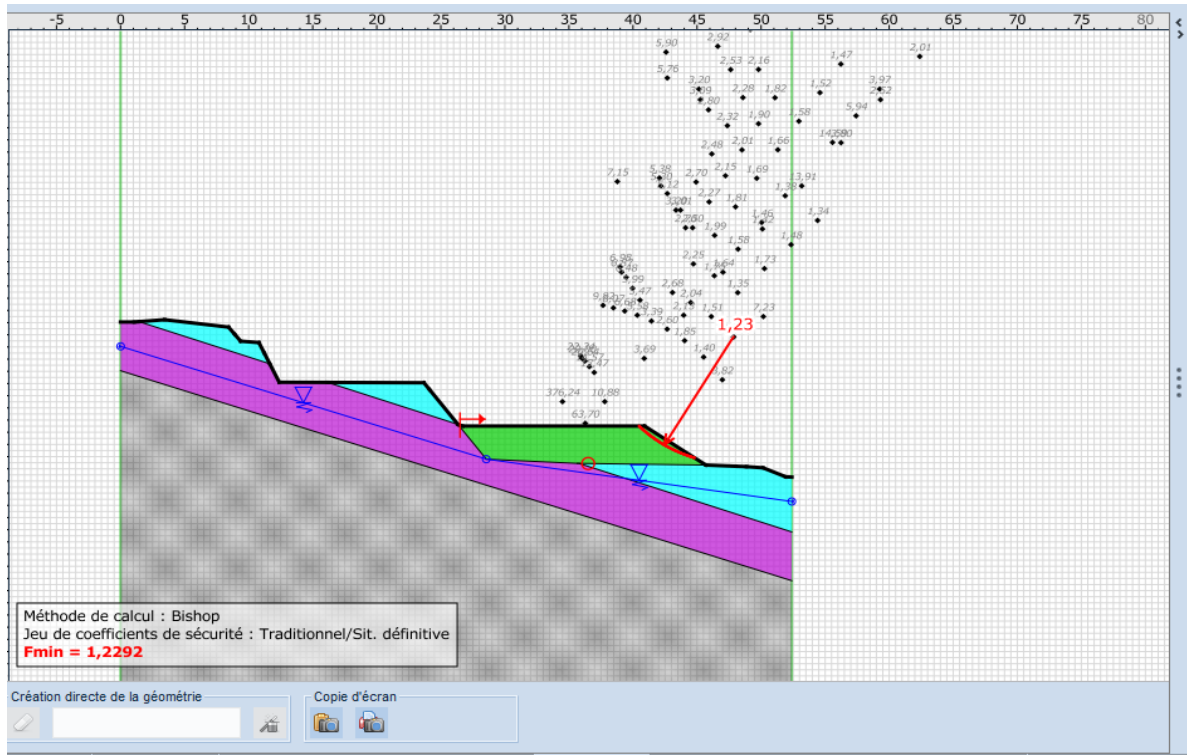
Coefficient de sécurité minimal : 1,4062

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 46; X0= 38,90; Y0= 23,87; R= 17,38

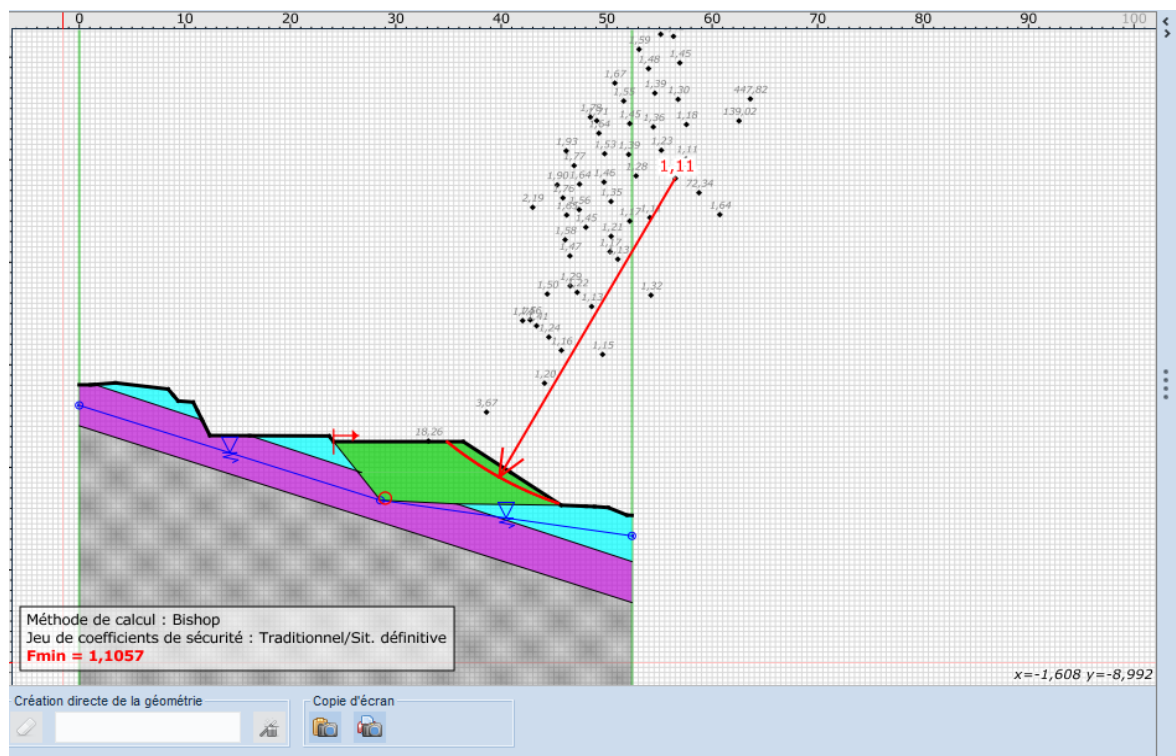
## Annexe E : Vérification de la stabilité lors de réalisation de remblai par couches (logiciel TALREN V5)

### Avant confortement :

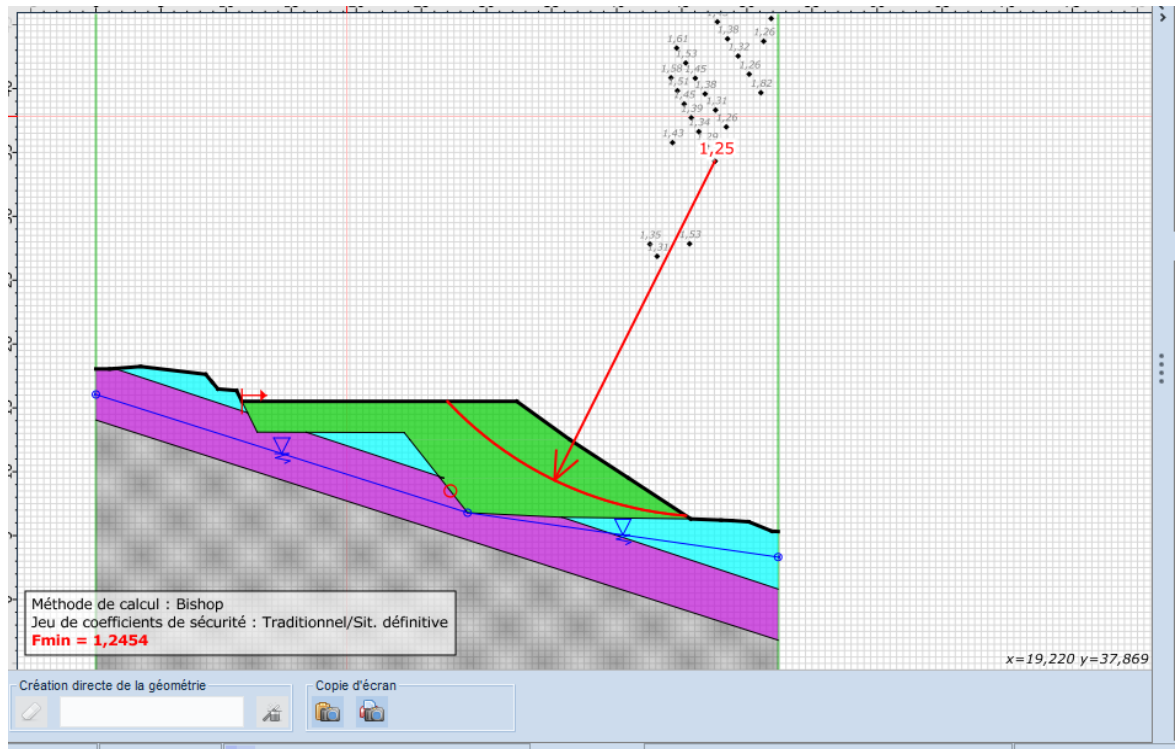
-première couche :



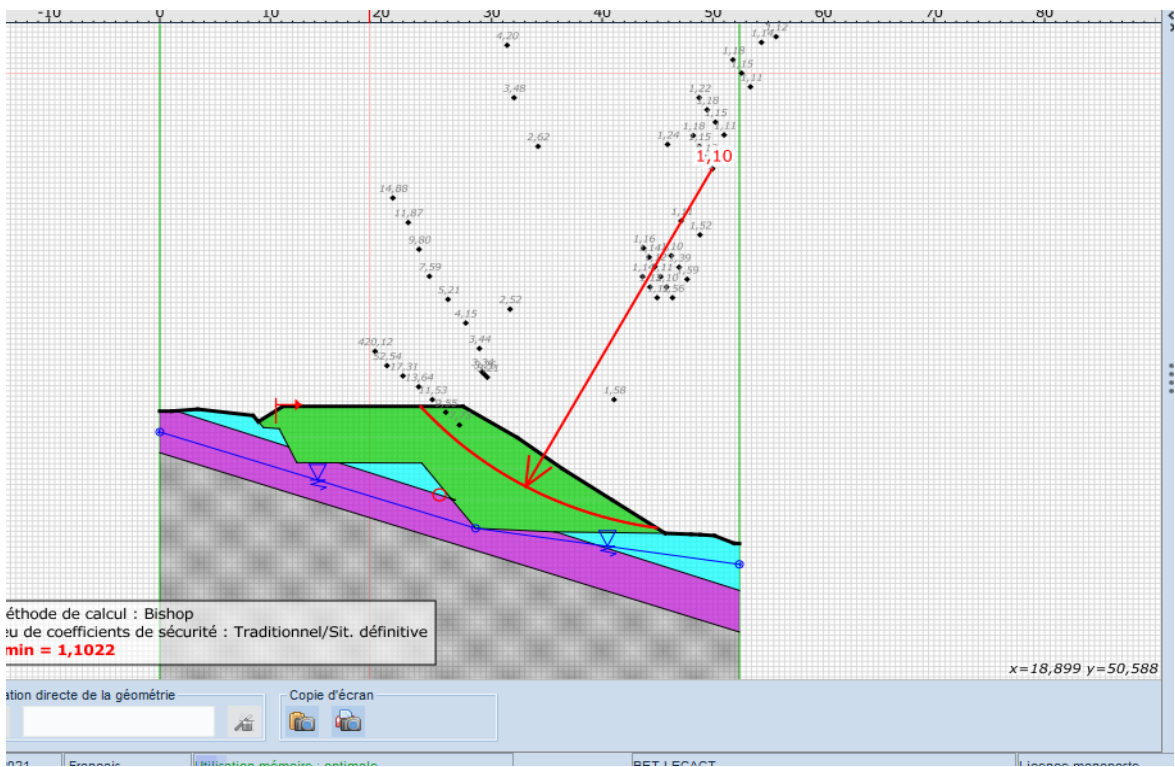
-2 -ème couche :



-3 -ème couche :



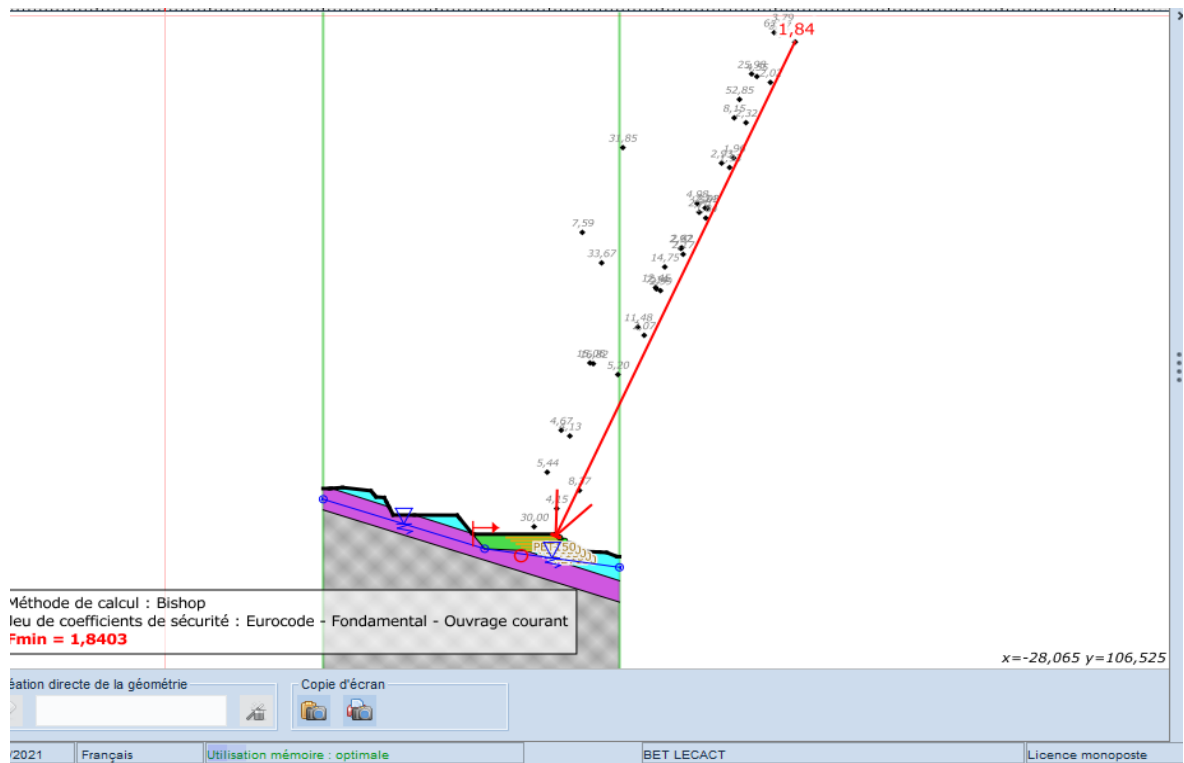
-4 -ème couche :



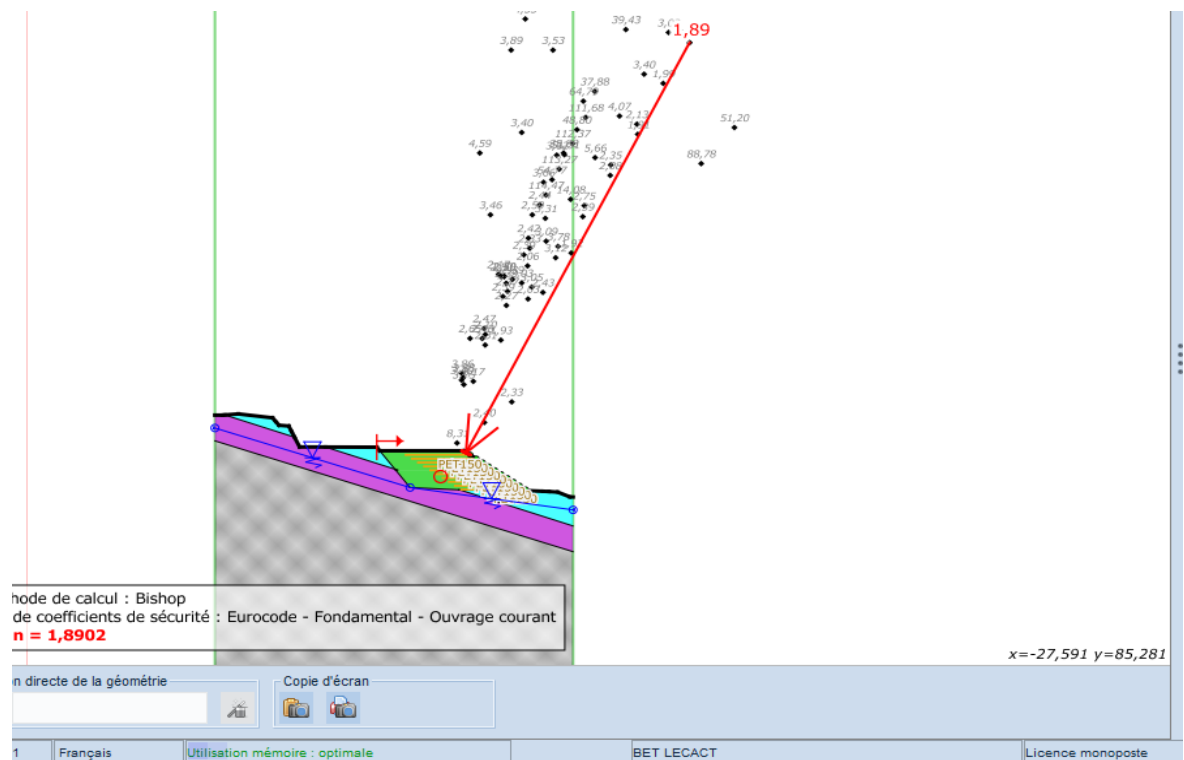


## Après confortement :

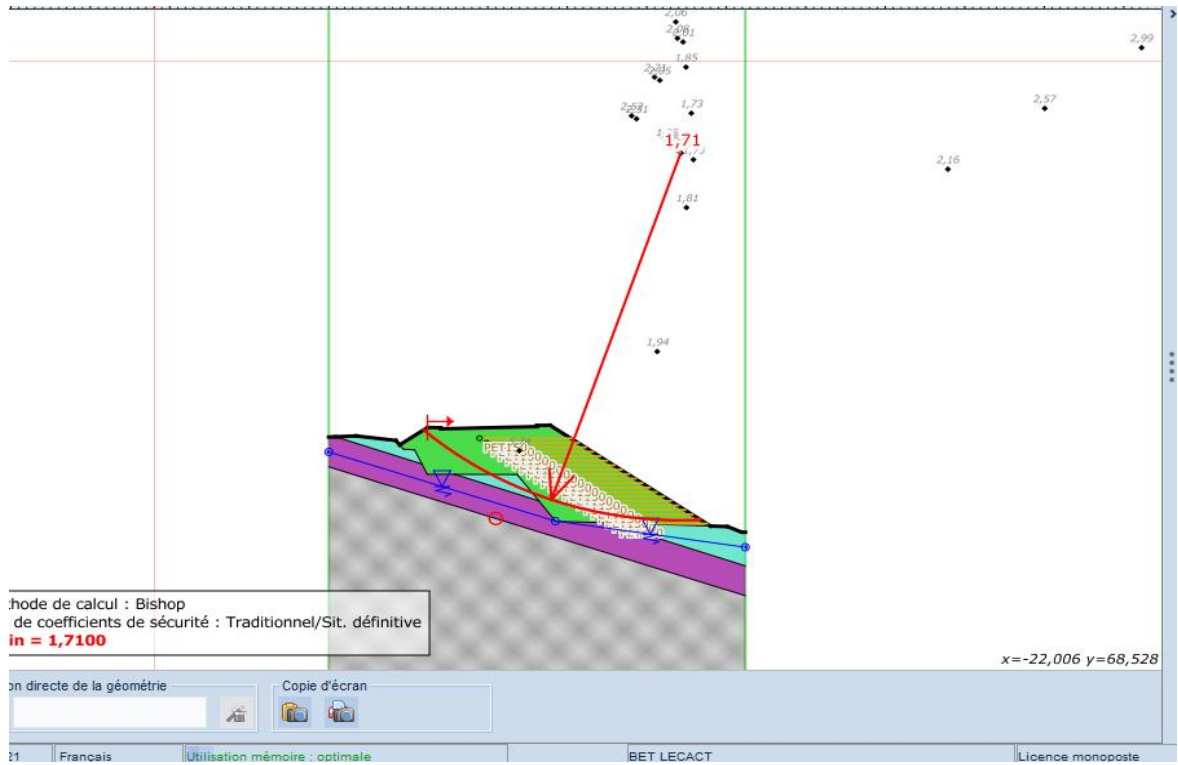
-première couche :



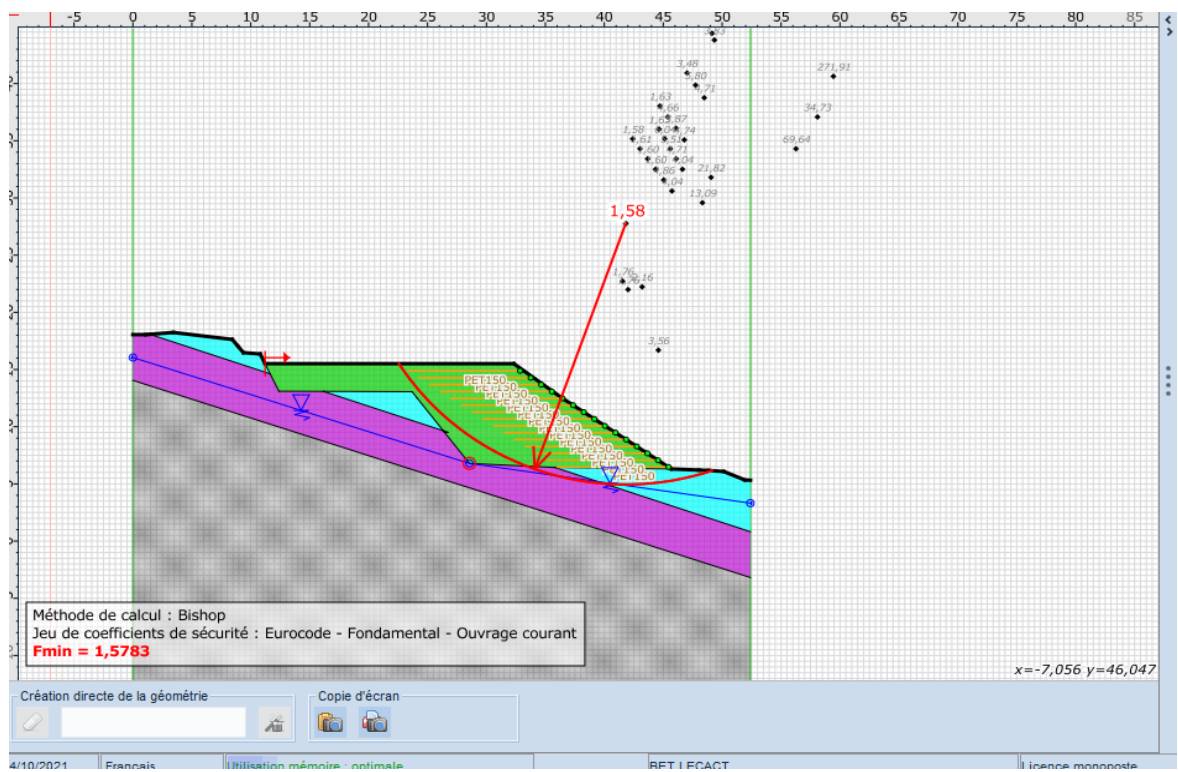
-2 -ème couche :



-3 -ème couche :



-4 -ème couche :



## ANNEXE F : Facteurs partiels de sécurité selon la norme NF-P 94-270.

**Tableau E.1 : Valeur forfaitaires de coefficient  $\rho_{\text{end}}$  .**

| Condition de mis en œuvre       | Peu sévères | Moyennement sévères | Sévères | Très sévères |
|---------------------------------|-------------|---------------------|---------|--------------|
| Coefficient $\rho_{\text{end}}$ | 0.87        | 0.8                 | 0.67    | 0.4          |

**Tableau E.2 : Degré de sévérité de condition de mise en œuvre.**

| Remblai                   | Sol fin, sable              | Grave sableuse ou sol graveleux alluvionnaire | Grave sableuse ou sol graveleux concassé | Sol à gros élément roulés ou anguleux |
|---------------------------|-----------------------------|---|--|---------------------------------------|
| Classification NFP 11-300 | A, B, D1.                   | B, D.   | B, D.                                    | C, CA, CB, D.                         |
| Energie de compactage     | Condition de mise en œuvre. |   |  |                                       |
| Moyenne                   | Peu sévères                 | Moyennement sévères                           | Sévères                                  | Très sévères                          |
| Intense                   | Moyennement sévères         | Sévères                                       | Très sévères                             | Très recommandée                      |

**Tableau E.3 : Valeur par default de coefficient  $\rho_{\text{dég}}$  .**

| PH                     | Classe de durée d'utilisation | PET  | PEHD/PP | PA   |
|------------------------|-------------------------------|------|---------|------|
| $4 < \text{PH} \leq 8$ | 1 à 3                         | 0.95 | 0.95    | 0.90 |
|                        | 4 ou 5                        | 0.83 | 0.77    | -    |
| $8 < \text{PH} \leq 9$ | 1 à 3                         | 0.90 | 0.95    | 0.90 |
|                        | 4 ou 5                        | 0.77 | 0.77    | -    |

**Tableau E.4: Exemple de valeur de PH**

| <b>PH</b> | <b>Types de remblai ou de milieu.</b>                           |
|-----------|---|
| ≤4        | Remblai d'origine industrielle.                                 |
| 4 à 9     | Grandes majorités des sols naturels.                            |
| 9 à 9.5   | Au contact du béton durci. Quelque sols naturels (dolomitique). |
| 9 à 11.5  | Remblai traité ancien (chaux, ciment, laitier).                 |
| 11.5 ≤    | Au contact du béton frais ou remblai traité récent.             |

**Tableau E.5: classification des ouvrages selon leurs durées de vie.**

| <b>Catégorie de durée d'utilisation de projet</b> | <b>Durée indicative d'utilisation de projet</b> | <b>Exemples de projets de bâtiment et de génie civil</b>  | <b>Exemples de projets de sols renforcé</b> |
|---|---|---|---|
| <b>1</b>  | <b>10 ans</b>                                   | <b>Structures provisoires</b>   | <b>Ouvrages provisoires</b>                 |
| <b>2</b>  | <b>25 ans</b>                                   | <b>Éléments structureaux remplaçables (poutres de roulement, appareil d'appuie).</b>              |   |
| <b>3</b>  | <b>25 ans</b>                                   | <b>Structure agricoles et similaires.</b>   | <b>Structures industrielle</b>              |
| <b>4</b>  | <b>50 ans</b>                                   | <b>Structures courantes de génie civil et de bâtiments.</b>                                       | <b>Structure portuaires (murs de quai).</b> |
| <b>4/5</b>  | <b>75 ans</b>                                   |   | <b>Murs de soutènements ordinaires.</b>     |
| <b>5</b>  | <b>100 ans</b>                                  | <b>Autres structures courantes de génie civil ; ponts et structure monumentales de bâtiments.</b> | <b>Culées de pont.</b>                      |

## Annexe G : Fiche technique des géotextiles

**Tableau G.1 : Spécifications techniques du produit GEOTER.**

| Désignations                         | Normes de référence | Unités  | Produit GEOTER     |                    |
|--------------------------------------|---------------------|---------|--------------------|--------------------|
|                                      |                     |         | 150 PET            | 200 PET            |
| <b>Caractéristiques mécaniques</b>   |                     |         |                    |                    |
| Masse surfacique                     | NF EN ISO 9864      | $g/m^2$ | 363                | 407                |
| Résistance de traction à la rupture  | NF EN ISO 10319     | KN/m    | L : 150<br>T :10   | L :200<br>T :10    |
| Déformation de traction à la rupture | NF EN ISO 10319     | %       | L : 11<br>T :8     | L :11<br>T :8      |
| Perforation dynamique                | NF EN 13433         | mm      | 14                 | 14                 |
| Poinçonnement statique CBR           | NF EN 12236         | KN      | 3.8                | 3.8                |
| <b>Caractéristiques hydrauliques</b> |                     |         |                    |                    |
| Perméabilité                         | NF EN ISO 11058     | m/s     | $3 \times 10^{-2}$ | $3 \times 10^{-2}$ |
| Ouverture de filtration              | NF EN ISO 12236     | $\mu m$ | 198                | 198                |
| <b>Conditionnement</b>               |                     |         |                    |                    |
| Rouleau                              | Long                | m       | 100                |                    |
|                                      | Larg                | m       | 5.3                |                    |
| Poids du rouleau                     | NF EN ISO 9864      | kg      | 181                | 220                |

## Référence et bibliographie

- 1- AFNOR-NF P 94-270-Calcul géotechnique - ouvrage de soutènements -Remblais renforcés et massif en sols cloués. (Juillet, 2009).
- 2- « Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 1 Principes généraux » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000).
- 3- « Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 2 – Annexes techniques » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000).
- 4- « Catalogue de dimensionnement algérien des chaussées neuves. Fascicule 1 – Notices d'utilisation- » -CTTP (Novembre, 2001).
- 5- « Catalogue de dimensionnement algérien des chaussées neuves. Fascicule 2 – Hypothèses et données de dimensionnement » -CTTP (Novembre, 2001).
- 6- Avis technique 02/2016-27 ; « Avis technique sur l'aptitude à l'emploi du système de renforcement des massifs de remblai de sol à base de géotextiles ». C.N.E.R.I.B (Février ; 2016).
- 7- BENAMARA Aimad ; Eddine SELLAM Mohamed. -Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics - ; « Etude d'un remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif » ; Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba ; Promotion 2015.
- 8- Soulef MOKHTAR AHDOUGA ; - Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de MASTER- ; « ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) » ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila - faculté de technologie ; Promotion : 2017/2018.



## I.1- Généralités sur les remblais :

### I.1.1- Terminologie de base :

On précise ici un certain nombre de termes très courants qui seront régulièrement utilisés par la suite.

Et qu'il convient de bien connaître.

### I.1.2- Le Remblai :

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super-structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).



**Figure 1. 1: Types de Remblai (ferroviaire, routier)**

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



**Figure 1. 2: Exemples de Remblai**



### **I.1.3- Le remblaiement :**

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- la profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation
- le terrain doit être mis à l'abri des inondations
- le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

### **I.1.4- Les remblais de grande hauteur :**

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux).

Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art. Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.



**Figure 1. 3: Remblai de grande hauteur**

## I.2- Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur :

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique.

### I.2.1- La Géométrie du remblai :

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai. H représente la hauteur du remblai et (i) la pente.



Figure 1. 4: Caractéristiques géométrique d'un remblai.

### I.2.2- Méthodes de dimensionnement des remblais :

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

#### I.2.2.1- Pente de remblai :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définit :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale Pente :  $Tg(i) = H / b$
- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé  $\phi$ .
- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après :

**Tableau 1. 1: Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.**

| Nature du matériau  | Hauteur du remblai |             |  |
|---|--------------------|-------------|--|
|   | H ≤ 5m             | 5 ≤ H ≤ 10m | H ≥ 10m  |
| Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable. | Pente ≤ 2/3        | Pente ≤ 1/2 | Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité. |
| Matériaux granulaire insensible à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse. | Pente ≤ 1/1        | Pente ≤ 2/3 | Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité. |
| Matériaux issus de roche dure non altérée.  | Pente ≤ 1/1        | Pente ≤ 1/1 | Pente ≤ 2/3 avec risberme.   |

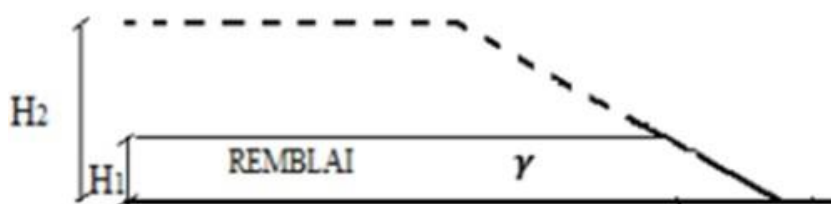
**I.2.2.2- L'épaisseur des couches de remblai :**

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de  $F=1,5$ ) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée  $C_u$  qui résulte de la consolidation est :  $\Delta C_u = \gamma H \cdot 1 \cdot T_g \phi c_u \dots\dots\dots(I.1)$

On déterminera la hauteur suivante  $H_2$  en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma \cdot F} (c^{(0)} + \Delta C_u) \dots\dots\dots(I.2)$$

Où  $c^{(0)}$  est la cohésion initiale du sol avant la construction de remblai.



**Figure 1. 5: la construction par couches du remblai**

$H_1$  : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

$H_2$  : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la

couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

### I.2.2.3- Hauteur totale des remblais :

GTR (Guide des terrassements routiers) limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m.
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m.
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :  $R_t = H_r * 100 / (100 - T)$

Où :

$R_t$  : hauteur totale du remblai à construire.

$H_r$  : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé de la surcharge.

$T$  : pourcentage de tassement prévu.

### I.2.3- Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai :

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :

#### I.2.3.1- Une pression trapézoïdale, uniforme sur grande longueur :

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.6). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur  $H$ , il est normal de supposer que, dans la région centrale, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut  $\gamma.H$

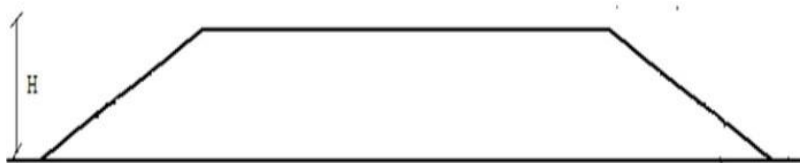


Figure 1. 6: Remblai isolé

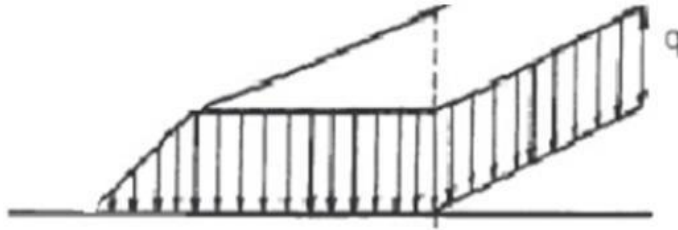


Figure 1. 7: Répartition des contraintes à la base du remblai

### I.2.3.2- Une augmentation progressive du poids volumique dans le remblai :

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Tous les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation sont alors exploitables.

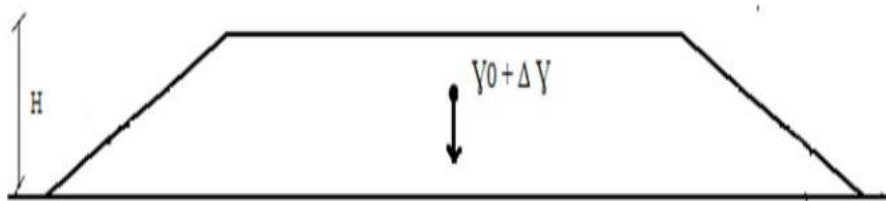


Figure 1. 8: Augmentation progressive du poids volumique.

### I.2.3.3- Un phasage de la construction par couches du remblai :

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

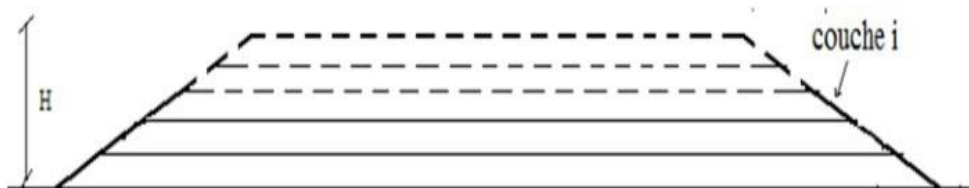


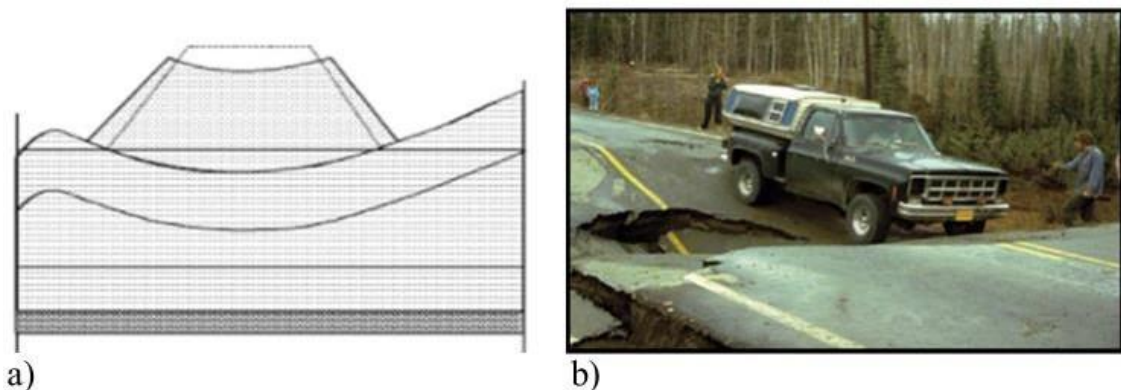
Figure 1. 9: Phasage de la construction par couches

### I.3- Modes de déformations des grands remblais :

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al. 1984)

#### I.3.1- Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure 1.10)



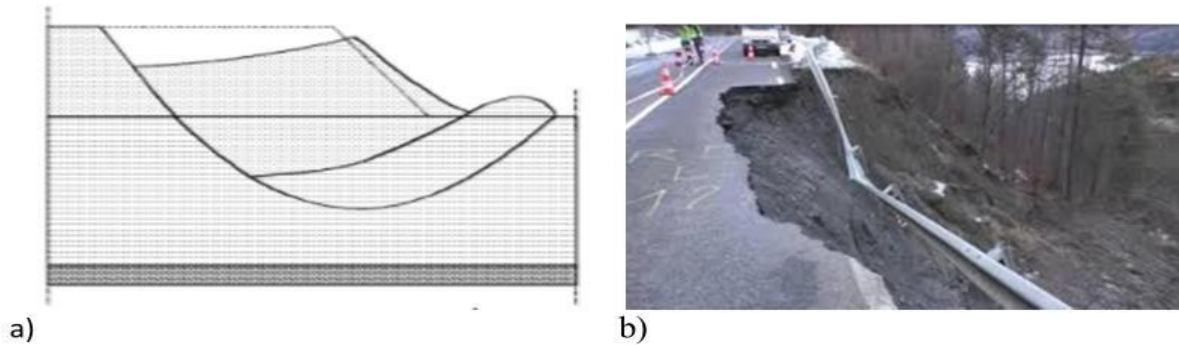
**Figure 1. 10: Rupture par poinçonnement**

#### I.3.2- Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas.

La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur). La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999). Un

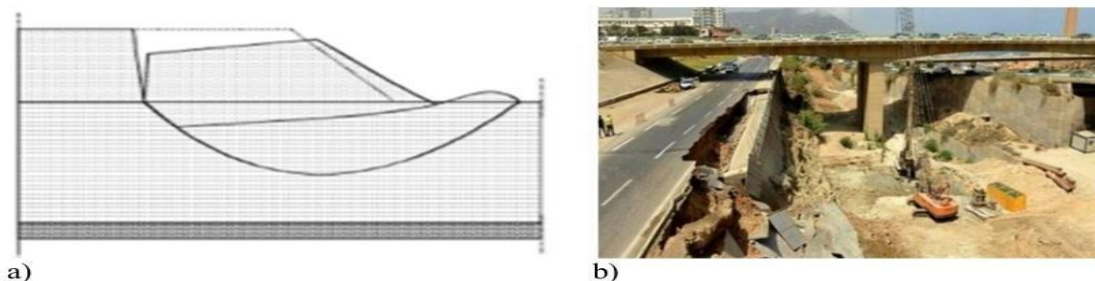
choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al. 1999).



**Figure 1. 11: Rupture rotationnel sans fissuration**

### **I.3.3- Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :**

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement



**Figure 1. 12: Rupture rotationnel avec fissuration**

### **I.3.4- Tassement de sol de fondation :**

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes. Le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire

augmente comme le logarithme du temps. Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris.

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape.

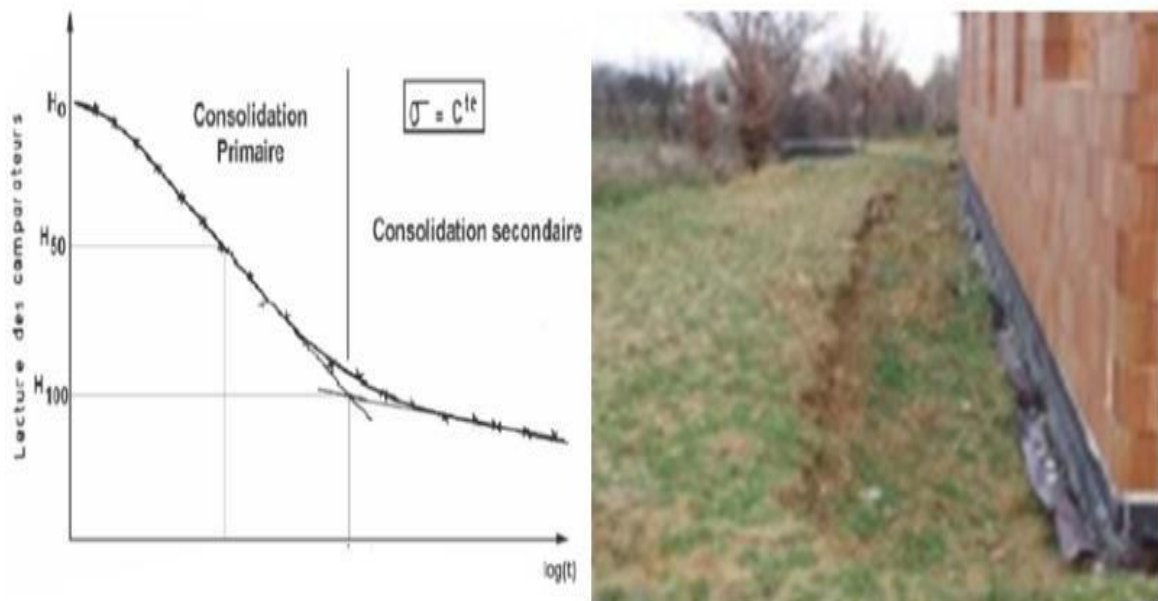


Figure 1.13: Allure de la courbe déconsolidation

### I.4- Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais :

#### I.4.1- Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation...). Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

→ des méthodes d'équilibre limite.

→ des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée sur l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.



**I.4.2- Notion de facteur de sécurité :**

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots\dots\dots(I.3)$$

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

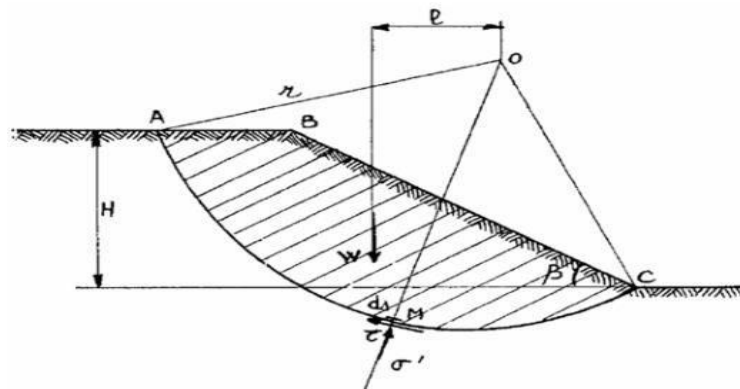


Figure 1. 14: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

✓ **Traditionnel définitif :**

Si  $F > 1.5$ , il n'y a pas rupture

Si  $F < 1.5$ , il y a rupture

✓ **L'Eurocode -fondamentale- (pour la stabilité avec confortement) :**

Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture

Si  $F < 1$ , il y a rupture

**I.4.3- Études de la stabilité des pentes :**

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

→ Les méthodes analytiques.

→ Les méthodes numériques.

**I.4.3.1-Méthodes Analytiques :**

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique.

Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (décrit par une surface de rupture potentielle) (Voir figure 1.15).

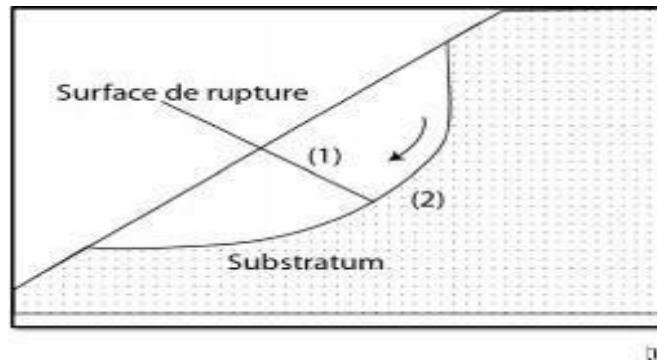


Figure 1.15: Surface de rupture potentielle.

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

### a) - Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. La figure 1.16 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche  $x$  concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles.

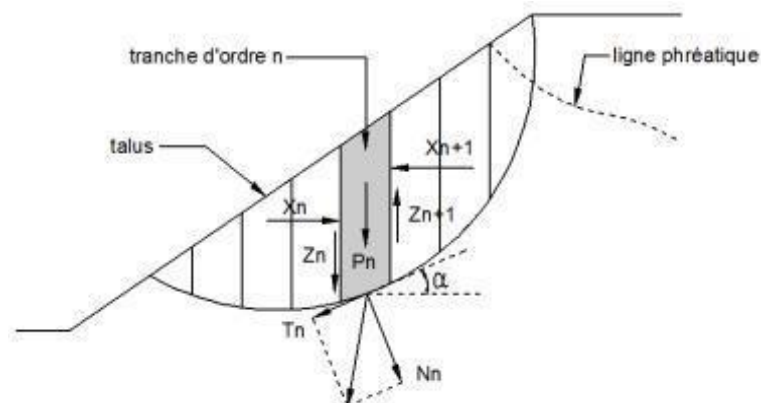


Figure 1.16: méthode conventionnelle de calcul

### b) - Méthode de l'analyse limite :

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Basilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{C}{Cm} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi m} \dots\dots\dots(I.4)$$

D'où  $c$  et  $\varphi$  : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,  
: la cohésion mobilisée et  $\varphi m$  est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux, Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut :  
Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale.

#### ➤ **Pente sans renforcements « cas défavorable » :**

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

#### **Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :**

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.
- La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A. BENAÏSSA, 2003) :
  1. Le problème est supposé bidimensionnel.
  2. Il existe une ligne de glissement.

3. Le coefficient de sécurité  $F$  traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite
4. Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture).

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

→ **Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936) :**

Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.

→ **Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) :**

Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical.

→ **Méthode de (Spencer, 1967) :**

Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches.

→ **Méthode complète de (Janbu, 1968) :**

Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

### **I.4.3.2-Méthodes Numériques :**

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

### →**La méthode des éléments finis :**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

### →**La méthode des différences finies :**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

### →**Choix de La méthode :**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

### →**Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### **I.4.4- Etude des tassements du sol de fondation :**

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

**I.4.4.1- Principe de calcul des Tassements :**

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai œdométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes :

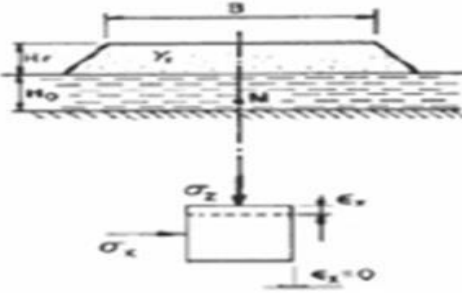
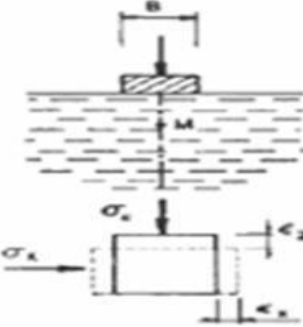
Couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation. A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires etc....

**I.4.4.2- Les Principales méthodes de calcul des tassements :**

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes (selon le type D'ouvrage nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

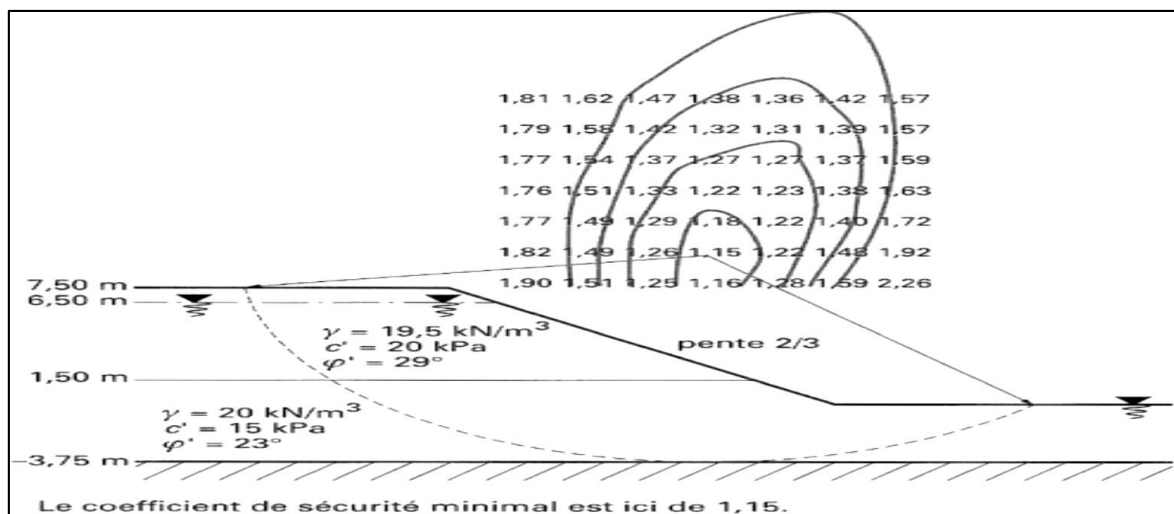
| <b>Méthode oedométrique</b>  | <b>Méthode Préssiométrique</b>  |
|--|---|
| <p align="center"><u>Ouvrages concernés</u><br/>les remblais de grandes dimensions :</p>  | <p align="center"><u>Ouvrages concernés</u><br/>fondation ponctuelle ou linéaire :</p>  |

**Figure 1. 17: Principales méthodes de calcul des tassements.**

## I.4.5- Logiciels de calculs par ordinateur :

En pratique, le calcul à partir des méthodes des tranches est mené à la base des programmes sur ordinateur. Certains d'eux offrent une bibliothèque riche des méthodes de calcul, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul (logiciel) effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente (**figure 1.18**).



**Figure 1. 18: Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable.**

On cite à ce titre Parmi les logiciels utilisés dans la pratique :

- GEO5
- TALRENT
- PLAXIS
- GEO-SLOP
- SLIDE

### a) - Logiciel GEO-SLOP :

GEO-SLOP/W, développé par GEO-SLOP international canada, est utilisée pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les méthodes d'équilibre limite discutés dans la section précédente et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenu de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurités pour différentes surfaces de cisaillement, par

exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer coefficient de sécurité en utilisant la méthode ordinaire, bishop, janbu généralisé, spencer, Morgenstern, et d'autres.

### **b) - Logiciel SLIDE :**

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a un peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

### **c)- logiciel PLAXIS :**

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu réalisé des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'appliqués géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de projet ou de sol étudié.

PLAXIS est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique à être utilisé par les ingénieurs de géotechnique qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques.

### **d)- logiciel TALREN :**

Talren est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

- **Talren permet d'étudier :**

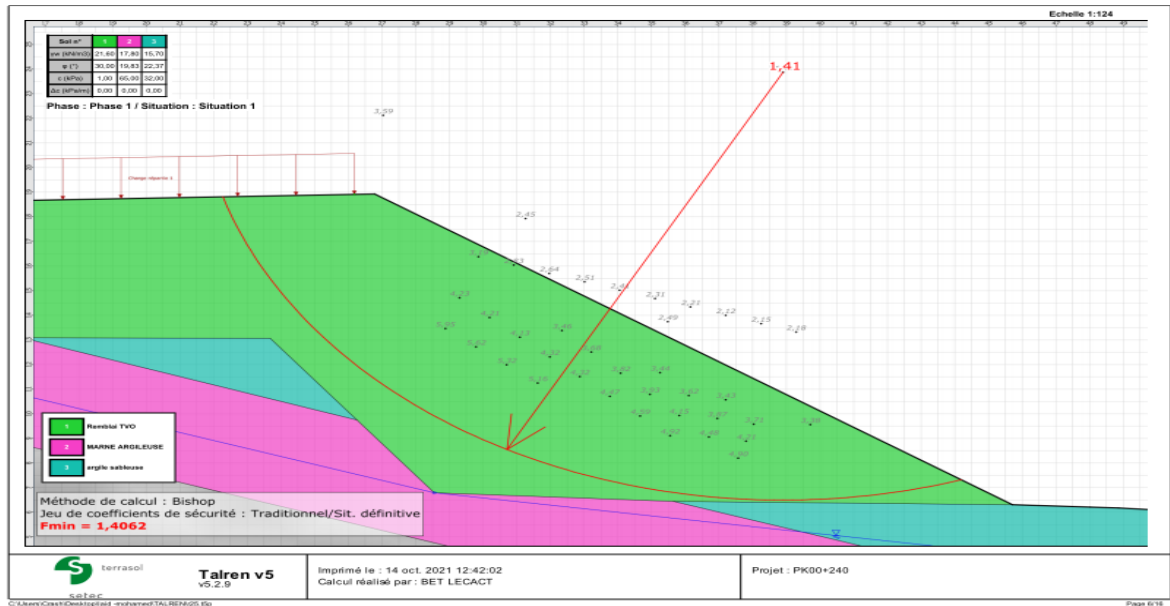
- Les pentes naturelles,
- Les pentes de déblais/remblais,
- Les ouvrages en terre et les digues,

- **En prenant en compte différents types de renforcements :**

- Tirants précontraints,
- Clous,
- Pieux et micropieux,
- Géotextiles,



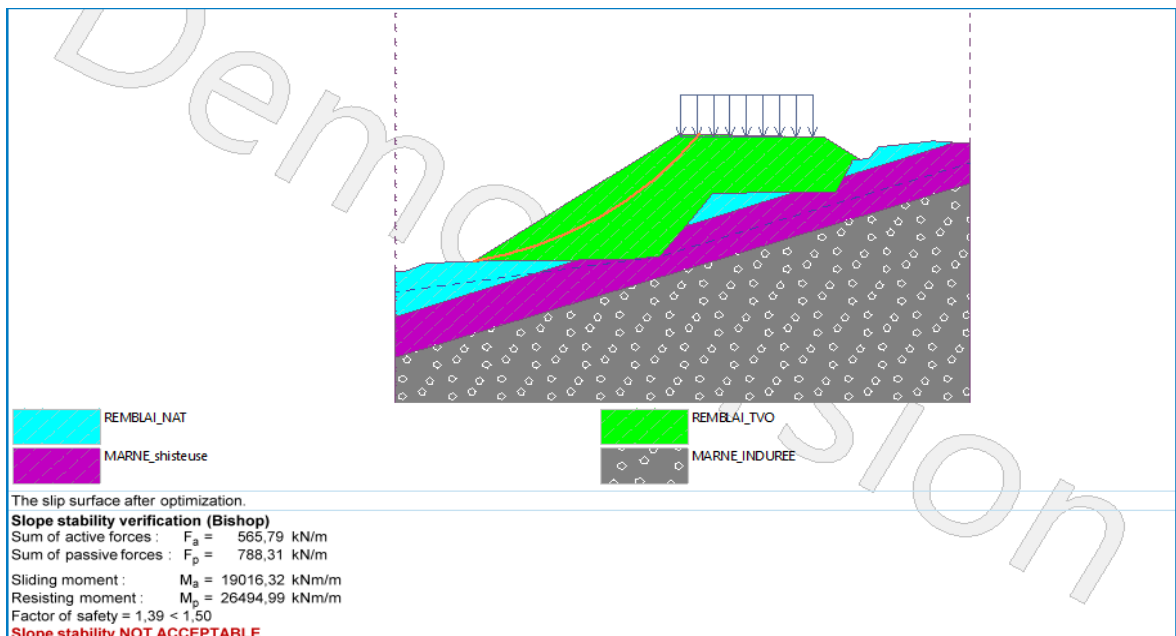
- Géogrilles,
- Terre armée et bandes en polymères,
- Butons.
- **Les fonctionnalités de calcul :**
- **Les principaux types de données :**
  - Géométrie
  - Caractéristiques des sols : données obligatoires :  $\gamma$ ,  $\varphi$ ,  $C$ ,  $\Delta C$ .
  - Surcharges
  - Renforcement
  - Conditions hydrauliques
  - Accélération sismique
  - Coefficients partiels.
- **Options de calcul selon 4 méthodes :**
  - **3 s'appuie** toujours sur des méthodes analytiques éprouvées ; Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou des perturbations, avec Recherche automatique du coefficient de sécurité minimum et surfaces de rupture pour les surfaces de rupture circulaires (voir figure 1.19).
  - **1 méthode** de calcul fondée sur la théorie du calcul à la rupture (J. Salençon), appliquée aux arcs de spirales logarithmiques : calculs de poussée/butée, prise en compte de surcharges réparties inclinées, etc.
  - **TALRENT a une liaison avec Plaxis** : possibilité de lire un fichier Plaxis v8 (géométrie, caractéristiques de sol et surcharges.), et d'importer des pressions interstitielles calculées avec Plaxis



**Figure 1. 19: exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren V5 méthode de calcul Bishop.**

### e) - logiciel GEO5 2021 :

Le logiciel GEO5 est un logiciel spécialisé dans le domaine géotechnique, composé de plusieurs sous-programmes qui se spécialise dans des types de structures spécifique. Notre cas étudiant nécessite l'utilisation de sous-programme stabilité des pentes.



**Figure 1. 20: exemple de résultat de recherche automatique avec optimisation d'un cercle imposé dans GEO5 2021 méthode de calcul Bishop.**

### **I.4.5.1- Méthode des caractéristiques de contraintes :**

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori.

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

### **I.4.5.2- Méthode d'élément finis :**

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

Le calcul peut être mené avec tout programme générale d'élément finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que : Plaxis.

### **I.4.5.3- Commentaire :**

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité.

Les méthodes de calculs de la stabilité furent reposées sur des démonstrations physiques, elles ont des limitations et donnent des valeurs approximatives du coefficient de sécurité, alors que la détermination de coefficient de sécurité à l'aide d'ordinateur est très répandue, permet d'étudier rapidement de nombreuses hypothèses, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive, citons à titre d'exemple le logiciel Talren qui permet la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

### I.4.6- Conclusions :

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

Les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.

L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

L'expérience a montré que les talus restent toujours stables si  $F_s > 1,2$  et que, le glissement est pratiquement inévitable si  $F_s < 1$ . Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que  $F_s$  diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement **1,5**.

La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

- l'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces Programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".

### **I.5- Méthodes de confortement de remblai :**

#### **I.5.1- Introduction :**

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges,

Et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site, La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

#### **I.5.2- Méthodes de confortement des talus :**

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes :

- Drainage.
- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution) ;
- Renforcement ;

##### **I.5.2.1- Drainage :**

Comme on le sait tous, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

- **Collecte et canalisation des eaux de surface :**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux.

- Massifs drainants**

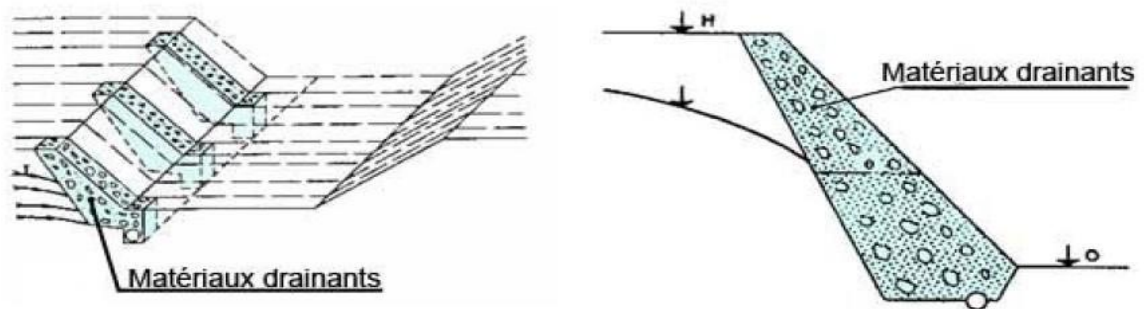


Figure 1.21: éperon drainant/masque drainant

- Tranchées drainantes :**

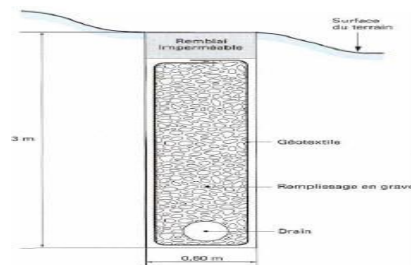


Figure 1.22: coupe type d'une tranchée drainante

- Drains subhorizontaux :



Figure 1.23: Drains subhorizontaux.

- Galerie drainant :

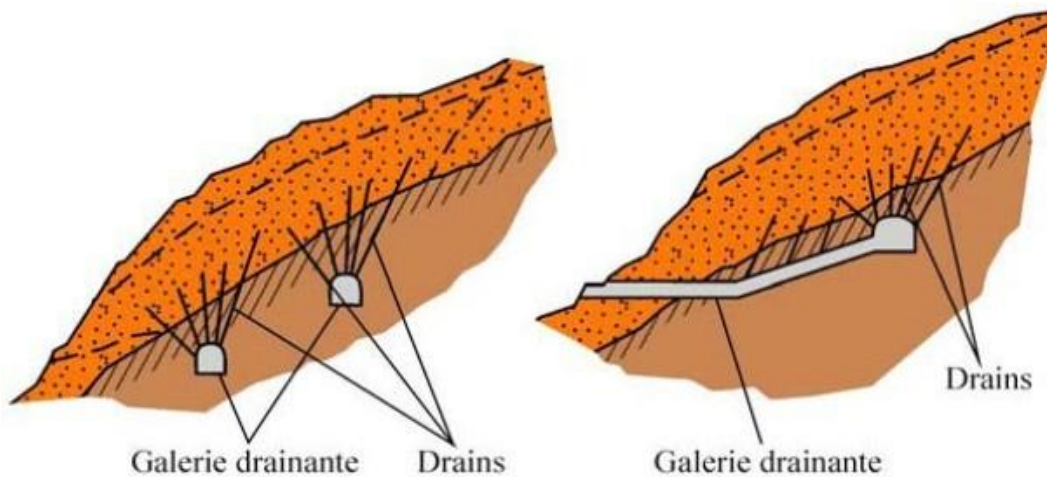


Figure 1. 24: Galerie drainant

### I.5.2.2- Modifications géométriques :

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème ; parmi ces méthodes on cite :

-Butée de pied :



Figure 1. 25: Réalisation d'une butée de pied (par plots)

-Allègement en tête :

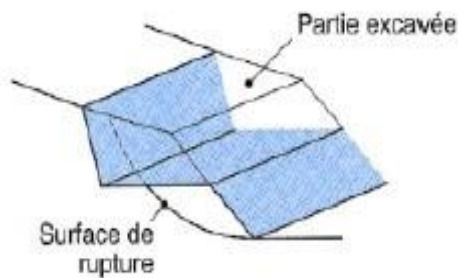
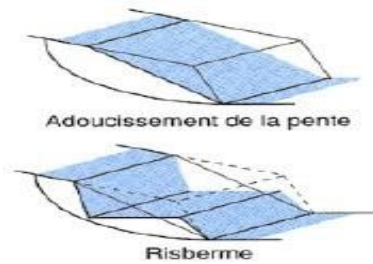


Figure 1. 26: Allègement en tête

### **Purge :**

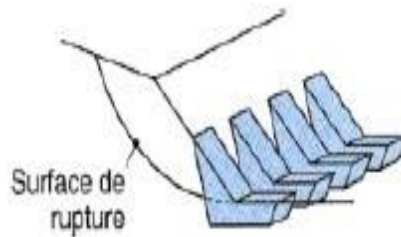
Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

### **-Reprofilage :**



**Figure 1. 27: Reprofilage**

### **-Substitution totale ou partielle :**



**Figure 1. 28: Substitution totale ou partielle**

### **I.5.2.3- Renforcement :**

#### **a) - Organes résistants en pied :**

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.


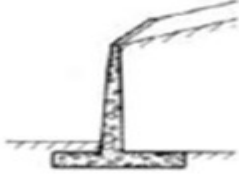
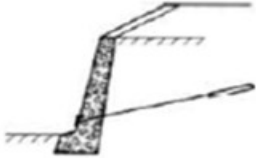
#### **b) - Les ouvrages de soutènement rigide :**

- -Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.



- -Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

**Tableau 1. 2: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.**

|   |  |   |
|---|--|---|
| <p><b><u>Mur poids en béton ou en maçonnerie</u></b><br/>Reprise de l'effort de poussée par le poids de l'ouvrage</p> | <p><b><u>Domaine d'emploi</u></b><br/>Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe.</p>   | <br>Mur poids en béton ou maçonnerie |
| <p><b><u>Mur cantilever en béton armé</u></b><br/>Reprise de l'effort de poussée par Encastrement</p>                 | <p>-Ouvrage en remblai<br/>Comme en déblai et<br/>Généralement hors d'eau,<br/>-Culée de pont.</p>   | <br>Mur cantilever en béton armé    |
| <p><b><u>Mur en béton ancré</u></b><br/>Reprise de l'effort de Poussée par ancrage</p>                                | <p>-Ouvrage de Soutènement en déblai,<br/>-Ouvrage de stabilisation,<br/>-Poutre ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité de l'ouvrage réalisé en remblai.</p> | <br>Mur en béton, ancré            |

c)- Ouvrages de soutènements souples :

Les **ouvrages souples** sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases :

vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-

à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

➤ **Quelques exemples de murs souples :**

**c)-1- Gabions :**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

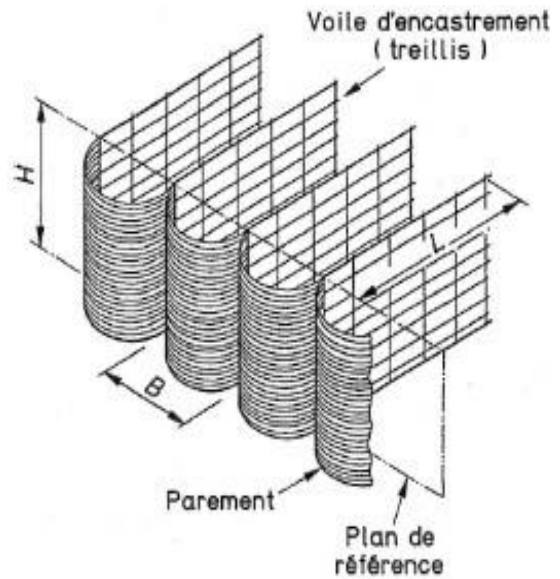
C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



**Figure 1. 29: Gabion**

### c)-2- Murs Tervoile :

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux. Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais à cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi à un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.



**Figure 1. 30: Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux**

### c)-3- Mur en Terre armée :

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un parement mince constitué initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue ;
- Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposées à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical

Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.

La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement à l'avancement c'est-à-dire en progressant vers le haut.



**Figure 1. 31: Mur en terre armée.**

### c)-4- Mur renforcé par nappes de géotextiles :

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

-Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géogrilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques.

-Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol et généralement végétalisables, et ceux où le géotextile est retourné en bordure : un parement indépendant est alors édifié pour protéger le géotextile.

-Le massif de terre en remblai est mis en œuvre.

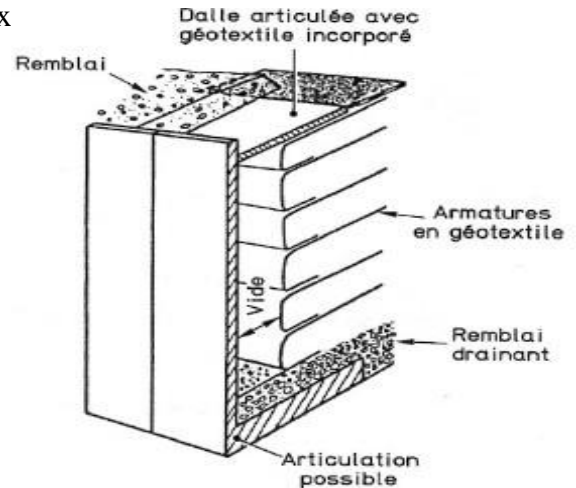


Figure 1. 32: Renforcement de remblai par géotextiles

### c)-5- Techniques de renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- Les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

### c) -6- Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

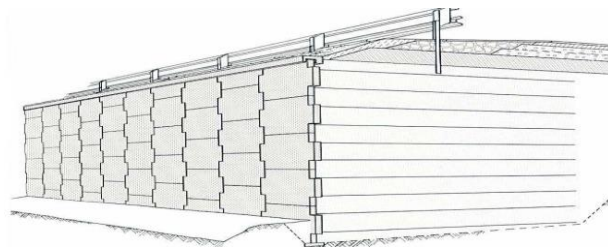
- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ; et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite  $Pq_s$  où  $P$  est le périmètre du clou et  $q_s$  le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous.

Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.



**Figure 1. 33: clous et micropieux**

### c)-7- Pieux et barrettes :

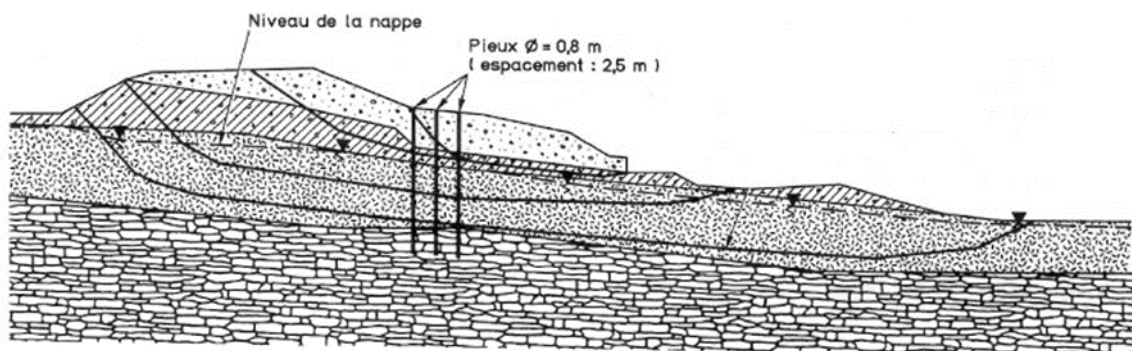
La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite  $p_1$  mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.



**Figure 1. 34: Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23)**

### c) -8- Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité  $F$  vis-à-vis de la rupture d'une valeur  $\Delta F/F_0$  minimale de 20%. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Dans la plupart des cas cette technique est utilisée pour la stabilisation de pentes rocheuses ou des applications à titre préventif, mais il est judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer la des pentes en limite de stabilité ou pour compenser le déchargement du à une excavation en pied de versant.

Par contre l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est beaucoup moins fréquente car, comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

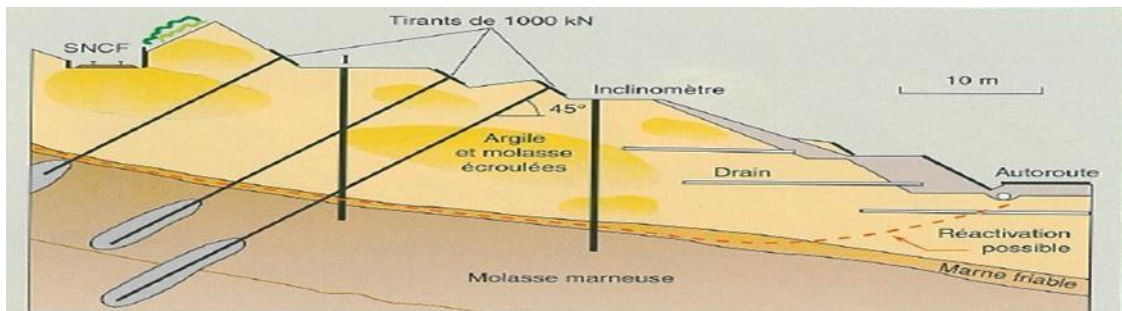


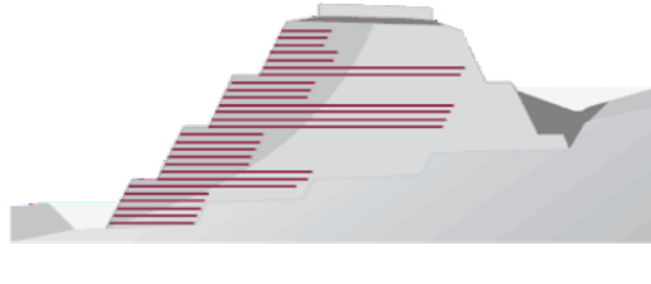
Figure 1. 35: Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41,(Haute-Savoie).

### c) -9- Techniques de remblai renforcé :

#### ➤ Renforcement par géosynthétiques :

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges.

Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.



**Figure 1. 36: Remblai renforcé par des géosynthétiques.**

Les géosynthétiques permettent :

- Une limitation de l'emprise au sol de l'ouvrage en raidissant les talus.
- La réduction ou la suppression des poussées du remblai Une grande durabilité (pas de corrosion des armatures).
- Une facilité et rapidité des mise en œuvre ce qui évite le déplacement des engins lourds.
- Une économie de matériaux par la réutilisation matériaux in situ (après analyse géotechnique).

➤ - **Le Pneusol :**

Le Pneusol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.

Le Pneusol a les avantages suivants :

- Il est économique et compétitif par rapport aux matériaux traditionnels,
  - Il est facile à mettre en œuvre et ne demande pas une technicité particulière,
  - C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usagés,
- Son domaine d'application est large est varié il peut en effet être utilisé comme ouvrage de soutènement, pour le raidissement des pentes, comme remblais légers pour réparer les glissements de terrain





Figure 1. 37: Ouvrage en Pneu sol.

### ➤ **Texsol :**

Le Texsol est un mélange de sable concassé intimement lié par des fibres synthétiques, (120 km de fils par mètre cube de sable).

Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes, Les applications du Texsol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.

Un massif de Texsol a la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage.

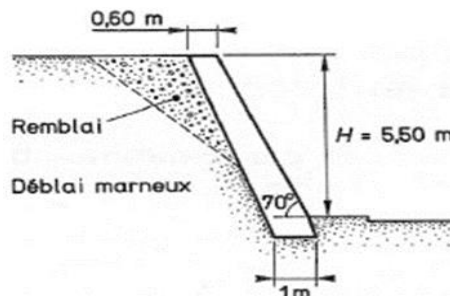


Figure 1. 38: Exemple de mur en Texsol

## **I.6- Généralités sur la géotechnique routière :**

### **I.6.1- Introduction :**

#### **I.6.1.1- Définition :**

La géotechnique routière est tout simplement l'application de la géotechnique au domaine routier. Elle concerne :

- Les travaux de terrassement (utilisation du sol comme matériaux de construction endéblai/remblai)
- Les soutènements et stabilisation de talus

- Les fondations des ouvrages d'art

Un projet géotechnique se déroule de la façon suivante :

- Les reconnaissances géotechniques
- La reconnaissance des sols
- Les diverses études
- La fixation des conditions de mise en place des matériaux
- Le contrôle qualité et la réception de la plate-forme sur chantier

### **I.6.1.2- Méthodologie d'une étude géotechnique routière :**

- Phase 0 : les études préliminaires :  
→ Mettre en évidence les éventuels points sensibles (points durs)
- Phase 1 : les études d'avant-projet :  
→ Chiffrer / Pré-dimensionner (précèdent l'enquête d'utilité publique)
- Phase 2 : les études de projet :  
→ Dimensionner / Écrire les pièces du marché

**Tableau 1. 3: Moyens utilisés pour chaque phase d'étude.**

| <b>Phases</b>                         | <b>Moyens</b>   |
|---------------------------------------|---|
| <b>Phase 0 : études préliminaires</b> | <ul style="list-style-type: none"><li>• lever de terrain</li><li>• visites sur site</li><li>• analyse de documents (cartes géologiques, sondages existants, constructions voisines,...)</li><li>• photo interprétation</li></ul>                            |
| <b>Phase 1 : avant-projet</b>         | <ul style="list-style-type: none"><li>• sondages destructif</li><li>• sondages carottés</li><li>• géophysique</li><li>• pénétromètres</li><li>• suivis piézométriques</li></ul>   |
| <b>Phase 2 : projet</b>               | <ul style="list-style-type: none"><li>• sondages carottés</li><li>• suivis piézométriques</li><li>• essais de laboratoire</li><li>• mesure in-situ des caractéristiques des sols (sondages pressiométriques, pénétrométriques et scissométriques)</li></ul> |

## I.6.2- Caractérisation des sols :

La connaissance du sol et de ses caractéristiques géotechniques et morphologiques, est une étape primordiale dans le choix d'une structure de chaussée. En effet, la connaissance du sol, associée à une bonne approche du trafic supporté et des matériaux de chaussée utilisés, permet d'optimiser les épaisseurs des couches de chaussées.

Pour le cas d'un projet routier, la classification des sols aura deux principaux objectifs :

- Approcher la portance du sol support afin de dimensionner les corps de chaussée. Cette classification est d'autant plus importante qu'elle conditionne le choix d'investissement et d'entretien.
- Estimer la possibilité de l'utilisation du sol en remblai ou en couche de forme.

### Constituants d'un sol :

Les sols sont constitués de trois phases :

- Une phase solide (les grains)
- Une phase liquide (l'eau)
- Une phase gazeuse (l'air)

### ❖ Limites d'Atterberg :

#### •But de l'essai :

Caractériser l'argilosité d'un sol, et donc déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états sont les « Limites d'Atterberg » :

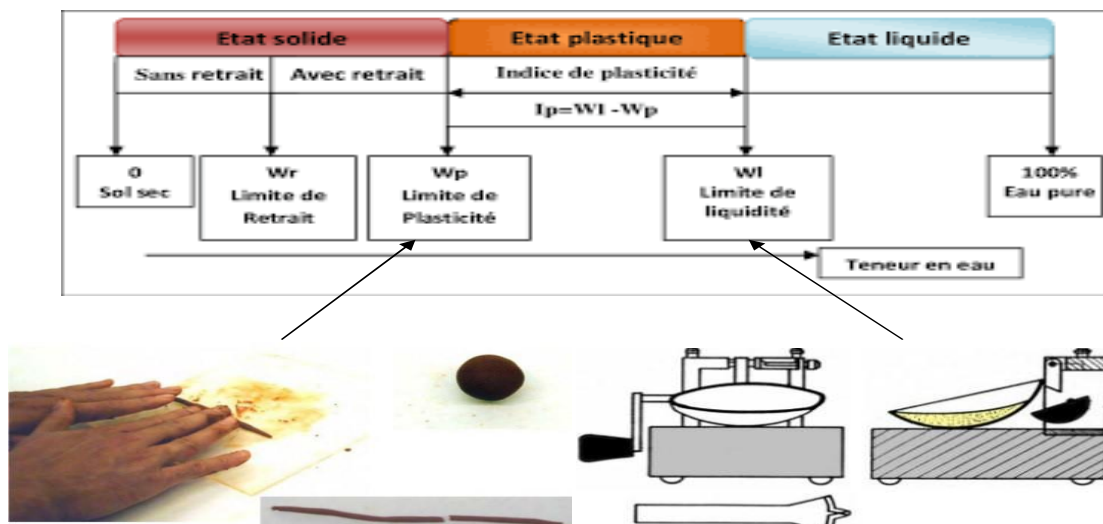


Figure 1. 39: États de consistance des sols.

–Limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide)

–Limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique)

### •Domaine d'application :

–Cet essai s'applique généralement sur les sols comportant un pourcentage de fines ( $80\mu\text{m}$ ) supérieur à 35%.

–La détermination de l'argilosité d'un sol par les limites d'Atterberg que par l'essai VBS (Valeur de Bleu du sol) est à privilégier dès que le sol est argileux à très argileux.

### •Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur la fraction  $0/400\mu\text{m}$  en deux phases :

–Détermination de la teneur en eau WL pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme à 10 mm, suite à 25 chocs répétés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel)

–Détermination de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol de diamètre 3 mm se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle)

### •Résultats et interprétations :

Les limites d'Atterberg permettent de calculer l'indice de consistance qui caractérise l'état hydrique d'un sol (80 à 90 % d'éléments  $< 400\mu\text{m}$ ) :

$$IP = WL - WP$$

$$Ic = (WL - WN) / IP$$

Avec WN : teneur en eau naturelle de la fraction  $0/400\mu\text{m}$   $Ic = 0$  si matériau à l'état liquide

$Ic = 1$  si matériau à l'état solide

### ❖ Les essais de détermination des paramètres de compactage :

#### a) -Essai Proctor :

##### •But de l'essai :

Détermination des références de compactage d'un matériau : masse volumique  $\gamma_d$  et teneur en eau  $w$ .

##### •Principe de l'essai :

L'essai Proctor, complètement normalisé, consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon humidifié de manière homogène à une teneur en eau donnée, peu élevée au début, et à compacter cet échantillon par couches au moyen d'une dame de poids standardisé tombant d'une hauteur standardisée.

Pour chacune des teneurs en eau considérée, on détermine le poids volumique sec du sol et on établit la courbe des variations de ce poids volumique en fonction de la teneur en eau.

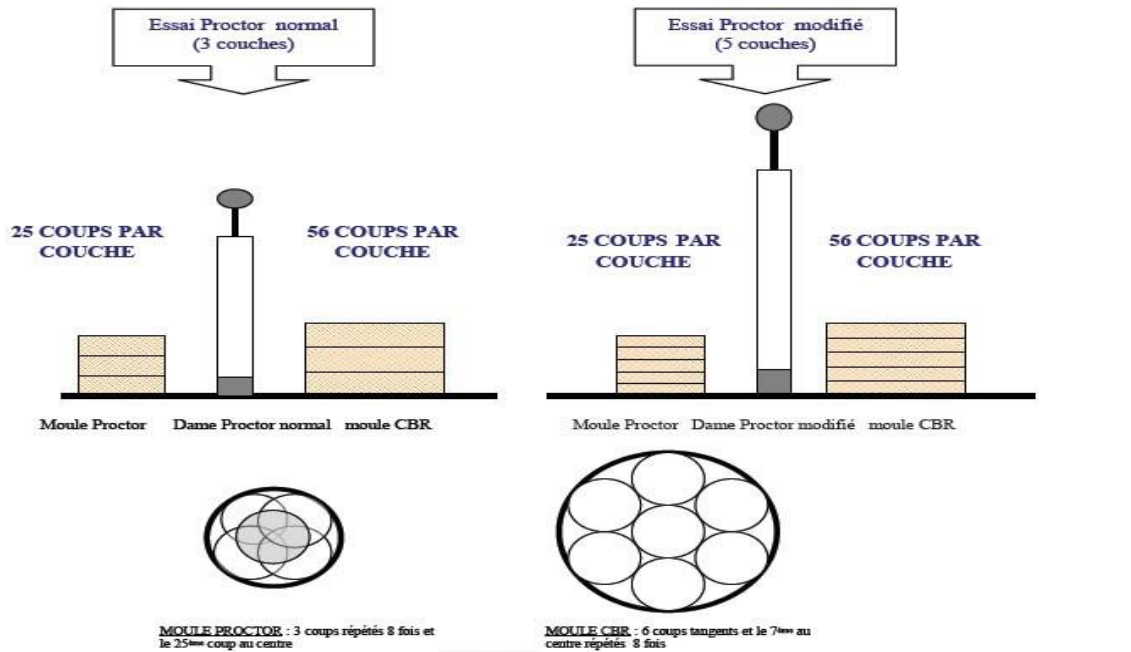


Figure 1. 40: Principe de l'essai Proctor normal et modifié.

**•Résultats et interprétations :**

Énergie spécifique de compactage est égale à :

$Energie\ spécifique = M\ de\ la\ dame \times Nbre\ de\ coups\ par\ couche \times Nbre\ de\ couches \times pesantier\ volume\ de\ moule.$

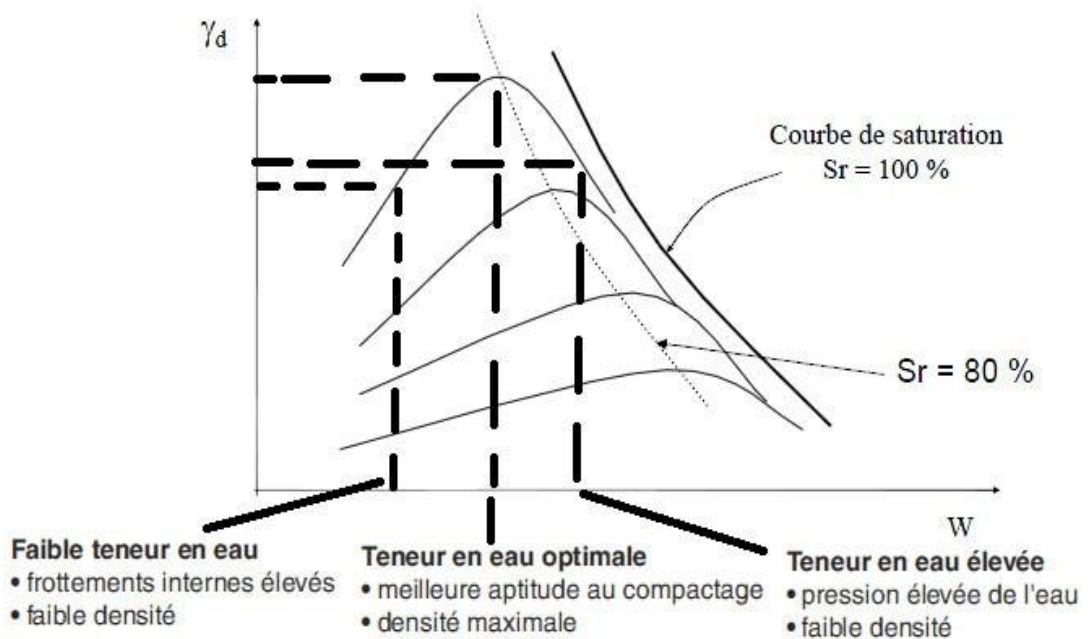


Figure 1. 41: Courbe d'essai Proctor

Ces courbes sont utiles  $S_r = 100\%$  et  $80\%$  :

- La courbe  $\gamma_d = f(w\%)$  pour  $S_r = 100\%$  constitue la courbe enveloppe des courbes Proctor des différents sols. La branche droite de ces courbes vient s'y raccorder tangentiellement.
- La courbe  $\gamma_d = f(w\%)$  pour  $S_r = 80\%$  situe approximativement, pour les sols comportant une fraction argileuse, le lieu des optimums.

### b) - L'indice de portance (CBR)

Les initiales CBR sont l'abréviation de California Bearing Ratio.

#### •But de l'essai :

Cet essai donne une mesure de la portance relative des sols par rapport à un sol type, constitué par des pierrailles concassées et compactées, extraites d'une carrière de Californie.

Cet essai permet de :

- Établir une classification des sols (GTR)
- Évaluer la traficabilité des engins de terrassement
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente → épaisseur diminue)

#### •Principe de l'essai :

L'indice portant californien CBR est le rapport, exprimé en % de la pression produisant un enfoncement donné au moyen d'un poinçon cylindrique normalisé (de section  $19.32\text{ cm}^2$ ) se déplaçant à une vitesse déterminée ( $1.27\text{ mm/min}$ ) et de la pression nécessaire pour enfoncer le même poinçon dans les mêmes conditions, dans un matériau type.

Cet indice peut être pris à différent état hydrique (soit à différent niveau de compactage) :

- A l'optimum : indice portant à la teneur en eau optimale  $W_{opm}$
- A la teneur en eau naturelle (Indice Portant immédiat) à  $W_{nat}$
- Après saturation : on immerge le moule pendant quatre jours dans l'eau et on enfonce le poinçon à vitesse constante.

L'enfoncement est mesuré en fonction de la charge. Par définition, on note deux CBR :

$$CBR_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm d'enfoncement (en KN)}}{13.35} \cdot 100$$

$$CBR_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm d'enfoncement (en KN)}}{20} \cdot 100$$

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur exprimée en %.

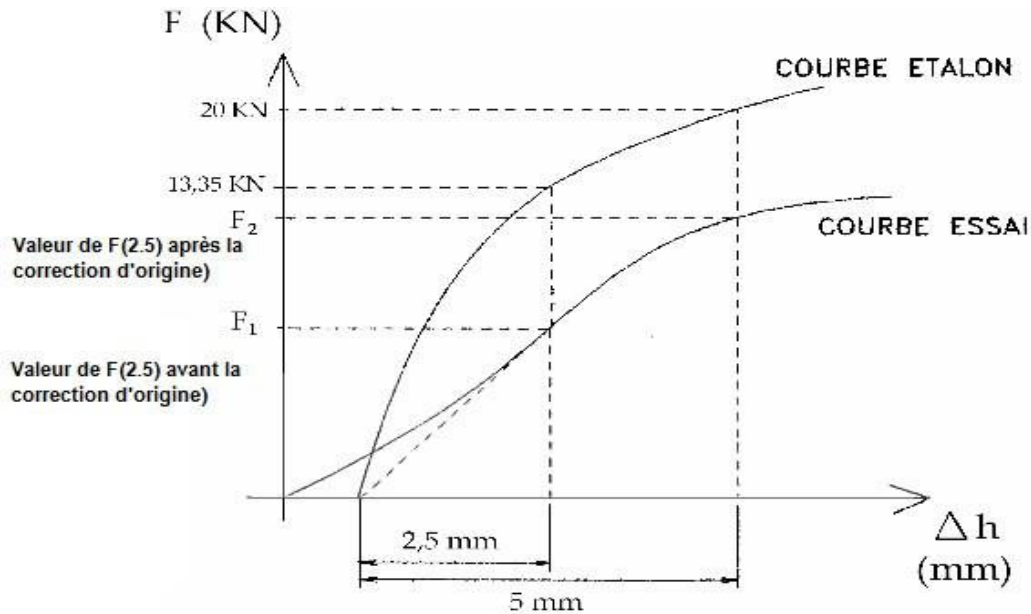


Figure 1.42: Courbe d'essai CBR

Tableau 1.4: Valeurs usuelles de l'indice CBR

|                          | CBR      |
|--------------------------|----------|
| Sols mous à très mous    | <2       |
| Argiles                  | 2 – 10   |
| Limons et argiles raides | 8 – 40   |
| Sables                   | 8 – 30   |
| Graves                   | 15 – 80  |
| Concassée                | 80 - 100 |

❖ Les essais de détermination des paramètres de comportement mécanique :

a) - Essai Los Angeles :

L'objet de cet essai est de déterminer la résistance aux chocs.

Il consiste à mesurer la quantité des éléments fins produits en soumettant le granulat aux chocs de boules normalisés dans une machine dite « Los Angeles » qui est un broyeur de laboratoire.

Tamisée sur chacun des tamis de la classe granulaire choisie, lavée, séchée et pesée (à 1 g près), la prise d'essai (5000 +/- 5 g) est placée dans un tambour avec une charge de boulets appropriée. Entraînés durant 500 tours par tablette en acier, ces boulets retombent avec les matériaux qu'ils fragmentent. Ce dernier est ensuite lavé sur un tamis de 1.6 mm, séché et le passant est pesé (masse m).

$$\frac{LA}{100} = \frac{m}{100} \dots\dots\dots(I.5)$$

Les seuils retenus diffèrent selon les utilisations des sols. Au-delà de 45, le sol ne peut pas être utilisé en couche de forme.

### **b) - Essai Micro-De val :**

L'objectif de cet essai est d'apprécier la résistance à l'usure des granulats ; l'essai est réalisé en présence d'eau pour se rapprocher des conditions réelles de séjour des granulats dans les chaussées.

Il consiste à mesurer dans des conditions bien définies l'usure des granulats par frottements réciproques dans un cylindre en rotation. L'usure est mesurée par la quantité de fines produites.

Cas d'un gravillon compris entre 4 et 14 mm :

Lavée, séchée et pesée (à 1 g près), la prise d'essai (500 +/- 2 g) est introduite dans un cylindre normalisé avec une charge de billes d'acier (2000, 4000 ou 5000 g selon la granularité), et 2.5 litres d'eau. Après 12000 rotations (2 heures), le matériau est lavé sur un tamis de 1.6 mm, séché et le refus est pesé (masse m').

$$\frac{MDE}{100} = \frac{500 - m'}{500} \dots\dots\dots(I.6)$$

Le seuil est également différent selon l'utilisation voulue du matériau.

### **I.6.3- Classification géotechnique des sols :**

- Classification LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées)
- Classification USCS (Unified soil classification system) établie par Casagrande :  
identique à la classification LCPC
- Classification GTR (Guide des terrassements routiers)
- Classification AASHO (American Association State Highways Officials)

### **I.6.4- Etude de chaussée :**

La chaussée est une interface entre le sol et les véhicules où se déplaçant à haute vitesse à la surface et permet la circulation dans des conditions de confort et de sécurité voulues.

Cet aspect se traduit, sur le plan mécanique, par le comportement des différentes couches de la chaussée. Elle doit ainsi pouvoir :

1. Distribuer la charge et transmettre au sol support une contrainte qui n'entraînera pas de déformation excessive à ce niveau.
2. Atténuer les mouvements différentiels qui proviennent du sol et limiter les déformations résultantes en surface.
3. Maintenir ses qualités structurales (portance) et fonctionnelles (adhérence et uni) à long terme.



Le corps de chaussée est dimensionné pour supporter la circulation du trafic pour une durée bien déterminée ; Il est défini comme étant l'épaisseur des différentes couches et matériaux qui seront mis en place pour constituer le corps de chaussée.

On doit non seulement penser au trafic existant mais aussi au trafic futur, ce qui nous amène à définir le taux d'accroissement de la circulation et le type de véhicules empruntant cette route.

Le dimensionnement d'une chaussée est conditionné par quatre familles de paramètres, qui sont les suivantes :

- Le trafic.
- L'environnement de la route (le climat essentiellement).
- La durée de vie.
- Le sol support.

### **I.6.4.1- Rôle des différents types de chaussées :**

#### **a) Le sol support :**

Le sol support constitue la plate-forme sur laquelle repose la chaussée. Le sol Support est éventuellement surmonté d'une couche de forme en matériaux sélectionnés ou traités. Un sol support doit :

- Offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée et doit donc être suffisamment rigide.
- Cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des Terrassements et la réalisation de la chaussée, elle doit donc être peu sensible aux intempéries.
- Elle doit, par sa rigidité, participer au fonctionnement de la chaussée.

#### **b) La couche de forme :**

La couche de forme peut être une structure parfois assez complexe. Elle peut être constituée d'une seule couche de matériaux ou au contraire de couches successives répondant à des fonctions distinctes, pouvant inclure un géotextile et peuvent se terminer par un enduit gravillonné ou un film de protection. Elle a essentiellement une double fonction :

- A court terme et pendant la phase des travaux, elle protège le sol support, elle Établit une qualité de nivellement et permet la circulation des engins pour l'approvisionnement des matériaux et la construction des couches de chaussée. Elle doit

présenter des qualités suffisantes d'uni, de résistance aux intempéries, de portance vis-à-vis des engins approvisionnement les matériaux de la couche de fondation.

- A long terme, vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, elle permet de rendre plus homogènes et éventuellement d'améliorer les caractéristiques dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place, et elle doit être peu sensible aux fluctuations de l'état hydrique du sol et contribuer au drainage de la chaussée.

### c) La couche d'assise :

L'assise de la chaussée est généralement constituée de deux couches :

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

### d) La couche de surface :

- Elle est directement exposée aux diverses sollicitations du trafic et du climat, elle a pour rôle d'assurer la sécurité et le confort en offrant une bonne adhérence et un uni acceptable, et parfois aussi l'imperméabilisation du support lorsque celui-ci est en matériaux non traités.
- La couche de surface est généralement constituée de deux couches, la couche de roulement et éventuellement la couche de liaison.

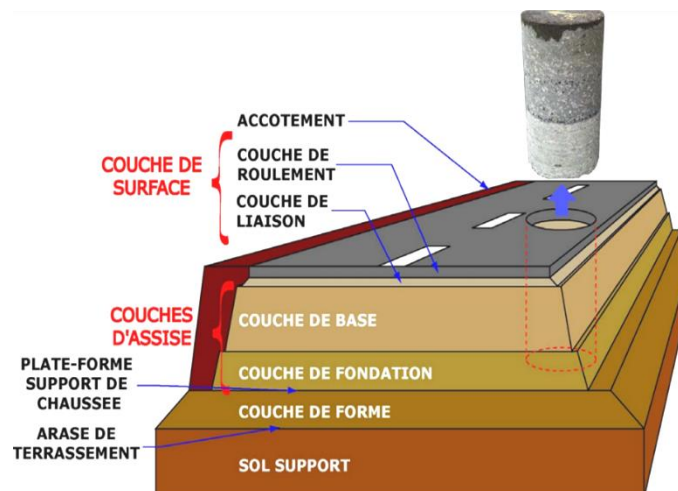


Figure 1. 43: Coupe de type de Chaussée.

## I.6.4.2- Les différents types de chaussées :

Il existe 6 types de chaussée :

- Chaussée Souple.
- Chaussées Bitumineuses Epaissees.
- Chaussée Semi – Rigide (Chaussées a Assise Traitée Aux Liants Hydrauliques).
- Chaussée Mixtes.
- Chaussées A Structure Inverse.
- Chaussée Rigide (Chaussées En Béton De Ciment).

## I.6.4.3- Calcul des déformations sur chaque couche :

### I.6.4.3.1- Calcul des déformations admissibles :

Le Calcul de la déformation admissible  $\epsilon_{z,adm}$  entre la chaussée et la plateforme se fait selon le catalogue algérien (FASICULE 1 et 2).

Il est ncessaire de calculer la déformation admissible  $\epsilon_{z,adm}$  donnée par une relation empirique déduite à partir d'une étude statique de comportement des chaussées le but pour limiter les valeurs de  $\epsilon_z$  calculées avec alizé.

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

### I.6.4.3.2- Calcul des déformations par logiciel ALIZE III :

Le logiciel ALIZE-LCPC, met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement des structures de chaussées, élaborée par le LCPC.

Il intègre ainsi un outil de calcul des valeurs admissibles (contraintes ou déformations) en fonction du contexte de trafic et de matériaux.

L'influence du trafic sur les couches de chaussée par la charge correspondante a un demi essieu de 13 tonne représentée par une empreinte circulaire gènèrent des sollicitations en tant que contraintes et déformations ( $\sigma_t$ ,  $\epsilon_z$ ,  $\sigma_z$ ) l'ALIZE basé sur un modèle multicouche élastique fonde sur l'hypothèse de BURMISTER.

Pour simuler les différents modèles il faut connaître les caractéristiques mécaniques ( $E$ ,  $\nu$ ) de chaque couche ainsi leurs épaisseurs et la condition de collage.

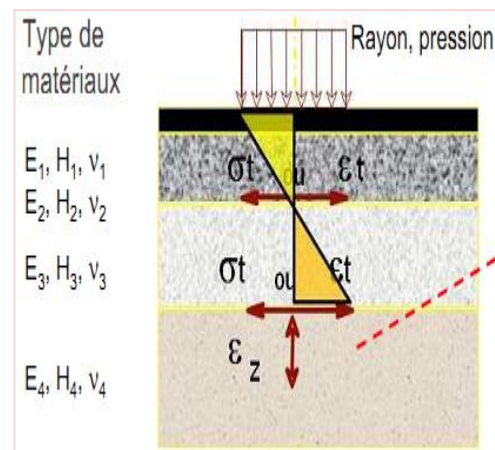


Figure 1. 44: contraintes et déformations.

### II.1- Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le sujet de notre projet d'étude : Il s'agit de la réalisation d'un accès routier au port de Beni Kssila wilaya de Bejaia ; l'étude de projet ne peut pas être menée sans la possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain. Une reconnaissance adéquate préalable du site peut éviter de lourdes pertes matérielles et vies humaines. Dans ce cadre on doit mener un programme d'investigation qui se décompose selon les étapes suivantes :

- Contexte géographique et topographique.
- Contexte géologique.
- Contextes hydrologiques.
- Campagne d'investigation géotechnique.

### II.2- Contexte géographique et topographique :

#### II.2.1- Situation géographique de terrain :

Les travaux consiste à réaliser la route reliant le port à la RN24, et compte tenu qu'un oued se situe à proximité (à l'Est) de la route projetée, les travaux nécessite des mesures adéquates en fonction de la nature du sol.

Le site est limité comme suit :

- Au nord : Le quai de port de Beni Kssila.
- Au sud : la colline à conforter par ce présent projet (derrière on y trouve la RN24 et la ville de béni kssila)
- à l'est : l'entrée de port de béni kssila.



Figure 2. 1: photo satellite de site



Figure 2. 2: photo satellite de site illustrant la localisation de l'accès et ça proximité.

## II.2.2- Topographie (tracé en plan) :



Figure 2. 3: Levé topographique de projet.

II.3- Contexte géologique :

II.3.1- Géologie de la région :

Pour ce qui est de la géologie, nous avons consulté la carte géologique d'Algérie à l'échelle 1/500 000, cette dernière montre que le secteur d'étude est composé par des formations sédimentaires.

Ce sont principalement des marnes de l'éocène.



Figure 2. 4: La carte géologique de la région.

II.3.2- Géologie de site :

La géologie du site a été mise en évidence par la réalisation de trois puits à ciel ouvert, dont le plus profond est d'une profondeur de 3,20 mètres.

Les coupes géologiques ouvertes des trois puits à ciel ouvert sont comme suit :

**Puits 01** / De 0,00 à 0,30 m : TVO grossier d'origine calcaireuse ;

De 0,30 à 3,00 m : Argile feuilletée (schistosée), de couleur grisâtre à brunâtre, carbonatée, avec des passées de calcaire de forme cubique rectangulaire.

Cet argile devient schistosée à partir de 3,20 m de profondeur.

**Puits 02** / De 0,00 à 0,30 m : TVO grossier d'origine calcaireuse ; De 0,30 à 1,50 m : Remblais récents composés d'argile peu feuilletée, grisâtre, déposés anarchiquement, renfermant des galets, moellons ;

De 1,50 à 3,20 m : Argile feuilletée (schistosée), de couleur brunâtre à grisâtre, indurée en quelques endroits, notamment en profondeur. Elle contient des passées de calcaire induré de forme cubique rectangulaire ;

**Puits 03** / De 0,00 à 0,60 m : Enrochement de nature calcaireuse, centimétrique à décimétrique de couleur blanchâtre à grisâtre ;

De 0,60 à 1,50 m : Sable limoneux de couleur marron contenant des galets centimétriques à décimétrique Terrasse d'alluvions anciennes

De 1,50 à 2,60 m : Argile feuilletée (schistosée), de couleur brunâtre à couleur à grisâtres molle très humide.

De 2,60 à 3,20 m : Argile grisâtre à feuillets peu indurés. Contenant des passés de blocs centimétriques indurés de forme cubique rectangulaire.

**NB** : notant qu'il y-a une dénivelée importante entre le premier puits à ciel ouvert et les deux autres puits, de 1,5 et 2,0 mètres.

### II.4- Contexte hydrologique et hydrogéologique :

Par hydrologie, on entend les écoulements de surface, à ce propos, l'oued à l'Est du projet favorise les écoulements superficiels. Alors pour les écoulements souterrains, durant l'exécution des sondages par tarières (pour les sondages pressiométriques), on a constaté des venues d'eau à des profondeurs proches à la surface (-2m), ces eaux proviennent de l'oued à l'Est.

### II.5- Sismicité de la région :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), la wilaya de Bejaïa est classée zone « II a » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;

- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

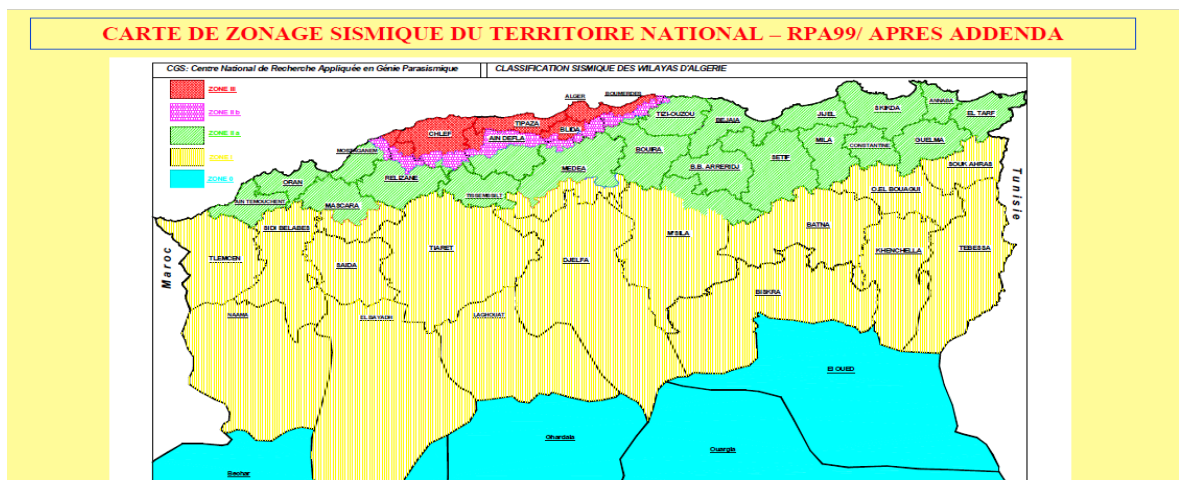
Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

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

Les coefficients d'accélération à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau 2.1 :

**Tableau 2. 1: Coefficients d'accélération (A)**

| Groupe | ZONE |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|
|        | I    | IIa  | IIb  | III  |
| 1A     | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B     | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2      | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3      | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |



**Figure 2. 5: carte de zoning selon RPA.**



### II.6- Données Climatologiques :

#### II.6.1- Température :

Les températures moyennes mensuelles relevées sur 41ans de 1970 à 2010 sont représentées par le tableau 2.2

**Tableau 2. 2: Moyennes mensuelles des températures dans la région**

| Mois                  | jan   | Fév   | mar   | avr   | Mais  | juin  | juil  | Août  | sept  | Oct   | nov   | déc   |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| M (c°)                | 16.47 | 17.07 | 18.61 | 20.26 | 22.86 | 26.37 | 29.47 | 30.16 | 28.14 | 25.28 | 20.85 | 17.57 |
| m (c°)                | 07.50 | 07.67 | 09.04 | 10.83 | 13.96 | 17.57 | 20.37 | 21.18 | 19.04 | 15.73 | 11.71 | 08.70 |
| T <sub>moy</sub> (c°) | 11.99 | 12.37 | 13.82 | 15.54 | 18.41 | 21.97 | 24.92 | 25.67 | 23.59 | 20.50 | 16.28 | 13.13 |

**M** : température moyenne minimales du mois

**M** : température moyenne maximales du mois

**T<sub>moy</sub>** : Température moyenne mensuelle

#### II.6.2- Zones climatiques :

Le tronçon étudié se trouve dans une zone Climatique subhumide plus humide,

#### II.6.3- Précipitation :

La pluviométrie a été mesurée à partir des deux stations qui sont proches du tronçon routier, Les traitements statistiques des séries d'observations ont donné les résultats qui sont présentés dans le tableau 2.3

**Tableau 2. 3: Précipitations moyennes annuelles et mensuelles**

| Station\Mois | Jan | Fév | Mars | avr | Mais | juin | juil | Août | sept | oct | nov | déc | année |
|--------------|-----|-----|------|-----|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|-------|
| Bejaïa (mm)  | 96  | 77  | 87   | 64  | 41   | 11   | 6    | 10   | 58   | 87  | 77  | 120 | 734   |
| El-kseur     |     |     |      |     |      |      |      |      |      |     |     |     |       |
| (mm)         | 123 | 111 | 85   | 58  | 42   | 16   | 2    | 9    | 38   | 67  | 84  | 127 | 765   |
|              |     |     |      |     |      |      |      |      |      |     |     |     |       |

Le projet se situe dans une région où la précipitation est considérable, donc l'eau pluviale est un facteur essentiel pour la présente étude.

### II.7- Compagne d'investigation géotechnique :

#### II.7.1- Reconnaissance géotechnique in situ :

S'agissant d'une étude géotechnique du sol, notre mission s'inscrit dans le cadre de la classification géotechnique des missions au sens de la norme NF 94-500

#### II.7.2- Programme de la reconnaissance :

Pour la reconnaissance in situ, il a été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation : Tec Abyss 75.



Figure 2. 6: la machine Tec Abyss75.

Et un pressiomètre Ménard ; APA géo :



Figure 2. 7: Pressiomètre Ménard ; APA géo

### II.7.3- Exploitation des données de la reconnaissance in situ :

L'exploitation des données de la campagne de reconnaissance porte sur la lithologie des terrains traversés.

### II.7.4- Lithologie :

Au droit de chaque sondage, la succession lithologique est indiquée par les coupes suivantes :

**Tableau 2. 4: Sondage carottier 01**

| Sondage N°1   |
|---|
| 0.0-4m : remblais d'argile sableuse à graveleuse                          |
| 4.0-5.5m : limon noire graveleux bariolée                                 |
| 5.5-7m : marne schisteuse verdâtre  |
| 7-10m: marne grisâtre indurée renfermant des passages en calcaire marneux |



**Figure 2. 8: Sondage carottier 01.**

**Tableau 2. 5: Sondage carottier 02.**

| Sondage N°2:   |
|--|
| 0.0-0.7m: remblais hétérogène  |
| 0.7-3.0m: remblais en argile limono-graveleuse verdâtre à débris de marne renfermant un bloc en grès jaunâtre. |
| 3-7m: marne schisteuse bariolée  |
| 7-10m: marne grisâtre indurée avec des calcaires marneux   |



**Figure 2. 9: Sondage carottier 02**

### **II.7.5- Synthèse de la lithologie :**

L'examen comparatif des deux logs de sondages nous a permis de déduire la succession lithologique suivante :

La zone étudiée est composée par des formations sédimentaires, en effet il s'agit d'un substratum en marne qui demeure la formation principale, cette marne se débute schisteuse et altérée de couleur verdâtre, puis elle devient indurée de couleur grisâtre et qui renferme des passages en calcaire marneux bleuâtre.

La marne est couverte par des remblais et limon noire d'environ 5.5m d'épaisseur au droit du sondage N°1, tandis qu'elle est couverte par remblais+argile limono graveleuse de 3m d'épaisseur au droit du sondage n°2.

D'après la carte géologique de la région, le substrat marneux est d'âge miocène, tandis que la couverture en remblais et argile limono graveleuse sont du quaternaire, ce sont des dépôts transportés par l'oued.

### **II.7.6- Essai pressiométriques :**

L'essai pressiométrique exécuté selon la procédure (NF 94-110-1) sert principalement à obtenir une caractéristique de déformabilité du sol (le module pressiométrique  $E_m$ ) et une caractéristique de rupture (la pression limite  $P_l$ ). Cette dernière correspond par convention à la pression qui entraîne le doublement du volume de la cellule

- Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- Le module pressiométrique  $E_m$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- La pression limite  $p_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage  $p_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Ces paramètres sont reportés sur chaque feuille d'essai sur les profils présentés en annexe.

Dans le cadre de cette étude, un sondage pressiométrique a été réalisé, dont le positionnement de ce sondage figure en annexe, les résultats des essais réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 2. 6: Sondage pressiométrique.**

| Sondage N° | Prof (m) | $E_m$ (bars) | PL (bars) | $E_m/P_L$ |
|------------|----------|--------------|-----------|-----------|
| 1          | 2        | 41.65        | 6.27      | 6.64      |
|            | 4        | 335.61       | 36.19     | 9.27      |

### Observations et commentaires sur les résultats :

- Lors de la réalisation du sondage par tarière (préalable aux essais) nous avons constaté une venue d'eau à partir de 2m de profondeur.
- Le sondage a été réalisé dans un endroit déjà aménagé, dont l'examen du talus montre que la marne affleure en surface, d'où les deux essais ont été réalisés dans la formation marneuse.
- Le 1<sup>er</sup> essai à 2m de profondeur a donné une pression limite faible de l'ordre de 6bars, ceci est dû au fait qu'elle s'agit d'une marne schisteuse altérée et mouillée.
- Le 2<sup>ème</sup> essai réalisé à 4m de profondeur a donné une appréciable pression limite de l'ordre de 36bars, une valeur pareille correspond à une marne tendre.

**Tableau 2. 7: classification de sol**

| CLASSE DE SOL          | DESCRIPTION                   | PRESSIOMETRE $P_1$ (MPa) |
|------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| ARGILES, LIMONS        | A Argiles et limons mous      | < 0,7                    |
|                        | B Argiles et limons fermes    | 1,2 - 2,0                |
|                        | C Argiles très fermes à dures | > 2,5                    |
| SABLES, GRAVES         | A Lâches                      | < 0,5                    |
|                        | B Moyennement compacts        | 1,0 - 2,0                |
|                        | C Compacts                    | > 2,5                    |
| CRAIES                 | A Molles                      | < 0,7                    |
|                        | B Altérées                    | 1,0 - 2,5                |
|                        | C Compacts                    | > 3,0                    |
| MARNES MARNO-CALCAIRES | A Tendres                     | 1,5 - 4,0                |
|                        | C Compacts                    | > 4,5                    |

## CHAPITRE II : Présentation du projet

On constate que les valeurs des résultats s'améliorent en fonction de la profondeur, ce qui laisse penser que la compacité du sol s'améliore aussi en profondeur, ceci est en harmonie avec les coupes des sondages réalisés et qu'ont montré que la marne devient indurée en profondeur.

Tableau 2. 8: classification de sol

| Sol              | État du dépôt         | $\frac{E_s}{p_t^*}$ | $\alpha_p$ |
|------------------|-----------------------|---------------------|------------|
| Argile           | Surconsolidé          | > 16                | 1          |
|                  | Normalement consolidé | 9-16                | 0,67       |
|                  | Remanié               | 7-9                 | 0,50       |
| Silt             | Très dense            | > 14                | 0,67       |
|                  | Lâche à dense         | 6-14                | 0,50       |
| Sable            | Très dense            | > 12                | 0,50       |
|                  | Lâche à dense         | 6-12                | 0,33       |
| Sable et gravier | Très dense            | > 10                | 0,33       |
|                  | Dense                 | 6-10                | 0,25       |

\*  $p_t$  = pression limite pressiométrique (kPa)

### II.7.7- Essais géotechniques au laboratoire :

#### II.7.7.1- Programme des essais :

Des échantillons prélevés ont fait l'objet des essais au laboratoire, pour déterminer leurs caractéristiques physico-mécanique et chimiques :

#### II.7.7.2- Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2. 9: tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

| N du sondage | Echantillon<br>Profondeur (m) | Teneur en eau (%) |                        |                        | densité | granulométrie |        | plasticité | Résistance à la compression simple (en bars) | Cisaillement |       | oedomètre |            |           | Analyses chimiques |        |             |           |
|--------------|-------------------------------|-------------------|------------------------|------------------------|---------|---------------|--------|------------|--|--------------|-------|-----------|------------|-----------|--------------------|--------|-------------|-----------|
|              |                               | W%                | Yh<br>t/m <sup>3</sup> | Yd<br>t/m <sup>3</sup> |         | 2mm           | 0.08mm |            |  | WL%          | IP%   | C (bars)  | $\Phi$ (°) | Pc (bars) | Cc (%)             | Cg (%) | So4 (mg/kg) | CaCo3 (%) |
| 1            | 0.5-0.7                       | 17,6              | 1,85                   | 1,57                   | 100     | 74            | 58     | 30         | /  | 0.32         | 22.37 | /         | /          | /         | 1320               | 18     | -           | 0.5       |
|              | 4.2-4.4                       | 19.6              | 1.9                    | 1.58                   |         | 85            | 57     | 35         | /  | 0.27         | 14.95 | 1.32      | 17.2       | 4.3       | 7850               | 14     | 0.1         | 2         |
|              | 6.8-7                         | 14.4              | 2.02                   | 1.76                   |         | 95            | 50     | 28         | /  | 0.53         | 20.03 | 2.85      | 20.9       | 4.43      | 10500              | 43     | -           | -         |
|              | 8.5-8.8                       | /                 | 2.2                    | /                      | /       | /             | /      | /          | 17   | /            | /     | /         | /          | /         | 8360               | 52     | -           | -         |
| 2            | 3.8-4                         | 15.2              | 1.99                   | 1.72                   | 100     | 98            | 51     | 26         | /  | 0.63         | 20.78 | 0.24      | 18.2       | 5.39      | 4530               | 45     | 0.3         | -         |
|              | 6.6-7                         | 14.1              | 2.07                   | 1.81                   |         | 96            | 52     | 29         | /  | 0.67         | 18.88 | 3.14      | 19.2       | 3.39      | 9440               | 50     | -           | -         |
|              | 9.3-9.6                       | /                 | 2.22                   | /                      |         | /             | /      | /          | /  | 27           | /     | /         | /          | /         | /                  | -      | 57          | -         |

### II.7.7.3- Interprétation des résultats :

Les résultats des essais effectués permis de tirer les remarques suivantes en fonction de la formation testée :

Le remblai : elle s'agit d'un remblai plus ou moins hétérogène, ce sont principalement des argiles sableuses à caillouteuse, une série d'essai a été réalisé sur la matrice argilo-sableuse de cette formation, elle a donné des résultats caractérisant une formation humide, semi dense ( $\gamma_d=1,57 \text{ t/m}^3$ ), plastique, de texture fine avec une tendance sableuse, douée de cohésion et d'angle de frottement interne de  $C=0.32 \text{ bars}$  et  $\Phi=22.37^\circ$ .

Le limon : elle s'agit d'une formation peu dense, dont  $\gamma_d = 1,58 \text{ t/m}^3$ , mouillée dont la teneur en eau est de l'ordre de 19%, de texture fine sachant que les passants au tamis 0.08mm représente plus de 85%, plastique avec une limite de liquidité de l'ordre de 58% tandis que l'IP est de l'ordre de 35%, doué de cohésion et d'angle de frottement interne  $\Phi$  significatifs à la formation testée, normalement consolidé, moyennement compressible et ayant une certaine tendance au gonflement en contact avec l'eau.

La marne : elle s'agit d'une formation moyennement humide, dense à très dense, de texture fine, moyennement plastique avec un IP de l'ordre de 26 à 29%, cohérente et douée d'angle de frottement interne  $\Phi$ , sur consolidée, moyennement compressible et ayant une tendance au gonflement en contact avec l'eau.

Quant aux échantillons de marne indurée en profondeur, et compte tenu de leurs consistance rocheuse, ils ont fait l'objet des essais de compression simple qu'ont donné une résistance de l'ordre de 17 à 27 bars.

A propos des analyses chimiques, ils ont montré une forte concentration de substance agressives (sulfates) qui dénote un terrain agressif, quant aux pourcentages de carbonates il est significatif à la formation testée (non marneux pour le limon et de nature marneuse franche pour la marne).

Partant des résultats présentés ci-haut, nous concluons que le substrat marneux possède une bonne qualité géotechnique, contrairement aux formations de recouvrement en limon et argile limono-graveleuse.

### II.7.8- Essais sur matériau :

Notre essai des prélèvements d'échantillons a été opéré, en effet nous avons pris des échantillons de TVO et du terrain naturel (limon caillouteux), dont le matériau TVO est

## CHAPITRE II : Présentation du projet

destiné à l'utilisation dans les travaux de remblai Les deux matériaux prélevés ont fait l'objet des essais de laboratoire, dont les résultats obtenus sont présentés ci- dessous :

Les deux matériaux ont fait l'objet des essais d'identifications selon le programme suivant :

- Analyse granulométrique----- NF P 94 – 056.
- Teneur en eau naturelle----- NF P 94 – 064.
- Essai des Limites d'Atterberg--- NF P 94-051.
- Equivalent de sable----- NF P 18-598.
- Proctor modifié----- NF P 94 – 093.

**Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :**

### a) -Pour le TVO : (Matériau de remblai)

**Tableau 2. 10: résultats essais sur le TVO.**

| EchantillonN° | nature | Analyse granulométrique : passants au tamis (mm) |       |       |       |       |       |      | VBS | Es%   | Proctor modifié |                             |
|---------------|--------|--|-------|-------|-------|-------|-------|------|-----|-------|-----------------|-----------------------------|
|               |        | 31.5   | 20    | 16    | 10    | 6.3   | 2     | 0.08 |     |       | w %             | $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup> |
| 1             | TVO    | 86.79  | 71.25 | 63.56 | 51.42 | 41.52 | 29.16 | 9.04 | 1,5 | 23.46 | 5,4             | 2,16                        |

### 2- Essai des Limites d'Atterberg (NF P 94-051) :

**Tableau 2. 11: résultats de l'essai limites d'Atterberg**

| Matériau | LL    | LP    | IP    |
|----------|-------|-------|-------|
| 0/31.5   | 38.88 | 19.47 | 14.47 |

**N.B :** ces résultats nous montrent que le matériau est peu plastique donc il est sensible à l'eau.

### 3-Essai los Angeles :

**Tableau 2. 12: Résultats de l'essai los Angeles pour les matériaux destine aux travaux de remblai.**

| Echantillon      | Fraction | LA 100% |
|------------------|----------|---------|
| Ech 01 (stock01) | 10/25    | 21,59   |
| Ech 02 (stock02) | 10/25    | 26.33   |
| Ech 04 (stock04) | 10/25    | 26.70   |



- L'essai de résistance aux chocs a été réalisé sur la fraction granulaire 10/25 les résultats obtenus avec la dureté du squelette de ces échantillons est très bonne. Ce qui implique que la granulométrie de ces matériaux subnormaux n'est pas évolutive.

### Commentaire sur résultats obtenus :

- TVO reconnu grenu, avec une courbe granulométrique bien graduée.
  - (Voir courbe granulométrique jointe en annexe).
- Les éléments supérieurs à 20 mm égale à 28.75%.
- Les éléments inférieure à 80um et de 9.04%.
- Equivalent de sable ES=37%.
- Le matériau (TVO) peut être classer B4 : sol sableux et graveleux avec des fines, selon la classification GTR.
- En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques de ce matériau, plus précisément celles de cisaillement (cohésion  $c$  et angle de frottement interne  $\Phi$ ), il demeure entendu que l'essai de cisaillement ne s'effectue pas sur ce type de matériau pulvérulent et grenu, néanmoins on peut retenir les valeurs suivantes :  **$c=0$  bras et  $\Phi=30^\circ$** .
- En effet le matériau en question sera utilisé comme un remblais technique mis en œuvre par couches successives avec un bon compactage, d'où la densité maximale sera atteinte. Sachant que le document : Eurocode 7 calcul géotechnique NF EN 1997-2 permet de retenir un angle  $d$  frottement interne de  $38^\circ$ , néanmoins pour avoir une marge de sécurité nous retenons  $\Phi=30^\circ$ .
- L'essai limite d'Atterberg nous a montrer que le matériau destiné aux travaux de remblai (TVO) est un matériau peu plastique sensible à l'eau d'où des améliorations avec des ajouts de sable on était réalisées pour objectif de diminuer cette sensibilité à l'eau dont les résultats de l'essai d'Atterberg de mélange (TVO + sable grossier) sont récapitulés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE II : Présentation du projet

**Tableau 2. 13: Résultats de l'essai limite d'Atterberg sur le TVO + sable grossier.**

| N° | Matériau mélanger      | LL    | LP    | IP    |
|----|------------------------|-------|-------|-------|
| 1  | TVO+20% sable grossier | 26.92 | 15.5  | 11.42 |
| 2  | TVO+30% sable grossier | 26.48 | 15.91 | 10.57 |
| 3  | TVO+40% sable grossier | 26.23 | 16.67 | 9.56  |
| 4  | TVO+50% sable grossier | 24.94 | 17.58 | 7.36  |

- Le taux de rajouts le plus économique pour améliorer notre matériau est de 20 %.



**Figure 2. 10: photo illustrant le mélange de TVO + sable grossier.**

## CHAPITRE II : Présentation du projet

**Tableau 2. 14: Angle de frottement interne effectif  $\Phi'$  des sols grenus pulvérulents et en fonction de l'indice de densité  $I_D$  et de coefficient d'uniformité  $C_U$ .**

| Type de sol   | Granularité                             | Plage de $I_D$ |                   | Angle de frottement interne ( $\phi'$ )<br>[degrés] |
|---|---|----------------|-------------------|---|
|   |   | [%]            |                   |   |
| sable comportant peu de fines, sable, gravier sableux | mal gradué<br>( $C_U < 6$ )             | 15 – 35        | lâche             | 30  |
|   |   | 35 – 65        | moyennement dense | 32,5  |
|   |   | > 65           | dense             | 35  |
| sable, gravier sableux, gravier                       | bien gradué<br>( $6 \leq C_U \leq 15$ ) | 15 – 35        | lâche             | 30  |
|   |   | 35 – 65        | moyennement dense | 34  |
|   |   | > 65           | dense             | 38  |

**b) -Pour le limon argileux : (sol support de chaussée)**

**Tableau 2. 15: résultats essais sur le limon argileux.**

| Ech N° | nature            | Analyse granulométrique:<br>passants au tamis (mm) |      | Limites<br>Atterberg |     | Proctor               |                                     | CBR  |
|--------|-------------------|--|------|----------------------|-----|-----------------------|-------------------------------------|------|
|        |                   | 2  | 0.08 | LL%                  | IP% | w <sub>opm</sub><br>% | $\gamma_{dopm}$<br>t/m <sup>3</sup> | 95%  |
| Ech 01 | Limon<br>argileux | 100  | 100  | 53                   | 30  | 11.5                  | 1.69                                | 6.75 |
| Ech 02 |                   |  |      | 55                   | 33  | 11.2                  | 1.66                                | /    |
| Ech 03 |                   |  |      | 57                   | 31  | 10.9                  | 1.68                                | 9.39 |
| Ech 04 |                   |  |      | 52                   | 34  | 11.1                  | 1.71                                | /    |

**Commentaire sur résultats obtenus :**

Le matériau analysé est de texture fine.

- Les limites d'Atterberg caractérisent un sol plastique avec une limite de liquidité qui se varie de 52 à 57% et un IP entre 30 et 34%.
- Ces résultats permettent de classer le matériau en question comme : A3 sol fin d'après la classification GTR.
- Le couple de valeurs de l'OPM ( $\gamma_{dopm}$ , Wopm) et la valeur du CBR à 95% de l'OPM consignés au tableau permettent de donner l'appréciation suivante :
- Les valeurs du couple  $\gamma_{dopm}$  et Wopm varient respectivement entre 1.66 et 1.71 t/m<sup>3</sup> et 10 à 11.5%. La valeur du CBR à 95% de l'OPM révélée par l'essai CBR sur les échantillons testés varie de 6.77 à 9.39%.

- La fourchette de la valeur CBR est à rapporter à la classification de portance des sols (Si) et à la classification des différents types de plateformes en fonction des valeurs CBR (SETRA-LCPC 2003). Cette classification est donnée dans le tableau ci-après :

**Tableau 2. 16: Classification de la portance des sols selon la valeur CBR.**

| Portance (Si) | Valeur CBR  |
|---------------|-------------|
| S4            | <5          |
| <b>S3</b>     | <b>5-10</b> |
| S2            | 10-25       |
| S1            | 25-40       |
| S0            | >40         |

Au vu des valeurs CBR obtenues sur les formations des testées, on pourra prendre en considération la classe de portance S3.

### **II.7.9- Récapitulation :**

L'investigation géotechnique réalisée dans le cadre du projet de réalisation d'un accès routier au port de Beni Kssila nous amène à conclure ainsi :

#### **Topographie :**

Sur le plan topographique, le tracé de l'accès se trouve à proximité d'un ravin.

#### **Lithologie :**

Les sondages réalisés ont montré que le site est composé par un substratum marneux quise débute altérer puis devient indurée et de couleur grisâtre en profondeur, ce substrat est couvert par 3m de remblais au droit du sondage n°1 et d'environ 4m de remblais en argile sableuse à graveleuse+1,5m de limon noir.

#### **Hydrologie et hydrogéologie :**

En matière d'hydrologie, le ravin qui délimite le tracé draine à priori des eaux pluviales.

Quant à l'hydrogéologie, et lors de la réalisation des sondages par tarières pour essais pressiométriques, nous avons constaté des venues d'eau à partir de 2m de profondeur, ces eaux sont certainement des eaux qui provient du ravin.

A ce propos et afin de protéger notre accès routier, une tranchée drainante est recommandée pour anticiper toute venue d'eau.

### **Essais in- situ :**

Nous avons réalisé un sondage pressiométrique, ce dernier a montré que la marne est d'une bonne compacité, cette dernière s'est traduite par des pressions limites de 6 à 36 bars et un rapport E/PL de 6 à 9.

### **Données géotechniques du laboratoire :**

Les essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés ont montré que la couverture en remblais+limon est d'une moyenne qualité géotechnique, ce sont des formations semi-dense à dense humides à mouillées, plastique, d'une texture fine avec une tendance sableuse, douée de cohésion et d'angle de frottement interne significatifs à la nature du sol analysé.

Quant à la marne en profondeur, elle s'agit d'une formation dense à très dense, moyennement plastique, de texture fine, cohérente et douée d'angle de frottement interne, sur consolidée, moyennement compressible et ayant une faible tendance au gonflement en contact avec l'eau.

Des échantillons de marne indurée ont été soumis aux essais de compression simples, ces derniers ont abouti à des résistances de 17 à 27 bars.

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

Ce chapitre nous a permis d'avoir une bonne reconnaissance (base de données) sur le site de projet (localisation géographique ; géologie ; hydrologie et hydrogéologie ; topographie ; lithologie...etc.) et les matériaux destinés aux travaux de remblai ; ces informations obtenues vont nous servir d'étudier avec précision la stabilité de notre remblai pour opter à une meilleure solution possible économique et confortable.

**III.1- Introduction :**

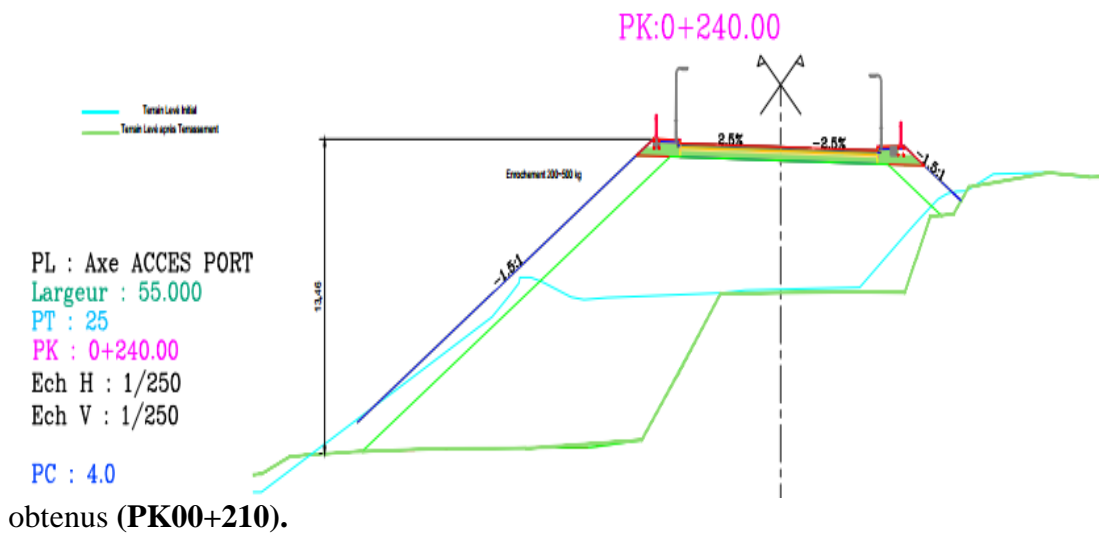
Lors de l'édification d'un remblai on doit éviter non seulement les ruptures mais encore les déformations importantes du sous-sol qui se produisent pour un faible coefficient de sécurité et qui peuvent conduire à des désordres dans le remblai.

L'étude de stabilité d'un remblai vise donc à définir pour celui-ci un mode de construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante de coefficient de sécurité de sorte que les déformations du remblai soient compatibles avec le service courant attendu.

**III.2- Les profils étudiés :**

L'étude de stabilité a été faite sur le profile le plus défavorable (la plus grande hauteur de remblai o

le volume le plus important de matériaux de remblai TVO) dont ça stabilité engendre la stabilité de tout le remblai (**PK 00+240**) ; et un autre profile pour confirmer les résultats



**Figure 3. 1: Profile en travers de PK 00+240**

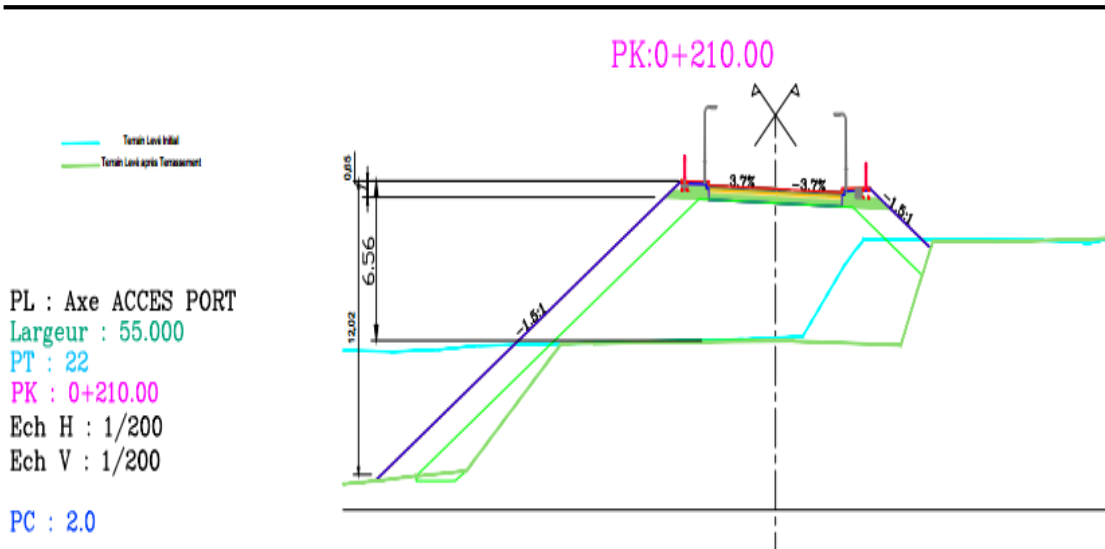


Figure 3. 2: profile en travers de PK00+210.

**III.3- Mode de construction de remblai :**

Dans notre cas on a choisi la méthode de construction de remblai par couches ; chaque couche est d'une épaisseur de 30cm pour un bon compactage.

La stabilité au glissement lors de la construction de remblai par couches est détaillée dans l'ANNEXE (E).

**III.4- Stabilité au poinçonnement :**

**III.4.1- Méthode d'étude de poinçonnement :**

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture de sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle.

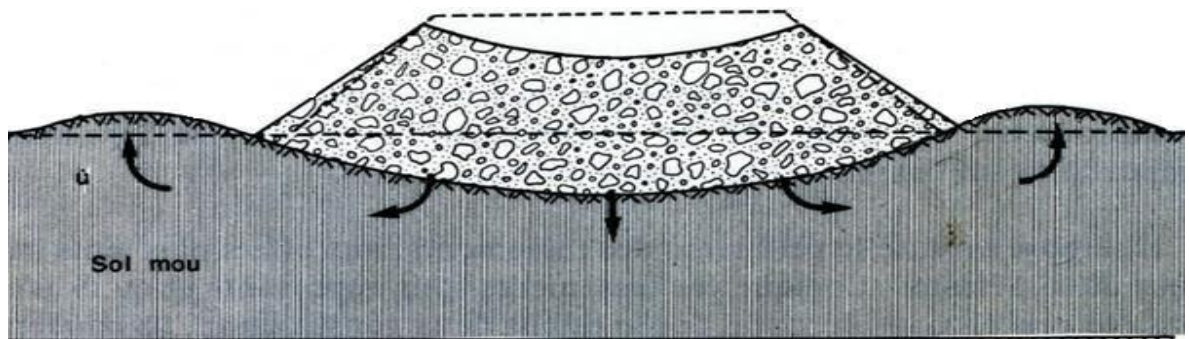


Figure 3. 3: schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle.

A court terme (cas généralement le plus défavorable) la pression maximale admissible sur le sol  $q_{max}$ , en fonction de la cohésion non drainée est donnée par :

$$q_{max} = (\pi+2) \cdot C_u \dots\dots\dots(III.1) \text{ (MAGNAN, 1984)}$$

## CHAPITRE III : ETUDE DE LA STABILITE DE REMBLAI

La contrainte apportée par le remblai de poids volumique  $\gamma_r$  et de hauteur  $h_r$  est approximativement sous l'axe est donnée par :

$$q = \gamma_r h_r \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{max}}{q} = \frac{(\pi+2).C_u}{\gamma_r.h_r} \dots\dots\dots (III.3)$$

En fait, lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le schéma de rupture correspondant au coefficient  $(\pi+2)$  (cas d'une fondation superficielle de dimension réduite sur une couche épaisse d'argile) n'est plus acceptable.

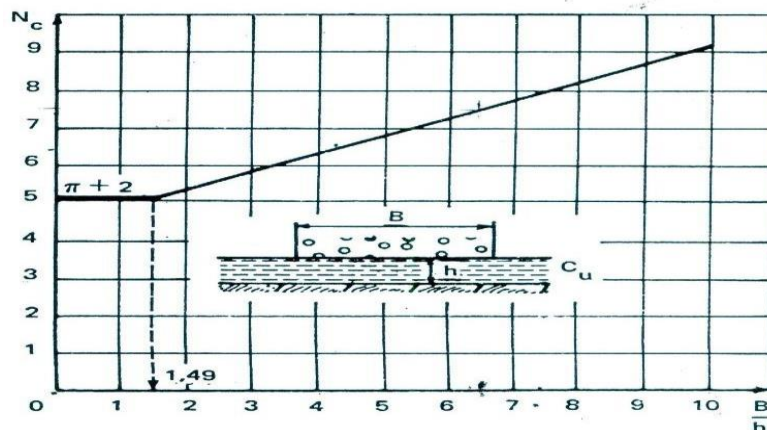
Dans ce cas MANDEL et SALENCON ont proposé une solution dans laquelle la pression limite sur le sol de cohésion  $C_u$  s'exprime par :

$$q_{max} = C_u.N_c \left(\frac{B}{h}\right) \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :  $N_c$  : Coefficient de portance, (Figure 3.4)

$B$  : La largeur moyenne du remblai,

$h$  : L'épaisseur du sol mou.



**Figure 3. 4: coefficient de portance  $N_c$  d'une semelle de largeur  $B$  reposant sur un sol mou d'épaisseur  $H$  (d'après MANDEL et SALENÇON).**

### III.4.2 - Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement :

L'évaluation du coefficient de sécurité  $F$  se fera au niveau de 2 profils choisis de telle façon à avoir la variation de  $F$  le long de l'ouvrage.

La cohésion non drainée : vu qu'on a 1 couche, remblai en argile limoneuse au-dessus de la nappe phréatique et une couche de marne schisteuse au-dessous de la nappe phréatique et une autre couche de marne calcaire indurée on va faire le calcul avec  $C_u$  moyenne



donnée par la formule suivante :

$$C_{u_{moy}} = \frac{C_u(\text{argile\_limoneuse}) + C_u(\text{MARNE}_{SHISTEUSE}) + C_u(\text{MARNE}_{indurée})}{3} \dots\dots\dots(III.5)$$

$$C_{u_{moy}} = \frac{32 + 65 + 135}{3} = 77.33 \text{ KN/m}^2$$

Le poids spécifique du remblai :  $\gamma_r = 21,6 \text{ KN/m}^3$

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité F sont présentés dans le tableau III.1

**Tableau 3. 1: calcul des coefficients de sécurité**

| PK        | hr(m) | h(sol) | B     | B/h   | Nc  | F    |
|-----------|-------|--------|-------|-------|-----|------|
| 00+240.00 | 13.46 | 10     | 25.46 | 2.546 | 5.7 | 1.52 |
| 00+210.00 | 6.56  | 10     | 20.61 | 2.061 | 5.2 | 2.84 |

Les coefficients de sécurités varie de 1.52 à 2.84 ils sont supérieurs à  $F_{min} = 1.5$ , donc on n'a pas un risque de poinçonnement dans les deux tronçons.

**III.4.3-Détermination de la hauteur critique du remblai :**

Pour des raisons constructives la détermination de la hauteur maximale pour laquelle on a un risque de poinçonnement est indispensable (un coefficient de sécurité égale à 1.5), cette hauteur est donnée par la formule suivante :

$$h_{r \text{ max}} = \frac{Nc.C_{u_{moy}}}{1,5\gamma_r} \dots\dots\dots(III.6)$$

**Tableau 3. 2: Calcul de h\_crit**

| PK        | hr(m) | Nc  | $C_{u_{moy}}$ | $h_{crit}$ |
|-----------|-------|-----|---------------|------------|
| 00+240.00 | 13.46 | 5.7 | 77.33         | 13.6       |
| 00+210.00 | 6.56  | 5.2 | 77.33         | 12.41      |

On a les  $h_r$  sont inférieurs aux  $h_{crit}$  donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

**III.5- Etude des tassements :**

**A-Calcul manuel :**

**III.5.1- Introduction :**

L'étude des tassements pour les remblais sur sol compressible est l'un des chapitres les plus importants, sachant que dans le cas présent en est en présence d'une couche compressible de grande épaisseur et qui est saturée. Donc on aura des grandes déformations à long terme.

Dans ce chapitre on va quantifier et prévoir les tassements qui vont se produire sous le remblai et estimer leur vitesse, pour pouvoir proposer des solutions qui vont permettre de

régler ces problèmes.

**III.5.2- Amplitude des tassements :**

L'amplitude du tassement final  $S_{\infty}$  en conditions de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes :

$$S_{\infty} = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat} \dots \dots \dots (III.7) (AKOU, 1995)$$

Avec :

$S_i$  : tassement immédiat,

$S_c$  : tassement de consolidation,

$S_{fl}$  : tassement de fluage,

$S_{lat}$  : tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

**III.5.2.1- Tassement immédiat :**

Le chargement du terrain provoque une déformation de l'ensemble du massif avant toute consolidation. Le phénomène étant rapide, on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat. Il reste souvent assez faible vis à vis du tassement de consolidation. Le calcul de ce tassement est effectué en supposant un comportement élastique linéaire isotrope à volume constant ( $\nu = 0,5$ ), la nappe phréatique étant superficielle, on peut considérer qu'on a une seule couche compressible saturée.

Selon la méthode de SKEMPTON et BJERRUM (1957), on calcule le tassement immédiat par l'expression :

$$S_i = \frac{q}{E} B I \dots \dots \dots (III.8) (AKOU, 1995)$$

$S_i$  : tassement immédiat,

$q$  : contrainte verticale appliquée au sol de fondation,

$B$  : largeur de la zone chargée,

$I$  : coefficient d'influence dépendant de la géométrie du remblai et de l'épaisseur du sol compressible.

Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. On présente ici la solution de Giroud pour les sols de fondation monocouches. Le tassement de la surface du sol au point M à la distance X de l'axe du remblai se calcule comme suit, avec les notations de Figure 3.3 jointe à l'abaque. Les valeurs des paramètres sans dimension  $r_H$  et  $r_H'$  sont lues sur l'abaque de la Figure 3.3 en fonction de  $X/a$  et  $H/a$  pour  $r_H$  et de  $X/a'$  et  $H/a'$  pour  $r_H'$ . Le module de déformation  $E$  est le module sécant déterminé dans un essai œdométrique ( $E_{oed}$ ).

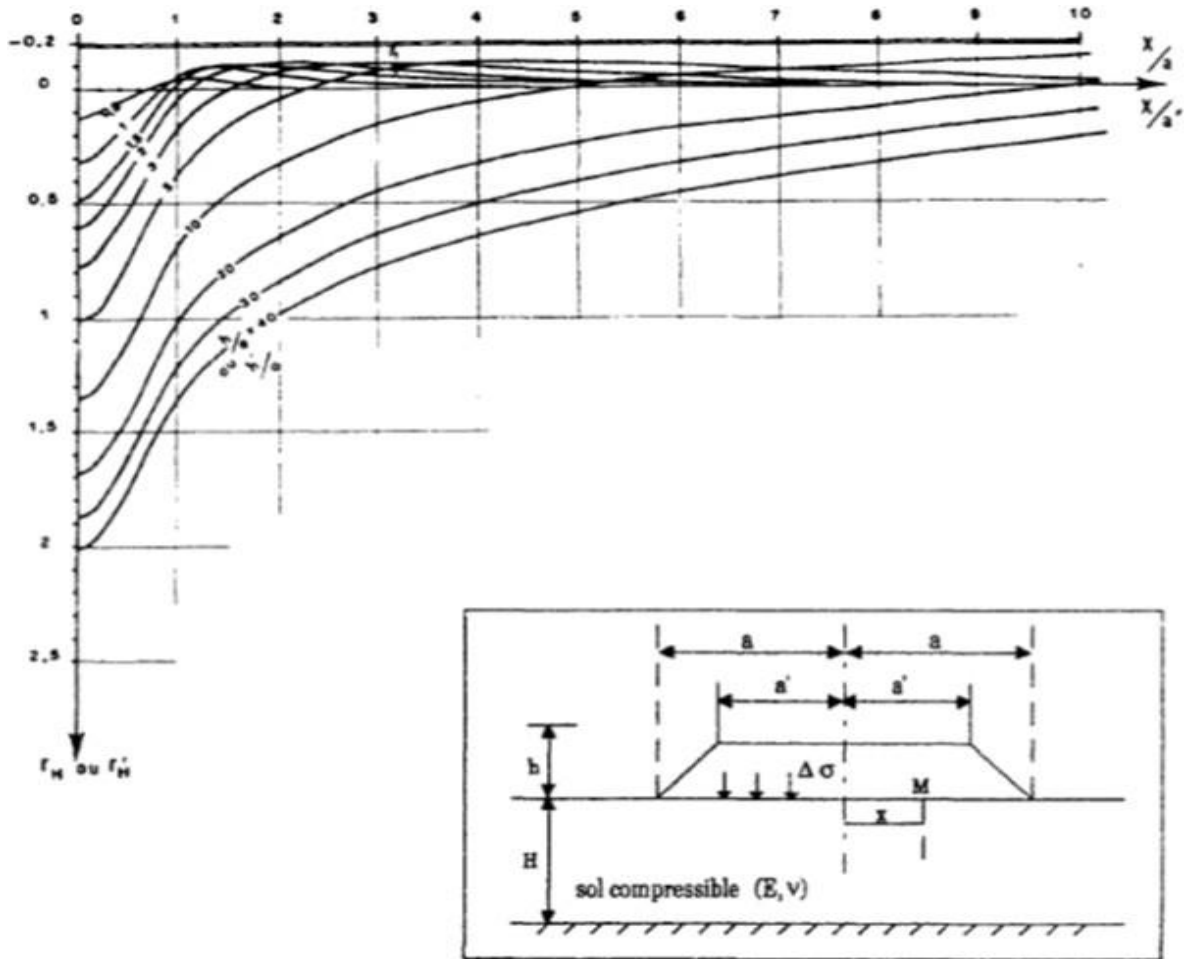


Figure 3. 5: Abaque de GIROUD pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0,5$ ).

-Détermination du coefficient d'influence I :

$$I = \frac{a}{2(a-a')} \left[ r_h - \left( \frac{a'}{a} \right)^2 r_h' \right] \dots \dots \dots (III.9)$$

**Tableau 3. 3: Calcul de coefficient d'influence I**

| PK     | A     | a'   | H/a  | X/a   | r <sub>H</sub> | H/a' | X/a'  | r' <sub>H</sub> | I     |
|--------|-------|------|------|-------|----------------|------|-------|-----------------|-------|
| 00+240 | 25.45 | 8.84 | 0.52 | 0.000 | 0.1            | 1.52 | 0.000 | 0.5             | 0.03  |
| 00+210 | 15.7  | 6.62 | 0.41 | 0.000 | 0.12           | 0.99 | 0.000 | 0.31            | 0.056 |

**-Calcul des tassements immédiats S<sub>i</sub>:**

$$S_i = \frac{q}{E} B I \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

$$q = \gamma_r h_r \quad (\gamma_r = 21.6 \text{ KN/m}^3),$$

$$E_{oed} = 2.3 \sigma \frac{1+e}{C_c} \dots \dots \dots (III.11) \quad (\text{Jean \& Duy, 1983}),$$

$\sigma$  : La contrainte initiale à H/2 de la couche compressible.

$$e = 0.5 \quad C_c = 0.1827$$

**Tableau 3. 4: Calculs des tassements instantanés**

| PK     | h <sub>r</sub> (m) | q (KPa) | B (m) | I     | $\sigma$ (KPa) | E (KPa) | S <sub>i</sub> (m) |
|--------|--------------------|---------|-------|-------|----------------|---------|--------------------|
| 00+240 | 13.46              | 290.736 | 25.46 | 0.02  | 356.256        | 6904.96 | 0.0273             |
| 00+210 | 6.56               | 141.696 | 20.61 | 0.056 | 217.621        | 4014.93 | 0.0407             |

Le tassement immédiat est peu important dans le tronçon étudié.

RQ : les tassements immédiats trouvés sont acceptables, car ils peuvent représenter 25% dutassement total. (MAGNAN, 1981)

**III.5.2.2- Tassement de consolidation primaire :**

Par manque de méthodes de calcul des tassements des remblais sur sols compressibles dans le cas bidimensionnel, le tassement primaire est déduit du tassement œdométrique Soed moyennant l'application d'un coefficient correcteur  $\mu$  introduit par SKEMPTON et BJERRUM (1957).

$$S_c = \mu S_{oed} \dots \dots \dots (III.12) \quad (\text{Jean \& Duy, 1983})$$

Ce coefficient permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement final, omise par la méthode œdométrique unidimensionnelle. Il est déterminé à l'aide d'un abaque qui dépend de rapport H/B et l'état de consolidation du sol support (Figure 3.6)  $\mu=0.94$

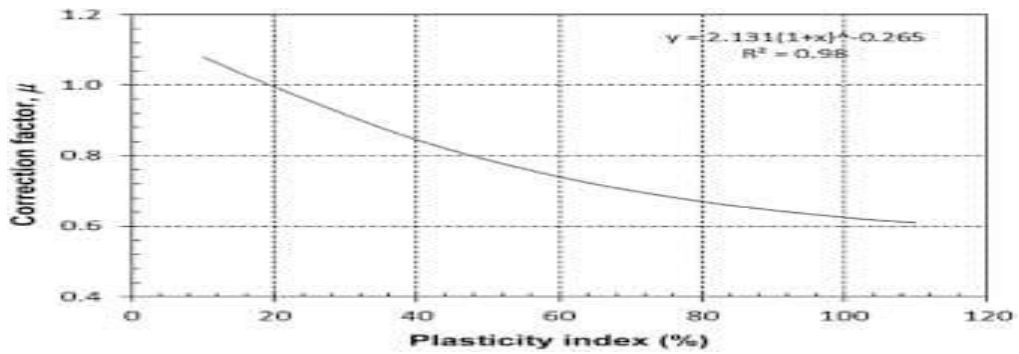


Figure 3. 6: Facteur de correction de tassement de consolidation en fonction de l'indice de plasticité (Bjerrum, 1973).

La méthode œdométrique se résume comme suit : le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes pour lesquelles on calcule les tassements résultant des pressions appliquées au niveau de chaque couche. La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. Le tassement de chaque couche  $i$  d'épaisseur  $H_i$  est calculé au moyen des équations suivantes :

- Pour les couches sur consolidées :

- On a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i < \sigma'_p$

$$S_{\text{oed}} = H_i \frac{C_{si}}{1+e_i} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}\right) \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

2<sup>ème</sup> cas :  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i > \sigma'_p$

$$S_{\text{oed}} = H_i \frac{C_{si}}{1+e_i} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}}\right) + H_i \frac{C_{ci}}{1+e_i} \log\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}}\right) \dots \dots \dots \text{(III.14)}$$

- Pour les couches normalement consolidées :

$$S_{\text{oed}} = H_i \frac{C_{ci}}{1+e_i} \log\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}}\right) \dots \dots \dots \text{(III.15)}$$

Avec :

$\Delta\sigma_i$  : La contrainte due au remblai et à la surcharge routière dans la couche  $i$  sur l'axe de remblai

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective due au poids des terres dans la couche  $i$  sur l'axe de remblai,

$\sigma'_p$  : Contrainte de préconsolidation dans la couche  $i$ .

- Calcul des contraintes dues au remblai

$$\Delta\sigma_{il} = 2 q I \dots \dots \dots \text{(III.16)}$$

$$q = \gamma_r h_r$$

I: coefficient influence dans le cas d'une charge trapézoïdale, est obtenue à l'aide de l'abaque d'OSTERBERG (Annexe C)

- Calcul des contraintes dues à la surcharge routière

$$\Delta\sigma_{i2} = 4 K q_2 \dots\dots\dots(III.17)$$

$q_2$ : la surcharge routière elle est généralement prise égale à 20 KN/m<sup>2</sup>

$K$ : coefficient influence dans le cas d'une charge rectangulaire, il est obtenu à l'aide de l'abaque de FADUM (Annexe C)

- Calcul des tassements :

D'après l'étude géologique le sol sous consolidé n'existe pas dans cette section, donc lorsque

$\sigma'_p < \sigma'_{vo}$  on prend  $\sigma'_p = \sigma'_{vo}$  c-à-d. un sol normalement consolidé. Prise en compte de la correction de BJERRUM  $\mu = 0.94$

**Tableau 3. 5: correction du tassement œdométrique.**

| Profile  | PK00+240 | PK00+210 |
|----------|----------|----------|
| Soed (m) | 0.0124   | 0.00492  |
| Sc (m)   | 0.0116   | 0.00462  |

**RQ** : Le détail de calcul est présenté dans l'annexe C.

Le tassement de consolidation est de 4.6cm.

**III.5.2.3- Tassement de fluage :**

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage. Elles sont définies comme étant des déformations du sol sous contrainte effective constante. À l'échelle intergranulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Selon la méthode de BUISMAN et KOPPEJAN (1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps  $t$  supérieur à  $t_{100}$  (figure 3.7). Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$S_{fl} = C_{\alpha} H \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \dots\dots\dots(III.18)$$

Avec :

- $t_{100}$  : Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire,
- $C_{\alpha}$  : Coefficient de fluage,
- $H$  : Épaisseur de la couche compressible.

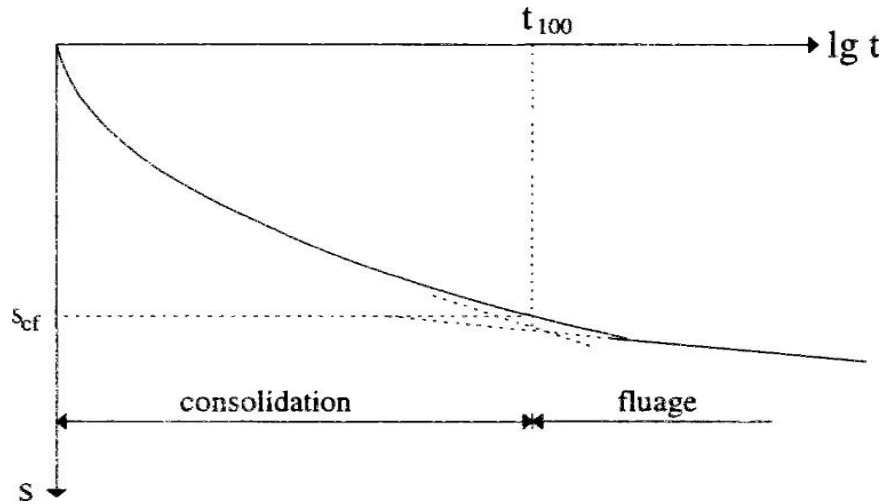


Figure 3. 7: Evolution des tassements au cours du temps.

Le fluage d'un matériau est défini comme sa déformation au cours du temps lorsqu'il est soumis à un état de contrainte constant. Dans le cas des sols saturés, il est généralement admis qu'il s'agit de l'état des contraintes effectives. A la fin de la dissipation des surpressions interstitielles, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux, lié à la nature des contacts entre les particules adjacentes et provoquant un réarrangement entre ces particules, tout en diminuant l'indice des vides : c'est le phénomène de consolidation secondaire lié au fluage du sol.

Leroueil et al. (1985) ont expliqué que, contrairement à ce qui est écrit dans de nombreux manuels, il y a déformation volumique du sol durant la consolidation secondaire, et donc écoulement d'eau. Par conséquent, conformément à la loi de Darcy, il doit exister des surpressions interstitielles, même si elles sont trop faibles pour être mesurées dans les essais de laboratoire (sur le terrain, des surpressions de plusieurs dizaines de kilopascals ont été mesurées sur différents sites).

- Calcul de tassement de fluage :

$$S_{fl} = C_{\alpha} H \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \dots \dots \dots (III.19)$$

$C_\alpha$  : vu qu'on n'a pas des essais œdométriques à long terme on va utiliser la corrélation suivante :  $C_\alpha = 0.05 C_c$  (Robert & William, 1991, p. 449)

$$C_\alpha = 0.05 \times 0.187 = 0.00935$$

On prend  $t = 2 t_{100}$  (Robert & William, 1991, p. 452)

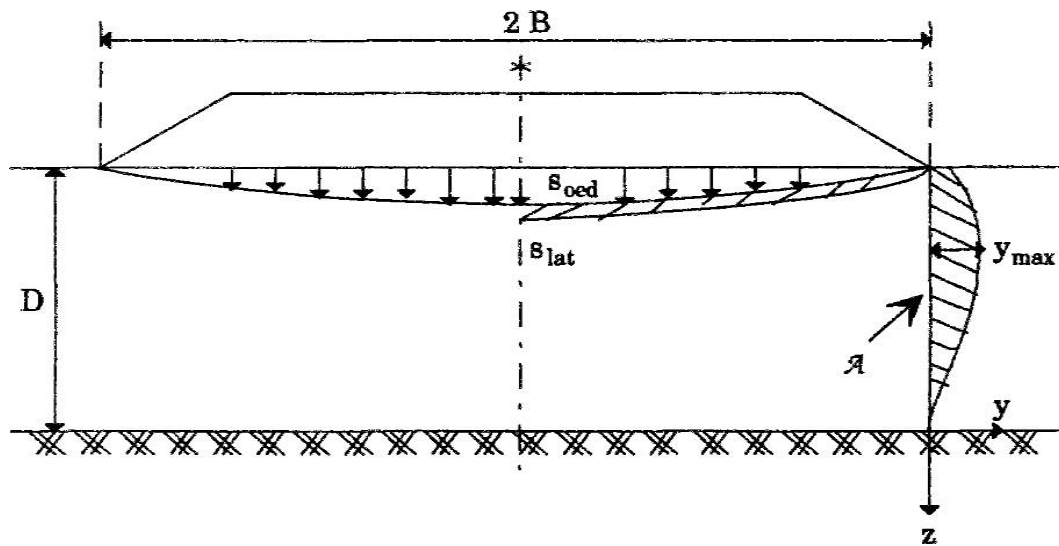
**Tableau 3. 6: valeurs du tassement de fluage.**

| PK      | 00+240 | 00+210 |
|---------|--------|--------|
| Sfl (m) | 0.019  | 0.019  |

Le tassement du au fluage est peu important, il est de l'ordre de 1.9 cm.

**III.5.2.4- Tassement du aux déplacements latéraux :**

En l'état actuel des connaissances, il n'existe pas de méthode de calcul analytique pour la détermination de ce terme. Toutefois, on peut utiliser les résultats de BOURGES et MIEUSSENS (1979) sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol.



**Figure 3. 8: Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Akou, 1995).**

$$\text{Aire } A = \int y \, dx = 0.68 D y_{\max} = 0.11 D S_{\text{oed}}$$

$$Y_{\max} = 0.16 S_{\text{oed}}$$

$$S_{\text{lat}} = 0.11 \frac{D}{B} S_{\text{oed}} \dots \dots \dots (\text{III.20}) \quad (\text{AKOU, 1995})$$



Avec :

D : hauteur totale de la couche compressible.

B : demi-largeur du remblai

$S_{oed}$  : tassement œdométrique (tassement primaire sans correction avec  $\mu$ ).

➤ Résultats de calcul :

**Tableau 3. 7: tassement latéral**

|                      |         |         |
|----------------------|---------|---------|
| PK                   | 00+240  | 00+210  |
| S <sub>lat</sub> (m) | 0.00075 | 0.00036 |

Le tassement dû aux déplacements latéraux est négligeable, il est de l'ordre de 0,75 à 0,35 mm.

### **III.5.3- Tassement final :**

**Tableau 3. 8: Tassement final**

| PK     | S <sub>i</sub> (m) | S <sub>c</sub> (m) | S <sub>fl</sub> (m) | S <sub>lat</sub> (m) | S <sub>∞</sub> (m) |
|--------|--------------------|--------------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| 00+240 | 0.0273             | 0.0116             | 0.019               | 0.00075              | 0.05865            |
| 00+210 | 0.0407             | 0.00462            | 0.019               | 0.0035               | 0.06782            |

Le tassement final dans les tronçons étudiés est de l'ordre de 5.8 à 6.8 cm, c'est un tassement admissible et il est inférieurs au tassement admissible qui est 10 cm.

### **B-Calcul par ordinateur :**

#### **III.5.4- Calcul des tassements par ordinateur (logiciel GEO5 2021) :**

L'étude de tassement a été faites sur les profils mentionner dans le début de ce chapitre ; d'abord on doit ouvrir le module « settlement » de GEO5 2021, une interface qui s'affiche on clique sur l'outil « projet » pour introduire les informations de notre modèle ; ensuite on va y aller vers « settings » pour choisir la méthode d'analyse de tassement choisi dans notre cas c'est la méthode « NEN (Buissman, Ladd) », après on doit introduire notre profile ; dans notre cas on a importé le profile en travers qu'il est dans l'autoCAD avec une format « dxf » vers le module ; le profile va s'afficher comme un ensemble des points , inclus les couches de sols sur ces point on va redessiner le terrain naturel et ces couches on appuyant sur l'outil « interfaces » ; ensuite on va y aller vers l'outil « soils » on appuyant sur « add » on peut introduire les couches de sols et leurs caractéristiques qu'il sont présentés dans le tableau 3.9 ; après ca on va designer chaque couche de sol on appuyant sur « assign » on peut designer chaque interface (couche) par la couche qui convient ; la nappe elle doit être

---

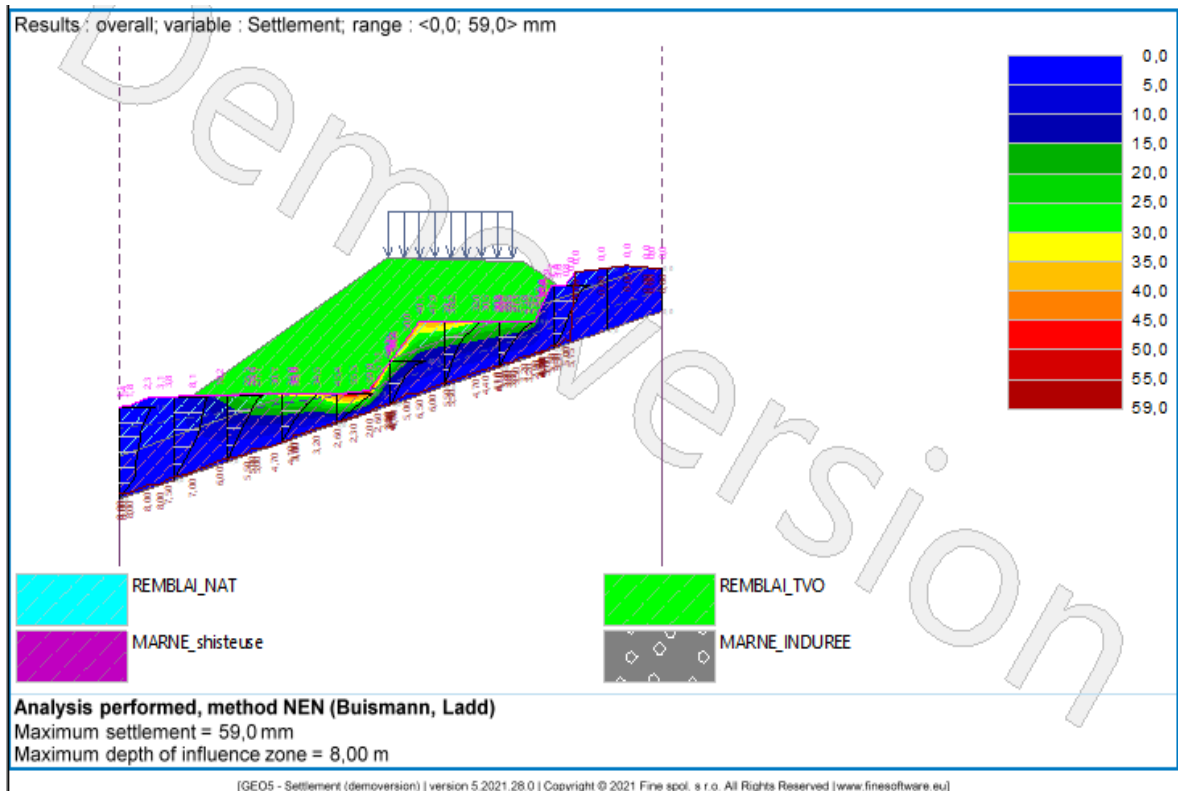
### CHAPITRE III : ETUDE DE LA STABILITE DE REMBLAI

introduit on appuyant sur l'outil « water » --« add » et on va insérer les coordonnées de la nappe ; on lance l'analyse puis on ajoute une autre phase dans laquelle on va dessiner le remblai par l'outil « embankement » et la route sera insérer comme une surcharge répartie de 20 kpa dont un point d'application doit être designé ;pour finir on va appuyer sur la commande « analysis » et le calcul va se lancer d'où les résultats sont représentées dans les figures ci-après :

**Tableau 3. 9: Caractéristiques des sols.**

| Couche de sol n°       | Remblai-TVO | ARGILE_LIMONEUSE | MARNE_shisteuse |
|------------------------|-------------|------------------|-----------------|
| $\gamma(KN/m^3)$       | 21.6        | 17.8             | 20.02           |
| $\gamma_{sat}(KN/m^3)$ | 23,45       | 19,77            | 21,08           |
| Cc                     | /           | 0.17             | 0.18            |
| Cs                     | /           | 0.01             | 0.014           |
| E                      | /           | 0.068            | 0.5             |
| $\sigma_p$ (kpa)       | /           | 132              | 224             |

- La nappe est à 2m de profondeur de terrain naturel.



**Figure 3. 9: tassement de PK 00+240 Par logiciel GEO5 2021.**

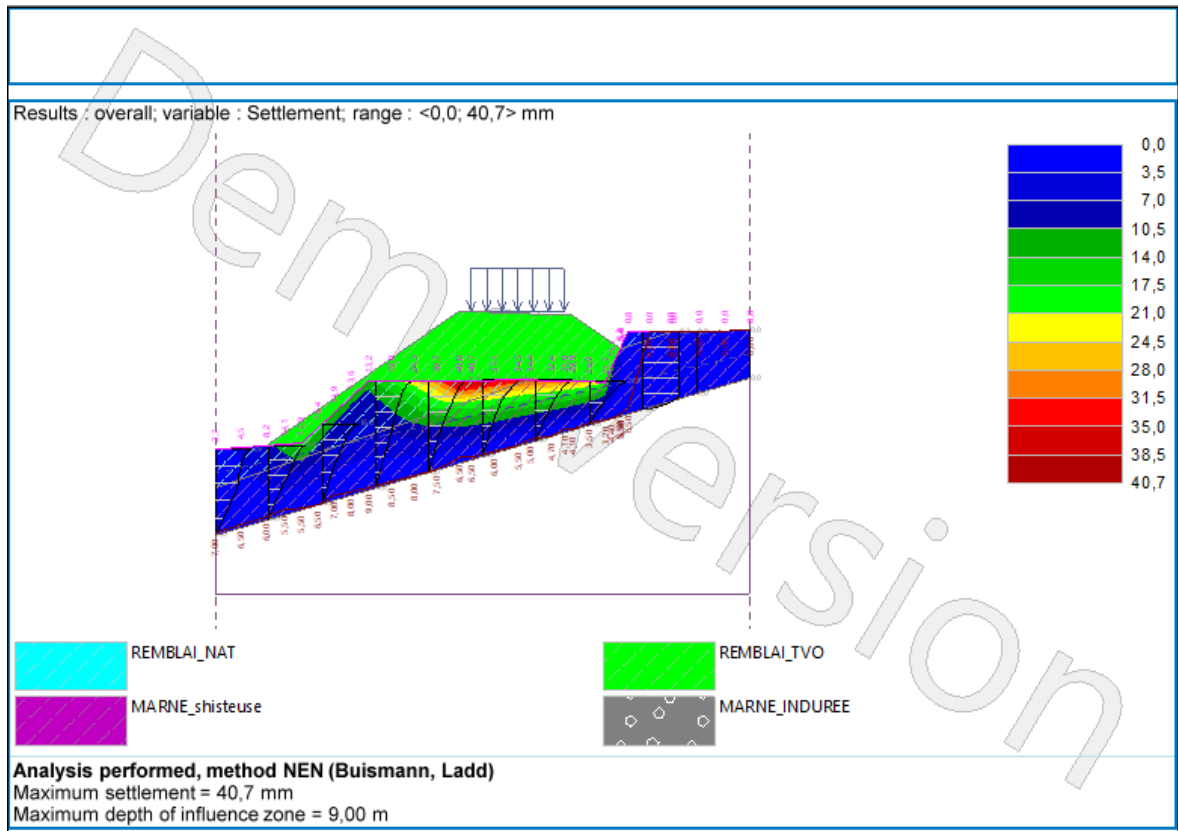


Tableau 3. 10: résultats de calcul des tassements.

Figure 3. 10: tassement de PK 00+210 Par logiciel GEO5 2021.

| PK                 | 00+240 | 00+210 |
|--------------------|--------|--------|
| Calcul manuel (cm) | 5.8    | 6.8    |
| GEO 5 2021 (cm)    | 5.9    | 4.07   |

**III.5.5- Commentaire :**

La différence entre le calcul manuel et le calcul par logiciel GEO5 2021 peut-être interpréter par les méthodes de calculs sont différentes ; lors de calcul manuel on a considéré notre remblai comme étant uniforme, ce qu’il n’est pas le cas dans logiciel qu’il a modélisé le profile exacte.

**III.6- Stabilité au glissement :**

Les méthodes d’étude de la stabilité des pentes permettent, à un stade donné de la construction, de déterminer le coefficient de sécurité d’un remblai vis-à-vis d’une rupture intéressant à la fois le sol de fondation et le remblai, connaissant :

- Les caractéristiques géométriques du remblai et des couches de sol
- Les caractéristiques mécaniques du remblai et du sol de fondation (poids spécifique et résistance au cisaillement),
- Le régime hydraulique (le plus souvent définition du niveau de la nappe).

### III.6.1- Stabilité à court terme et à long terme :

La résistance au cisaillement d'un sol peut être calculée à un instant déterminé en introduisant les contraintes effectives ou intergranulaires (contraintes totales diminuées des pressions interstitielles).

Si on appelle «  $C'$  » et «  $\varphi'$  » les paramètres intergranulaires de la résistance au cisaillement «  $\tau$  » on a à tout instant, la pression interstitielle «  $u$  » et la contrainte normale «  $\sigma$  » :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \operatorname{tg}(\varphi)$$

Cette méthode en contraintes effectives s'applique dans tous les cas (court terme ou long terme) mais nécessite de connaître la pression interstitielle.

Celle-ci est la somme de la pression due au régime d'écoulement ou au niveau d'eau dans le sol s'il n'y a pas d'écoulement ( $u_e$ ) et de l'excès  $\Delta u$  résultant des contraintes appliquées,

- Pour un sol perméable (sableux)  $\Delta u$  se dissipe très vite et la méthode est aisément applicable car  $u$  ne dépend que des conditions hydrologiques du sol et peut être calculé.
- Pour un sol imperméable (argileux)  $\Delta u$  se dissipe lentement avec le temps (consolidation). Comme dans le cas des remblais sur sols compressibles  $\Delta u$  est positif, lorsqu'il diminue,  $(\sigma - u)$  augmente et  $\tau$  augmente. La stabilité est donc la plus critique lorsque  $\Delta u$  est maximum, c'est-à-dire au moment du chargement, avant toute dissipation de  $\Delta u$ . C'est ce que l'on appelle la stabilité à court terme. (G. Dreyfus, 1971)

### III.6.2- Méthodes d'étude de glissement :

#### III.6.2.1- Principe des méthodes dans le cas général d'un talus :

Hypothèses portant sur la rupture.

- La rupture se produit sur une surface unique de glissement (cylindre à axe horizontal),
- Elle se produit d'un seul coup, c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte des déformations qui se produisent avant rupture,
- La résistance au cisaillement mobilisée sur toute la surface de rupture

correspond à unemême déformation.

- Le sol est décomposé en tranches verticales et il est tenu compte des réactions entre tranches. En particulier les composantes verticales  $V_{n-1}$  et  $V_{n+1}$  de ces réactions sont supposées égales.

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement  $\tau_{max}$  du sol, à la composante tangentielle de la contrainte appliquée sur la courbe de rupture :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots\dots\dots (III.21)$$

**III.6.2.2- Formule générale de Fellenius-Bishop :**

Dans le cas le plus général où on peut séparer les contraintes normales effectives (qui agissent sur les squelettes)  $\sigma'$  et pression interstitielle  $u$ , la résolution du système comprenant les équations de l'équilibre de chaque tranche et l'équation de moment de l'ensemble conduit à l'expression suivante, où le coefficient de sécurité intervient de façon implicite :

$$F = \frac{\sum nC' + (w - u) b \operatorname{tg}(\varphi')}{\sum nw \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)} \dots\dots\dots (III.22)$$

Dans cette formule  $C'$  et  $\varphi'$  sont les paramètres effectifs de résistance au cisaillement du sol, 'w' e poids et 'b' la largeur de la tranche.

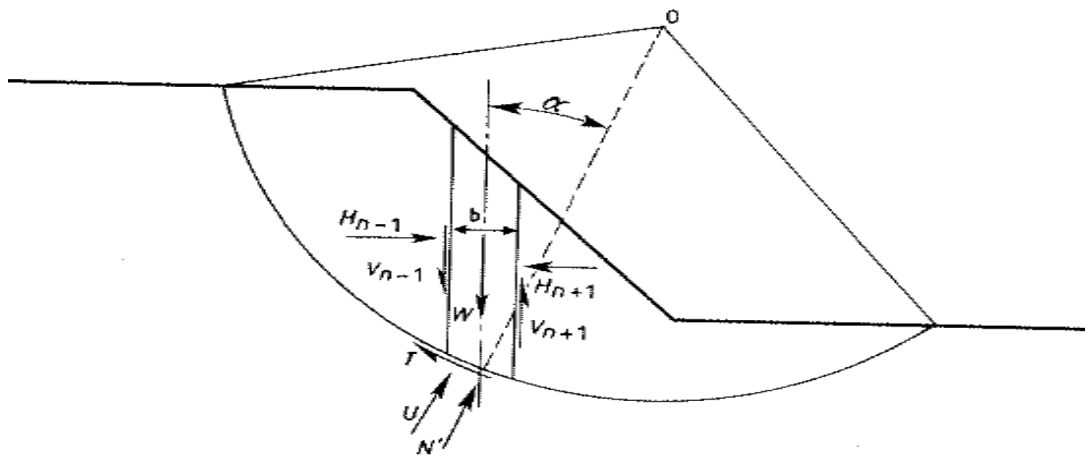


Figure 3. 11: Méthode de Bishop. Forces agissant sur une tranche.

**III.6.3- Application aux remblais :**

Pour un remblai homogène (poids volumique  $\gamma_r$ , cohésion  $C_r$ , angle de frottement  $\varphi_r$ ) reposant sur un sol de fondation homogène ( $\gamma, C_u, \varphi_u$ ), et dans le cas le plus défavorable du comportement à court terme (calcul en contraintes totales), l'expression ci-dessus devient :

P : étant le poids de remblai au-dessus de cercle.

R : le rayon du cercle de glissement.

$$F = \frac{\sum_B^A (C_r b + w \operatorname{tg}(\varphi_r)) \frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi_r}{F}\right)} + B C_u}{d p} R \dots\dots\dots(\text{III.23})$$

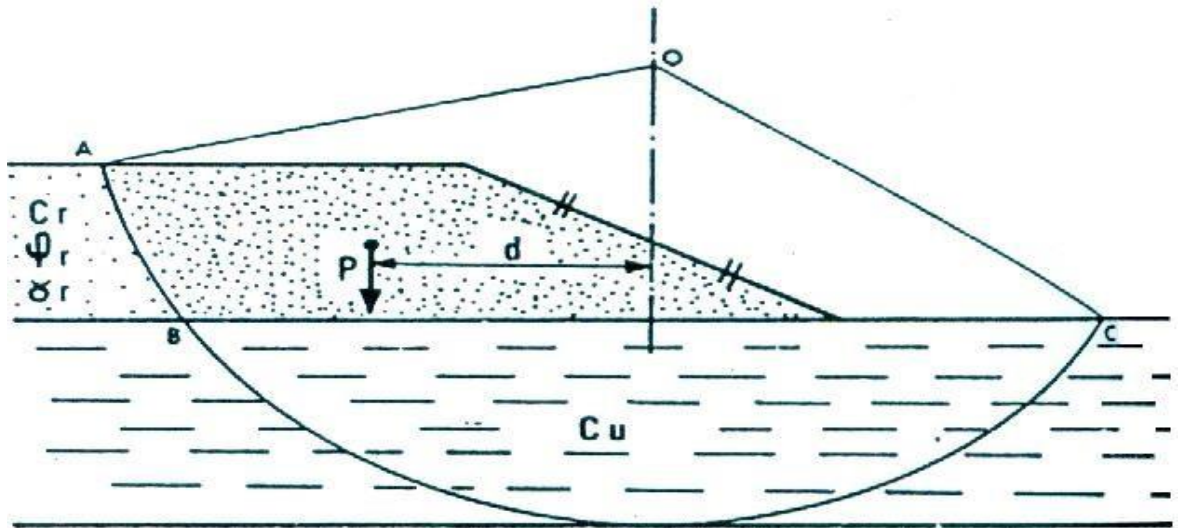


Figure 3. 12: calcul en rupture circulaire d'un remblai.

- La sommation n'intéresse cette fois que les tranches dont la base est située dans le remblai.
- Pour tous les cercles possibles sera considéré comme le cercle de rupture le plus probable celui qui conduit à la valeur minimale de F, cette valeur sera celle de coefficient de sécurité.
- Dans le cas le plus général ou on tient compte de la résistance au cisaillement dans le remblai, l'application de la formule (1) nécessite pour chaque cercle un calcul itératif à partir d'une valeur initiale obtenue par la formule de FELLENIUS, forme simplifier de la formule de BISHOP pour laquelle on néglige la réaction entre les tranches :
 
$$F = \frac{\sum n C' b + (w \cos^2 \alpha - u b) \operatorname{tg}(\varphi')}{\sum n w \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha} \dots\dots\dots(\text{III.24})$$
- Le calcul se fait par ordinateur à partir d'un programme de calcul (Talren V5 ; GEO5 2021).

**III.6.3.1- Calcul de coefficient de sécurité :**

Le calcul de stabilité de talus s’effectue sur le profil au PK00+240 (le plus grand remblai  $h_r = 13.46$  m) pris comme profil représentatif.

Pour le calcul du coefficient de sécurité on va utiliser le logiciel TALREN v5 et GEO5 2021.

La feuille de calcul de Talren V5 est présentée dans l’annexe D

**III.6.3.1.1-calcul de coefficient de sécurité par le logiciel TALREN V5 :**

Pour l’analyse de stabilité vis-à-vis au glissement par Talren v5 :

- Ouvrir logiciel TALREN V5 puis ouvrir un nouveau projet.
- En allant vers « Projet » on va insérer les informations de profile étudiés ; un jeu de coefficient doit être choisi c’est « le traditionnel/ définitif » et ainsi que la méthode de calcul « bishop ».
- Ensuite en appuyant sur « géométrie » on peut dessiner notre profile ; pour notre projet on a importé les coordonnées des points de profile depuis un tableau « Excel » dont ces coordonnées on était déduit de l’autoCAD ; en appuyant « importer des points depuis le presse-papier » les point vont se dessiner ensuite en appuyant sur « segment » on peut relier les points et le profile sera complet.
- Après ça on va y aller vers « caractéristiques des sols » pour insérer les différentes couches de sols et leurs caractéristiques dont ils sont représentés dans le tableau 3.11.
- Ensuite en cliquant sur « surcharge » on peut insérer la route comme un charge répartie de 20kpa ; dont un point de départ et d’arriver sont exiger.
- Pour lancer le calcul en doit cliquer sur « ajouter une nouvelle phase » -- « ajouter une nouvelle situation ».
- Déterminer la nappe phréatique en appuyant sur « condition hydraulique » --« nappe phréatique » et insérer les coordonnées de la nappe.
- Pour finir on doit définir : « la surface de rupture » --« circulaire automatique » et le point de passage de cercle et l’abscisse émergée.
- On lance le calcul ; les résultats sont présentés dans la figure ci-après :

**Tableau 3. 11: Caractéristiques des sols.**

| Couche de sol n°    | REMBLAI_TVO | ARGILE_LIMONEUSE | MARNE_shisteuse |
|---------------------|-------------|------------------|-----------------|
| $\gamma(KN/m^3)$    | 21.6        | 15.7             | 17.76           |
| $\varphi(^{\circ})$ | 30          | 22.37            | 19.83           |
| C(Kpa)              | 1           | 32               | 65              |

➤ La nappe est à 2m de profondeur de terrain naturel.

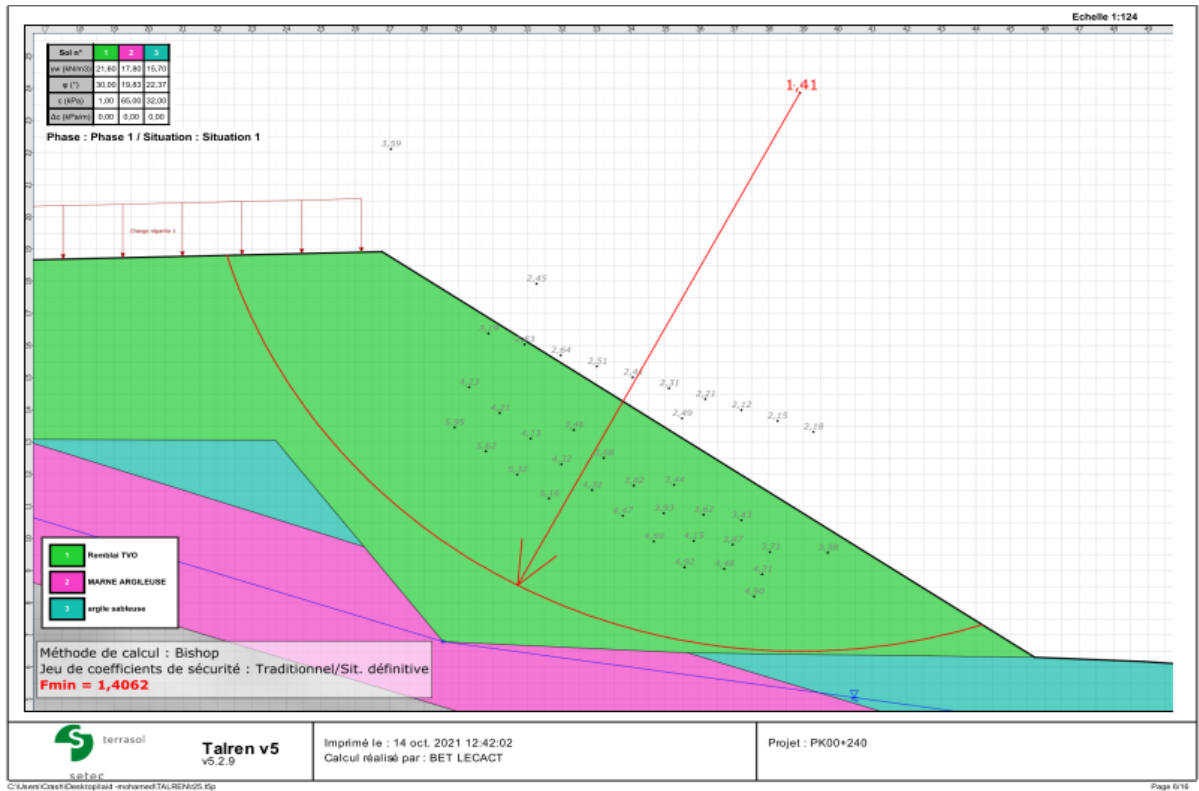


Figure 3. 13: Modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN V5.

### III.6.3.1.2- Coefficient de sécurité avec le logiciel (GEO5 2021) :

L'analyse de stabilité vis-à-vis au glissement a été faite sur les profils mentionnés dans le début de ce chapitre ; d'abord on doit ouvrir le module « Slope stability » de GEO5 2021, une interface qui s'affiche on clique sur l'outil « projet » pour introduire les informations de notre modèle ; ensuite on va aller vers « settings » pour choisir la méthode d'analyse de stabilité choisie ; dans notre cas c'est la méthode « Safety factors », après on doit introduire notre profil ; dans notre cas on a importé le profil en travers qu'il est dans l'autoCAD avec un format « dxf » vers le module . le profil va s'afficher comme un ensemble de points , inclus les couches de sols ; sur ces points on va redessiner le terrain naturel et ces couches en appuyant sur l'outil « interfaces »; ensuite on va aller vers l'outil « soils » en appuyant sur « add » on peut introduire les couches de sols et leurs caractéristiques qu'elles sont présentées dans le tableau 3.12 ; après ça on va désigner chaque couche de sol en appuyant sur « assign » on peut désigner chaque interface (couche) par la couche qui convient ; la nappe elle doit être introduite en appuyant sur l'outil « water » --« add » et on va insérer les coordonnées de la nappe ; on lance l'analyse puis on ajoute une autre phase dans laquelle on va dessiner le remblai par l'outil « embankement » et la route sera insérée comme une



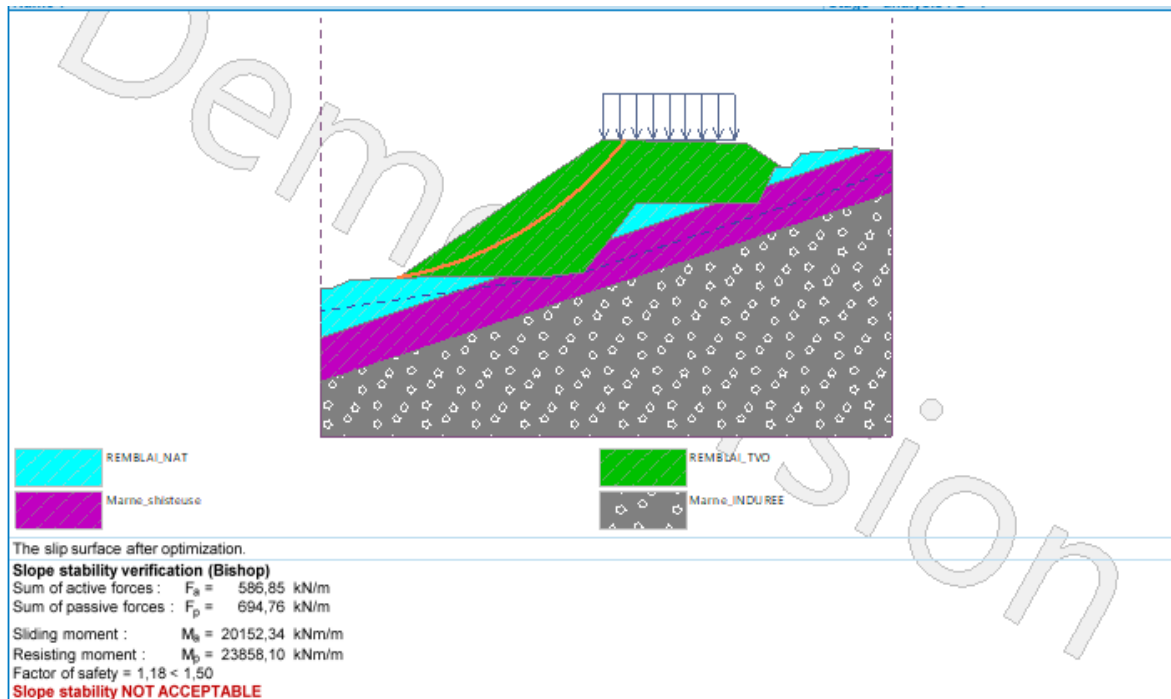
## CHAPITRE III : ETUDE DE LA STABILITE DE REMBLAI

surcharge répartie de 20 kpa dont un point d'application doit être designé ; pour finir on va appuyer sur la commande « analysis » ; on doit imposer un cercle et choisir la méthode de calcul « bishop » --« optimisation » le calcul va se lancer d'où les résultats sont représentées dans la figure ci-après :

**Tableau 3. 12: Caractéristiques des sols.**

| Couche de sol n°       | REMBLAI_TVO | ARGILE_LIMONEUSE | MARNE_shisteuse |
|------------------------|-------------|------------------|-----------------|
| $\gamma(KN/m^3)$       | 21.6        | 17.8             | 20.03           |
| $\gamma_{sat}(KN/m^3)$ | 23.45       | 19.77            | 21.08           |
| $\varphi(^{\circ})$    | 30          | 22.37            | 19.83           |
| C(Kpa)                 | 5           | 32               | 65              |

- La nappe est à 2m de profondeur de terrain naturel.



**Figure 3. 14: Modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel GEO5 2021.**

### III.6.3.2- Coefficient de sécurité admissible :

- Dans tous les cas le coefficient de sécurité admissible est pris égal à 1.5
- Les résultats de calcul de coefficient de sécurité F sont présentés dans le tableau 3.13

**Tableau 3. 13: synthèse des résultats de stabilité au glissement**

|             | Talren v5 |        | Geo5 2021 |        |
|-------------|-----------|--------|-----------|--------|
| PK          | 00+240    | 00+210 | 00+240    | 00+210 |
| Fmin        | 1.41      | 1.4    | 1.18      | 1.38   |
| Fadm        | 1.5       |        | 1.5       |        |
| commentaire | Instable  |        | Instable  |        |

Les coefficients de sécurités obtenues sont tous inférieurs aux coefficients admissibles donc on a un risque de glissement des talus du remblai.

**III.7- Conclusion :**

Après l'étude de stabilité, on conclut :

- On n'a pas un risque au poinçonnement,
- On n'a pas risque de tassement.
- On a un risque de glissement.

Pour régler le problème de glissement des solutions de confortement sont proposées et étudiées dans les chapitres suivants.

### **IV.1- Introduction :**

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable vis-à-vis le glissement pour les 2 coupes étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon routier.

Dans ce chapitre, nous allons proposer une solution de confortement du sol ; c'est le renforcement par nappes de « géotextile » avec protection.

### **IV.2- Géotextile :**

#### **IV.2.1- Principe de fonctionnement :**

Un massif renforcé par géotextile de renforcement de type GEOTER 150 (PP ou PET) ou 200 PET avec parement en blocs cellulaires en béton hydraulique, est constitué de géotextile de renforcement, des blocs préfabriqués. Ces massifs renforcés sont destinés à la construction des murs de soutènement, les confortements de glissement, des traitements de talus et des rampes d'accès d'ouvrage d'art. La stabilité est assurée comme suit : le remblai transmet par transmission aux nappes géosynthétiques, les efforts qui se développent dans la masse ; ces nappes se déclenchent en tension et le remblai possédera alors dans le même sens que les renforcements, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts de reprise par les nappes ; celles - ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval, vers la zone autorisée à l'arrière du massif.

#### **IV.2.2- Type de Géotextile :**

Le géotextile de renforcement type GEOTER 150 (PP ou PET) ou 200 PET est un composite flexible fabriqué par Tricotage chaîne et Rashel (warp-knitting) en associant une nappe support et des câbles de renforcement haute ténacité. La nappe support est en polypropylène tissé et traité contre les rayonnements ultra-violets (U.V) et les câbles de renforcement tricotés dans la chaîne sens sont en polymères polyester de haute ténacité. Le fabricant de géotextile garantit le contrôle qualité de toute la fabrication et il dispose d'un laboratoire équipé pour effectuer les essais de contrôle mécanique et hydraulique. Le procédé de renforcement par GEOTER est essentiellement utilisé en combinaison avec des éléments cellulaires en béton,

#### **IV.2.3- Durabilité du géotextile de renforcement :**

Lorsque le sol n'est pas agressif chimiquement, il est recommandé d'utiliser un géotextile à base de polyester. Dans le cas contraire, un géotextile à base de polypropylène est recommandé. Des traitements contre la corrosion chimique des géotextiles peuvent être

réalisés en usine à la demande. La durée de vie des géotextiles de renforcement est estimée supérieure à 100 ans.

### IV.2.4- Propriétés mécaniques du renforcement :

Les essais suivants ont été effectués dans un laboratoire externe :

- **Essai de traction** (sens chaîne et sens trame) (kN / m) Sur des bandes larges selon la norme ISO10319 du 01 juin 2008)
- **Comportement effort/déformation** (%) des bandes Larges selon la norme ISO10319 du 01 Juin 200).
- **Essai de poinçonnement statique** (CBR) (mm) Selon la norme ISO - 12236 du 01 Septembre 2006
- **Essai de perforation dynamique** (par chute d'un cône) (kN / m) Selon la norme ISO - 13433 du 01 Août 2006.
- **Essai de détermination de la masse surfacique** Selon la norme ISO - 9864 du 15 Février 2005.

### IV.2.5- Mise en œuvre du massif de renforcement :

Le sol sur lequel sera étalé le géotextile doit être compacté, plan et débarrassé de tous objet susceptible d'endommager le géotextile. Les lés du géotextile, une fois découpés à la longueur requise (longueur définie par le calcul) à l'aide d'un dispositif adéquat (cutter, ou tout autre outil coupant), seront posés sur les plats et conformément au plan de calepinage conçu par l'ingénieur. Aussi, il y a lieu de s'assurer que les câbles de renforcement soient placés côté sol compacté (le non tissé qui est un anti poinçonnant protège lors du compactage de la couche suivante) et que la direction côté principale de traction (câble de renfort) soit parallèle à la direction des efforts. Dans le cas d'un talus renforcé, les câbles seront disposés perpendiculaire au parement.

Le nombre de nappes du géotextile, sa largeur, et sa résistance à la traction, sont des paramètres donnés par la note de dimensionnement qui est établie obligatoirement pour la réalisation de chaque ouvrage. La continuité des nappes est assurée par un recouvrement de 30 à 50 cm réalisé perpendiculairement à la direction des efforts.

Les nappes seront intercalées entre les couches de remblais selon le profile le plus défavorable. Pour les fixer au parement, les nappes seront prises sur 30 cm entre les éléments du parement (blocs cellulaires en béton).

Ces opérations seront successivement répétées jusqu'à atteindre la hauteur nécessaire du mur de soutènement en massif renforcé.

Avant la mise en place de la couche de remblai sur la nappe en géotextile, ce dernier doit être préalablement tendue et ce, pour activer la résistance à la traction nécessaire déjà au stade de la réalisation, en cas de petites déformations (introduction d'une petite charge de précontrainte préalablement à l'opération de remblaiement). Il faut éviter la formation de plis susceptibles de gêner la transmission des efforts. La mise en place de la couche de remblai doit s'effectuer immédiatement après avoir tendu le géotextile et un soin particulier doit être accordé lors de cette opération pour recouvrir totalement le géotextile. Les parties non encore couvertes, ne doivent pas être endommagées par les équipements déployés sur le chantier.

Le remblai technique doit être un matériau sélectionné présentant des caractéristiques permettant son compactage et sa mise en œuvre sans endommager le géotextile de renforcement. Aussi, on doit vérifier la compatibilité chimique du remblai ou de la protection de surface avec le renforcement utilisé. Dans le cas des sols qui ne sont pas agressifs chimiquement sur l'utilisation d'un géotextile en polyester ; au cas où le sol présente des agressivités chimiques, il faut utiliser un géotextile en polypropylène. Par ailleurs, si le sol remblai présente une faible perméabilité (sols fins tels que par exemple les sables argileux), il est donc impératif pour le massif renforcé par géotextiles de prévoir un dispositif de drainage en base et en arrière en vue d'évacuer les pressions d'eau interstitielle.

L'épaisseur de la couche de remblai à mettre en place dépend de la conception, de la nature du remblai ainsi que de l'équipement de compactage utilisé. Cette épaisseur doit être choisie de sorte qu'un compactage jusqu'à l'OPM de la densité Proctor au minimum soit possible. Une hauteur égale à la hauteur du bloc est généralement recommandée.

En aucun cas, sa hauteur ne devrait excéder les 60 cm. La première couche de remblai sera alors posée, arrosée puis compacter. Ainsi réalisé, elle devient support à la deuxième nappe de géotextile de renforcement. Lorsque les géotextiles sont utilisés comme revêtements de parement, ils doivent être enroulés et ancrés à nouveau dans le remblaiement. Un coffrage est utilisé pour aider à maintenir la forme du revêtement.



**Figure 4. 1: mise en place des géotextiles de renforcement.**

### **IV.3- Prédimensionnement de géotextile :**

#### **IV.3.1- Principe de dimensionnements :**

Le massif renforcé par géotextile permet le raidissement des talus de remblai. Dans son principe de fonctionnement, le remblai transmet par transfert aux nappes géosynthétiques, les efforts qui se développent dans la masse ; ces nappes se déclenchent en tension et le remblai possédera alors dans le même sens que les renforcements, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts de reprise par les nappes ; celles - ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval, vers la zone autorisée à l'arrière du massif. Le dimensionnement des ouvrages renforcés par les géotextiles est conforme à la norme Eurocode 7, 94-270, au règlement parasismique algérien (RPA), au règlement parasismique pour les ouvrages d'art. Il tient compte aussi des caractéristiques du sol en place et du remblai technique, de la résistance à la traction du géotextile de renforcement, de la géométrie de l'ouvrage à réaliser et enfin, d'une certaine pondération de facteur de pondération.

#### **IV.3.2- Nature des géotextiles préconisés :**

Le géotextile de renforcement pris en compte est souvent constitué d'une association d'un réseau de câbles de renfort en polyester et de non-tissé.

De type **150 PET** dont les spécifications techniques du produit seront présentés dans l'ANNEXE G.

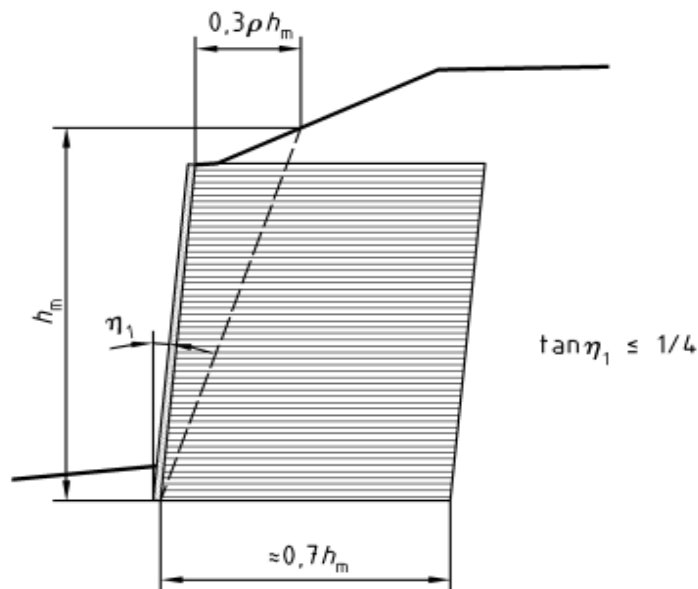
**IV.3.3- Justification des largeurs des nappes :**

La largeur de renforcement est tributaire de la charge de rupture, de la longueur (l) et de la hauteur (h) du talus. Les travaux de la littérature relatifs à la justification de la largeur des nappes à préconiser dans les massifs renforcés indiquent qu'il existe une largeur optimale de renforcement par le rapport l/h et, au signe du port au gain. Selon certains travaux de recherche menés sur des massifs renforcés et non sollicités en tête (Abe et al., 1992 ; Wilson-Jones, 1992), la largeur optimale de renforcement est de l/h = 0,7. Pour des massifs renforcés de 0.5. Sollicités en tête, cette largeur optimale est de 0.5.

$$\frac{l}{H_m} = 0.7 \implies l = 0.7 H_{\max}$$

**Tableau 4. 1: Résultats de calcul de la largeur des nappes de géotextiles.**

| Profile | 00+240 | 00+210 |
|---------|--------|--------|
| H (m)   | 13.46  | 6.56   |
| l(m)    | 9.42   | 4.655  |



**Figure 4. 2: largeurs des nappes géotextiles.**

**IV.3.4- Géométrie de l'ouvrage :**

La démarche de dimensionnement d'un massif renforcé consiste à vérifier une conception de renforcement (géométrie des talus, largeur et espacement des nappes de géotextile).

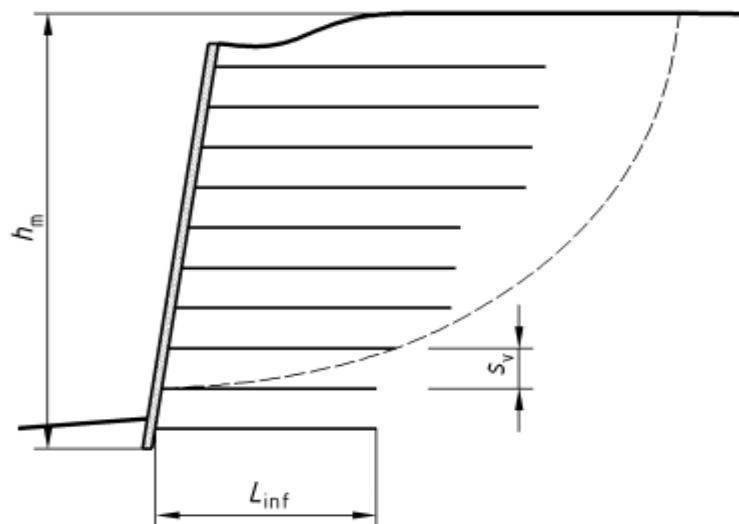
Les largeurs des différents lits de géotextile sont définies par le respect des conditions de stabilité externe et interne. La norme NF P 94-270 précise les bases du dimensionnement qu'on peut énumérer ci-après pour le cas des ouvrages à parements verticaux ou à faible fruit (angle de  $80^\circ$  avec l'horizontale) :

A titre indicatif un massif renforcé avec un parement vertical ou à fruit (pente du talus :  $80^\circ$  à  $90^\circ$ ) aura généralement une largeur transversale optimale de l'ordre de  $0,7 h_m$ ,  $h_m$  étant la hauteur mécanique moyenne. Certains ouvrages particuliers peuvent néanmoins être dimensionnés avec un rapport inférieur à  $0,7 h_m$ , sans être inférieur à  $0,4 h_m$  en pied et  $0,5 h_m$  en moyenne ; la stabilité globale du massif devant être dans tous les cas de figure vérifiée.

La largeur des renforcements peut varier à l'intérieur du massif renforcé.

L'espacement vertical des lits de renfort est habituellement compris entre  $0,20$  m et  $0,80$  m pour permettre au massif renforcé de garder son caractère de composite. La correspondance entre l'espacement relatif maximal «  $S_v/H_m$  » des lits en fonction du rapport «  $L_{inf}/H_m$  » est donnée dans le **tableau 4.2** donné ci-après.

Pour des talus présentent des pentes bien moins raides ( $45^\circ$ ), les dispositions de renforcement des remblais retenus s'inspirent fortement de cette norme. L'assise du remblai pourra être remplacée partiellement. L'étendu et l'épaisseur de la substitution dépendante de la nature et de la portance des sols en place.



**Figure 4. 3: Espacement des lits  $S_v$ .**

- La détermination de l'espacement verticale entre les lits se fera selon la norme NFP 94-270.



**Tableau 4. 2: Résultats de calcul de l'espace vertical maximal.**

| Profile        | 00+240 | 00+210 |
|----------------|--------|--------|
| $H_m$ (m)      | 13.46  | 6.56   |
| $l_{inf}$ (m)  | 9.42   | 4.655  |
| $S_v / H_m$    | 1/4.5  | 1/4.5  |
| $S_{vmax}$ (m) | 2.9    | 1.46   |

On a  $S_{vmax} \leq 2.9$  m et selon la norme NFP 94-270 on a  $0.2 \text{ m} < S_v \leq 0.8 \text{ m}$  ; on aussi la recommandation de producteur de produit utilisées dans notre projet (150PET) qui disent que dans aucun cas  $S_v$  doit dépasser les 0,6m.

Donc  $S_v = 60 \text{ cm}$

**Tableau 4. 3: Espacement vertical maximale conseillé. (NFP 94-270)**

| Longueur relative des renforcements<br>$l_{inf} / H_m$ | Espacement vertical relatif maximal<br>$S_v / H_m$ |
|--|--|
| $l_{inf} / H_m \leq 0.55$                              | $\leq 1/8$   |
| $0.55 < l_{inf} / H_m \leq 0.65$                       | $\leq 1/6$   |
| $0.65 < l_{inf} / H_m \leq 0.75$                       | $\leq 1/4.5$                                       |
| $0.75 < l_{inf} / H_m$                                 | -  |

**IV.3.5- Facteurs partiels de sécurité considérés :**

Les justifications du massif renforcé sont menées selon les recommandations de l'Eurocode (calculs aux ELU avec prises en compte des coefficients partiels sur les sollicitations et sur les matériaux (sols, remblais et géotextiles). Selon la Norme NF P 94-270, les coefficients de pondération partielle à prendre en compte sur la résistance du géotextile utilisé sont consignés dans l'annexe F de cette norme.

- **Vis - à - vis de l'effet du fluage du géotextile :** Le fluage se traduit par une diminution de la capacité de résistance des renforcements en géotextiles du fait du fluage du polymère qui constitue leur section résistante ; cette diminution de résistance est prise en compte par le biais du coefficient  $\rho_{flu}$ ; le polymère de gainage, souvent rencontré par exemple dans le cas des bandes, n'est pas pris en compte pour ce qui relève du fluage.
- **Vis à vis des dommages d'installation :** L'endommagement mécanique provoqué par la manipulation et la mise en œuvre du produit, en particulier par le compactage du

remblai, se traduit par une diminution de leur résistance à la traction ; il est pris en compte par l'intermédiaire du coefficient de réduction  $\rho_{end}$ .

- **Vis à vis d'une rupture par traction :** Le coefficient de la résistance en traction caractéristiques  $\gamma_{M,t}$  est également pris en compte pour la vérification structurelle des éléments de renforcements en géotextiles d'un ouvrage en sol renforcé.
- **Vis-à-vis de la qualité du matériau de remblai et géotextile :** Pour vérifier les états limites pour les structures STR et géotechniques GEO, on applique aux résistances des facteurs partiels  $\gamma$ .
- **Vis à vis de la dégradation chimique :** La dégradation chimique est traduite par la diminution de la résistance en traction du renforcement dans le temps, à mesure que se produisent des coupures des chaînes macromoléculaires du polymère qui les constituent, en fonction des caractéristiques chimiques (pH) du milieu dans lequel les renforcements se trouvent placés ; il est pris en compte par l'intermédiaire du coefficient de réduction  $\rho_{dég}$ .

**IV.3.6- Calcul de la résistance ultimes de la traction  $R_{t,d}$ :**

On a  $R_{t,d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{dég} \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}}$ .

- $\rho_{end}$  : de l'endommagement dû aux agressions mécanique lors de la construction.
- $\rho_{flu}$  : de l'évolution physique de matériau sous l'effet de fluage.
- $\rho_{dég}$  : des dégradations d'origine chimiques ou biochimiques dues à l'environnement.
- $\gamma_{M,t}$  : le coefficient de la résistance en traction caractéristiques.
- $R_{t,k}$  : La résistance à la traction de produit géotextile choisi (150PET).

**Note :** ses paramètres sont à déterminer depuis les tableaux ci-dessous.

**Tableau 4. 4: Résultats de calcul de la résistance ultimes à la traction.**

| Paramètres       | $\rho_{end}$                       | $\rho_{flu}$ | $\rho_{dég}$ | $\gamma_{M,t}$ | $R_{t,k}$ (KN/m) |
|------------------|------------------------------------|--------------|--------------|----------------|------------------|
| Valeurs          | 0.8                                | 0.64         | 0.83         | 1.25           | 150              |
| $R_{t,d}$ (KN/m) | <b>50.99 <math>\cong</math> 51</b> |              |              |                |                  |

IV.4- Vérification de la stabilité après le confortement :

IV.4.1- Par Talren V5 :

Tableau 4. 5: les données introduites dans logiciel Talren V5.

| NOM    | L(m) | l(m) | E(m) | LB(m) | AD (°) | TR (KN/m) | $\gamma_{remblai}$ (KN/m <sup>3</sup> ) | $\mu_0^*$ | $\mu_1^*$ |
|--------|------|------|------|-------|--------|-----------|---|-----------|-----------|
| PET150 | 9,42 | 5,3  | 1    | 0,5   | 20     | 51        | 21.6                                    | 0.7       | 0.6       |

- La stabilité lors de la construction de remblai par couche est détaillée en ANNEXE D

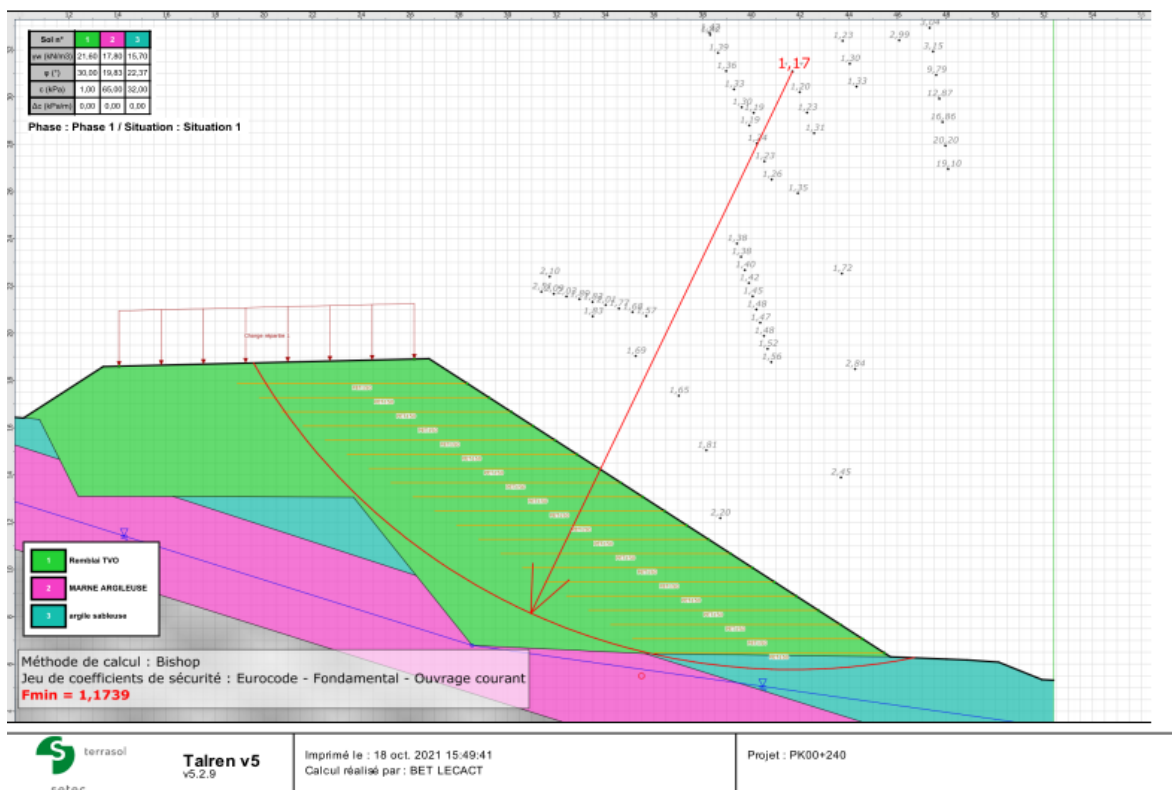


Figure 4. 4: Modèle de calcul de coefficient de sécurité après le confortement (TALREN V5).

IV.4.2- Par GEO2021 :

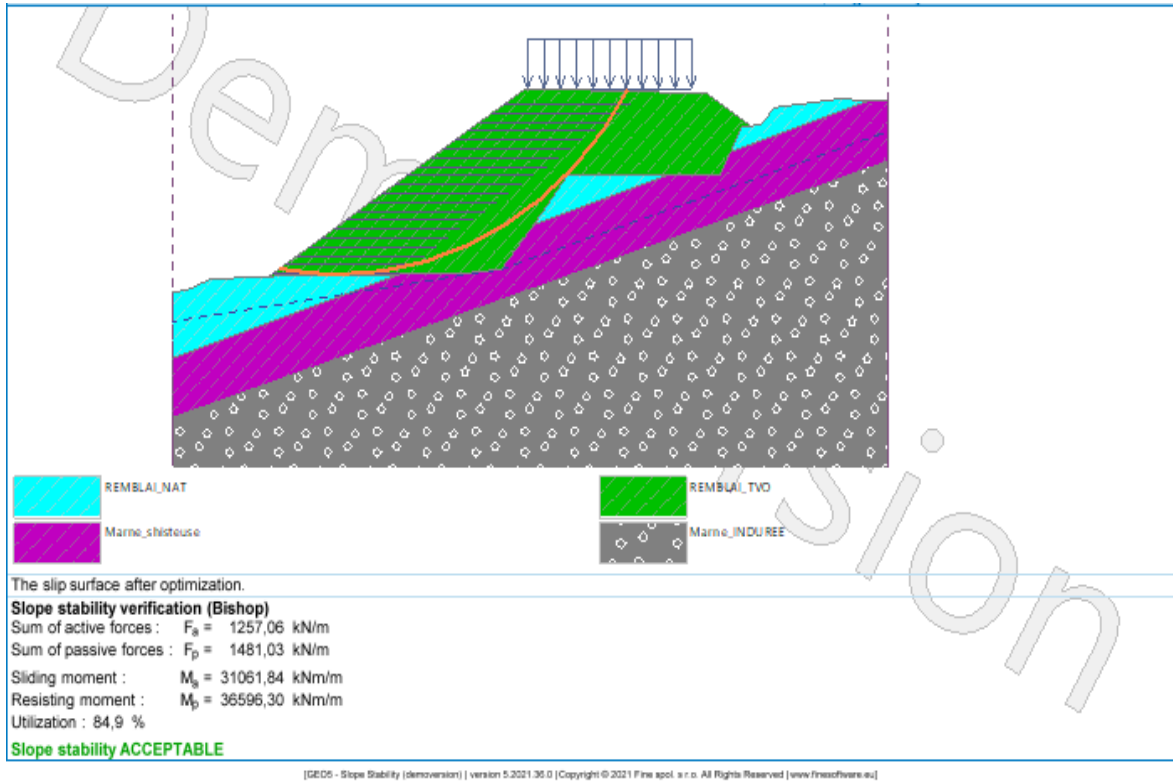


Figure 4. 5: Modèle de calcul de coefficient de sécurité après le confortement (GEO2021).

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} = \frac{36596.3}{31061.84} = 1.17$$

IV.4.3- Vérification de coefficient de sécurité :

Tableau 4. 6: synthèse des résultats de stabilité au glissement

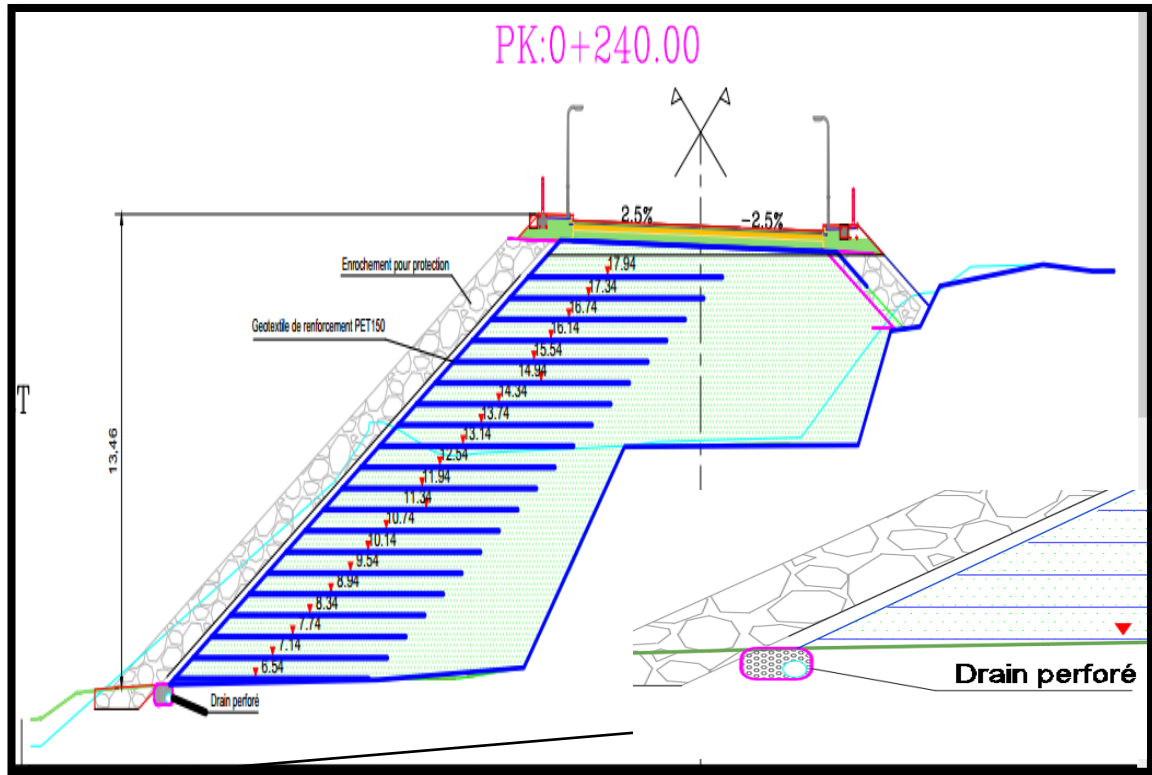
| PK          | Talren v5 |        | Geo5 2021 |        |
|-------------|-----------|--------|-----------|--------|
|             | 00+240    | 00+210 | 00+240    | 00+210 |
| Fmin        | 1.17      | 1.63   | 1.17      | 1.32   |
| Fadm        | 1         |        | 1         |        |
| commentaire | stable    |        | stable    |        |

Pas de risque de glissement.

**IV.5- Drainage :**

Un dispositif de drainage est obligatoire pour faire évacuer les eaux de surfaces infiltrantes dans le parement et le massif.

Il s'agit d'un drain perforé sous le pied de talus de notre remblai.



**Figure 4. 6: Position de drain perforé sous le remblai.**

**IV.6- Protection :**

Les parties apparentes des nappes sur les talus des ouvrages renforcés doivent être protégées du rayonnement solaire et des agressions mécaniques diverses (chute de blocs, vandalisme ...). En outre, ces parties confèrent au talus une qualité esthétique à prendre en compte pour certains environnements particuliers (sites urbains, touristiques, ...). Plusieurs techniques ont déjà été proposées pour résoudre ces problèmes. Elles diffèrent par le niveau de protection et d'aspect esthétique apporté et par leur caractère plus ou moins spécifiquement adapté à un type d'ouvrage renforcé particulier. Les principales d'entre elles sont les suivantes :

- Couverture du talus par de la terre végétale suivie d'un engazonnement.
- Projection sur le talus d'un produit protecteur : émulsion de bitume, de résine, ou autre, additionnée éventuellement d'une charge minérale.

- Couverture du talus par une seconde nappe faisant office de nappe de protection et pose, soit en cours, soit à la fin de la construction de l'ouvrage.
- Protection es parement du talus au moyen d'éléments préfabriqués rigides mis en place au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage.
  - Ces éléments en béton, bois ou autres matériaux peuvent ou non être utilisés en tant qu'éléments de coffrage perdu pour la mine en œuvre du massif renforcé.
  - Dans le premier cas, ils doivent être dimensionnée vis-à-vis de cette fonction et être mis en place suivant une géométrie bien définie
  - Dans le second cas, il s'agit seulement d'éléments de protection qui peuvent donc être considérablement allégés et simplement accrochés au talus par tout procédé approprié et notamment au moyen d'une nappe géotextile insérée entre deux ou plusieurs couches du massif.
- Protection et parement du talus par mise en place d'un écran rigide masquant le talus du massif renforcé.
  - Cet écran peut servir de référence géométrique sur laquelle s'appuie le coffrage de chaque couche au moment de la construction.
  - Dans le cas contraire, l'écran peut être constitué d'une structure extrêmement légère : mur, voile en béton, palfeuilles métalliques, bardages divers ....
- ❖ Dans notre cas pour des raisons esthétique (le type d'accès (accès d'un port) et ça situation (port)) nous allons protéger ces géotextiles par des enrochements.

### IV.7- Conclusion :

L'étude de confortement sur le PK00+240 (le plus défavorable) et PK 00+210 nous a permet de vérifier la stabilité au glissement de remblai qu'il a était renforcer par des nappes géotextiles de type 150PET de 9.4m de longueur et un espacement vertical de 0.6 m ; par les logiciels TALREN V5 et GEO5 2021 ; Cette étude a montré que le remblai est stable avec des facteurs de sécurité  $>1$  (selon l'Eurocode).

Ces géotextiles sont protégés par des enrochements pour garder le caractère maritime de l'ouvrage.

Un dispositif de drainage est obligatoire d'où un drain perforé a été mise en œuvre sous le pied de talus de remblai.

**V.1- Introduction :**

La qualité d'un projet routier ne se limite pas seulement à l'obtention d'un bon tracé et d'un bon profil en long. En effet une fois réalisée, la route devra résister aux agressions extérieures (gradients thermiques, pluie, neige, verglas, gel ...etc.).

La qualité de la construction des chaussées joue un rôle primordial, pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques qui lui permettra de résister à toutes les charges pendant toute sa durée de vie. Celle-ci passe d'abord par une bonne connaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser.

Pour le dimensionnement du corps de chaussée, deux méthodes sont appliquées en Algérie, à savoir :

- ✓ La Méthode CBR,
- ✓ La Méthode du catalogue de dimensionnement Algérien,

**V.2- Classification de matériau de remblai (TVO) :**

**V.2.1- Classification GTR :**

La classification se fera d'après le fascicule II de GTR :

**Tableau 5. 1: classification de TVO selon le GTR.**

| Granulométrie |         |                | IP (%) | ES (%) | $W_{OPN}(\%)$ | Classe               |
|---------------|---------|----------------|--------|--------|---------------|----------------------|
| Dmax (mm)     | 2mm (%) | 80 $\mu$ m (%) |        |        |               |                      |
| 50            | 29.16   | 9.04           | 14.47  | 23.46  | 5.4           | <b>B<sub>4</sub></b> |

**-Les caractères principaux du classe B4 selon le GTR :**

- La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau.
- Ils sont plus graveleux que les sols B2 et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage).
- Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen".
- Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès, LA, et/ou Micro-Deval en présence d'eau, MDE).

**-COMMENTAIRE :**

D'après la classification GTR de notre matériau on peut dire que ce matériau est sensible à l'eau à cause de son argilosité élevée ; il va nous provoquer des problèmes lors de la réalisation de notre remblai surtout dans les périodes hivernales.

Des améliorations de matériau sont recommandées pour diminuer la sensibilité à l'eau.

**Amélioration de matériau TVO :**

Afin de diminuer la sensibilité de la matrice de matériau alluvionnaire à l'eau et de réduire le pourcentage des fines ; des rajouts de sable on était réalisé d'où les résultats de l'essai limite d'Atterberg sont récapitulées au tableau ci-dessous :

**Tableau 5. 2: Résultats de l'essai limite d'Atterberg sur le TVO + sable grossier.**

| N° | Matériau mélanger      | LL    | LP    | IP    |
|----|------------------------|-------|-------|-------|
| 1  | TVO+20% sable grossier | 26.92 | 15.5  | 11.42 |
| 2  | TVO+30% sable grossier | 26.48 | 15.91 | 10.57 |
| 3  | TVO+40% sable grossier | 26.23 | 16.67 | 9.56  |
| 4  | TVO+50% sable grossier | 24.94 | 17.58 | 7.36  |

- La mise on ouvre de matériau se fera selon **FasciculeII-Annexe2 P31-32** de **GTR** (elle dépend de la teneur en eau de matériau qu'elle a un rapport direct aux conditions climatiques).

**V.3- Dimensionnement de chaussée :**

Le dimensionnement se fera selon le catalogue de dimensionnement de chaussée établi par le ministère algérien de travaux public (**Fascicule 1 et 2**) comme suit : Les données de bases pour le dimensionnement de chaussée sont :

- ✓ Le trafic.
- ✓ Les données climatiques.
- ✓ Le sol support de chaussée.
- ✓ La durée de vie.
- ✓ Le risque de calcul considéré.
- ✓ Les caractéristiques des matériaux.

- a) **Détermination de type de réseau :** notre réseau s'agit d'une route reliant un port qu'elle supporte moins de 1500 Véhicules /Jour donc c'est un réseau principal de niveau 2 (**RP2**).

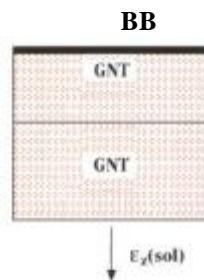


- b) Choix des structures types par niveau de réseau principale :** Ce choix se fait en relation avec le réseau retenue le tableau ci-dessous synthétise l'éventail des structures types disponibles dans les fiches techniques de dimensionnement de catalogue.

**Tableau 5. 3: Structures disponible dans le catalogue**

| Niveau de réseau principal | Matériau types                                   | Structures                                     |
|----------------------------|--|--|
| <b>RP1</b>                 | MTB (Matériaux traités au bitumes).              | GB/GB ; GB/GNT ;<br>GB/TUF ; GB/SG ;<br>GB/AG. |
|                            | MTLH (Matériaux traités au liants hydrauliques). | GL/GL ; Bcg/GC                                 |
| <b>RP2</b>                 | <b>MNT (Matériaux non-traités)</b>               | <b>GNT/GNT ; TUF/TUF ;<br/>SG/SG ; AG/AG</b>   |
|                            | MTB (Matériaux traités au bitumes).              | SB/SG  |

- La structure de chaussée choisi est GNT/GNT vu qu'elle est la meilleure structure disponible dans notre type de réseau (RP2) et l'indisponibilité d'autres matériaux dans la région de BEJAIA et toutes les interfaces doit être coller (GNT/GNT/SOL6SUPPORT).



**Figure 5. 1: Structure de chaussée.**

**c)- Détermination de la classe de trafic :**

- On prend le Poids Lourd par Jour =130 PL/JOUR.
- Notre chaussée est bidirectionnelle à 2 voies donc la répartition de trafic est de 50 % PL ==> 0.5PL= 65 PL/JOUR/sens.
- La classe de trafic (**TPLi**) est : TPL1 (La valeur de PL/JOUR/sens est de 65 PL/J/sens elle est comprise entre 50 et 100).

## CHAPITRE V : ETUDE DE GEOTECHNIQUE ROUTIERE

**Tableau 5. 4: Classe de trafic TPLi adopté.**

|           | Classe de trafic TPLi | TPL0      | TPL1        | TPL2         | TPL3         | TPL4         | TPL5          | TPL6              | TPL7              |
|-----------|-----------------------|-----------|-------------|--------------|--------------|--------------|---------------|-------------------|-------------------|
|           | RPi                   |           |             |              |              |              |               |                   |                   |
| PL/J/Sens | RP1                   | -         | -           | -            | 150 à<br>300 | 300 à<br>600 | 600 à<br>1500 | 1500<br>à<br>3000 | 3000<br>à<br>6000 |
|           | RP2                   | 0 à<br>50 | 50 à<br>100 | 100 à<br>150 | 150 à<br>300 | -            | -             | -                 | -                 |

**d)- Les données climatiques :**

Le calcul de dimensionnement est fait pour une température constante dite température équivalente  $\theta_{eq}$ . Celle-ci est telle que la somme des dommages subis par la chaussée pendant une année, pour une distribution de température donnée, soit égale au dommage que subirait la chaussée soumise au même trafic mais pour une température constante  $\theta_{eq}$ . Cette dernière se détermine par application du cumul des dommages de la loi de Miner.

Les valeurs de température équivalentes ( $\theta_{eq}$ ) retenues pour le calcul du dimensionnement sont données dans le tableau 5.5 ci-dessous :

➤ **La température équivalente :**

**Tableau 5. 5: Température équivalente.**

| Température équivalente $\theta_{eq}$ (°C) | ZONE CLIMATIQUE |     |    |
|--|-----------------|-----|----|
|  | I et II         | III | IV |
|  | 20              | 25  | 30 |

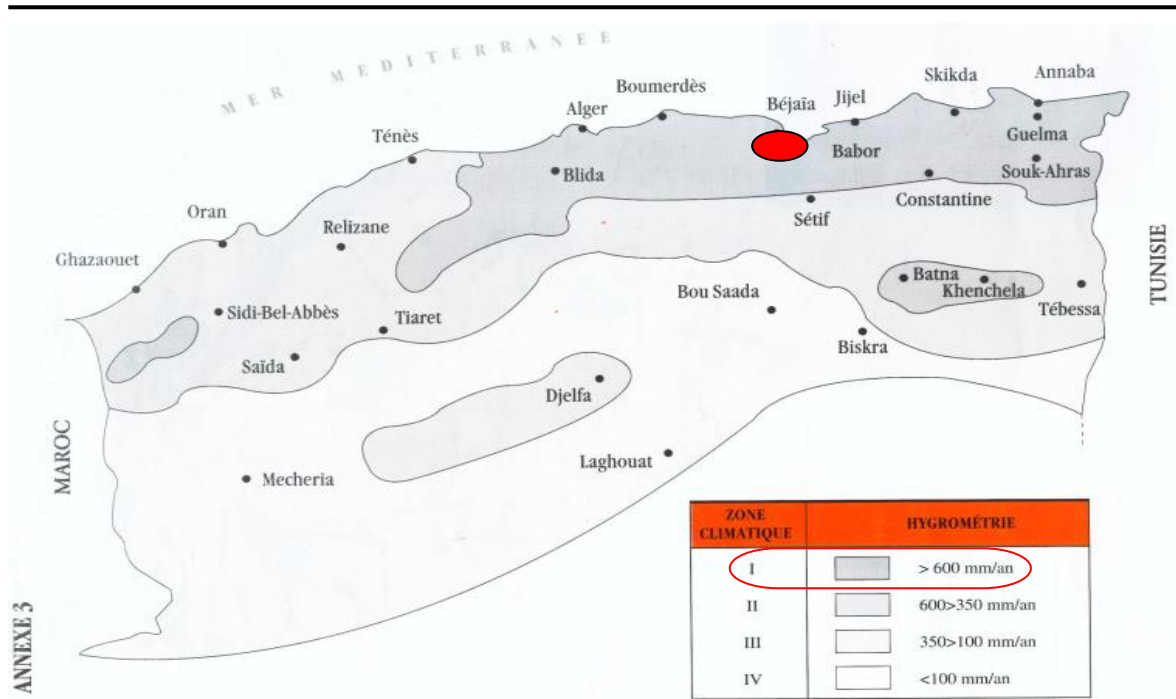


Figure 5. 2: Carte climatique d’Algérie.

e) - Détermination de la portance de sol-support de chaussée :

Notre sol support est un limon-argileux sensible à l’eau son CBR est de 8.07%

D’où la classification se fera selon le tableau ci-après :

Tableau 5. 6: Classes de portance des sols.

| Portance (Si) | CBR         |
|---------------|-------------|
| S4            | <5          |
| <b>S3</b>     | <b>5-10</b> |
| S2            | 10-25       |
| S1            | 25-40       |
| S6            | >40         |

f) - Détermination de la classe de portance de sol support :

$$E = 5 \text{ CBR}$$

$$E = 5 * 8.07$$

$$E = 40.35 \text{ MPA.}$$

## CHAPITRE V : ETUDE DE GEOTECHNIQUE ROUTIERE

**Tableau 5. 7: classes de portance de sol support.**

|                                |       |        |         |      |
|--------------------------------|-------|--------|---------|------|
| Classes de sol support-support | S3    | S2     | S1      | S0   |
| E(MPA)                         | 25-50 | 50-125 | 125-200 | >200 |

**g) - Durée de vie de chaussée :**

**Tableau 5. 8: Durée de vie adoptée.**

| Types de réseau principal (RPi) | Matériaux types                                  | Structure types                          | Durée de vie (années) |
|---------------------------------|--|--|-----------------------|
| <b>RP1</b>                      | MTB (Matériaux traités au bitumes).              | GB/GB ; GB/GNT ; GB/TUF ; GB/SG ; GB/AG. | 20                    |
|                                 | MTLH (Matériaux traités au liants hydrauliques). | GL/GL                                    | 20                    |
|                                 |  | Bcg/GC                                   | 25                    |
| <b>RP2</b>                      | MNT (Matériaux non-traités)                      | GNT/GNT ; TUF/TUF ; SG/SG ; AG/AG        | 15                    |
|                                 | MTB (Matériaux traités au bitumes).              | SB/SG                                    | 15                    |

➤ La durée de vie de chaussée d'un réseau principal type RP2 de matériaux non-traités (MNT) de structure GNT/GNT est de 15 ans.

**h) - Calcul de trafic cumulé de PL (TCi) :**

**Tableau 5. 9: paramètres considérés pour le calcul de TCi.**

|                  |      |            |
|------------------|------|------------|
| TPLi (PL/J/sens) | i    | n (années) |
| 65               | 0.04 | 15         |

- TPLi : classe de trafic de poids lourd par jour par sens.
- i : Taux d'accroissement géométrique ; selon le catalogue (fascicule 2) prise égal à 0.04 dans le calcul de dimensionnement.
- n : durée de vie considérée.

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

$$TCi = 65 \times 365 \times \frac{(1+0.04)^{15} - 1}{0.04}$$

$$TCi = 475.06 \times 10^3 \text{ essieux de 13 tonnes.}$$

**i) - Calcul de trafic cumulé équivalent de PL (TCEi) :**

$$TCEi = TCi \times A$$

- A : coefficient
- t d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

**Tableau 5. 10: Valeur de coefficient d'agressivité.**

| Types de réseau principale (RPi) | Types des matériaux et de structures   | Valeur de A |
|----------------------------------|--|-------------|
| RP1                              | MTB (Matériaux traités au bitumes)<br>GB/GB ; GB/GNT ; GB/TUF ; GB/SG ; GB/AG. | 0.6         |
|                                  | MTLH (Matériaux traités au liants hydrauliques).<br>GL/GL ; Bcg/GC.            | 1           |
| RP2                              | MNT (Matériaux non-traités)<br>GNT/GNT ; TUF/TUF ; SG/SG ; AG/AG               | 0.6         |
|                                  | MTB (Matériaux traités au bitumes).<br>SB/SG                                   | 0.4         |
| <b>RP1 et RP2</b>                | <b>Sol support (calcul de <math>\epsilon_{z,ad}</math>)</b>                    | <b>0.6</b>  |

➤  $TCEi = 475.06 \times 10^3 \times 0.6 = 285.36 \times 10^3$  essieux équivalent de 13 tonnes.

➤ - **Calcul des déformations admissibles sur le sol support  $\epsilon_{z,ad}$ :**

$$\begin{aligned} \epsilon_{z,adm} &= 22.10^{-3} \cdot (TCEi)^{-0.235} \epsilon_{z,adm} \\ &= 115 \times 10^{-5}. \end{aligned}$$

**j) – calcul de déformation sur le sol support par logiciel ALIZE :**

**Tableau 5. 11: Prédimensionnement de structure de chaussée**

|                              | Epaisseur (cm) | Module (MPa) | Coefficient de poisson v |
|------------------------------|----------------|--------------|--------------------------|
| Couche de roulement (BB)     | 6              | 3600         | 0.35                     |
| Couche de base (GNT)         | 15             | 200          | 0.35                     |
| Couche de fondation (GNT)    | 20             | 400          | 0.35                     |
| Sol support (Limon-argileux) | Sol            | 40.35        | 0.35                     |

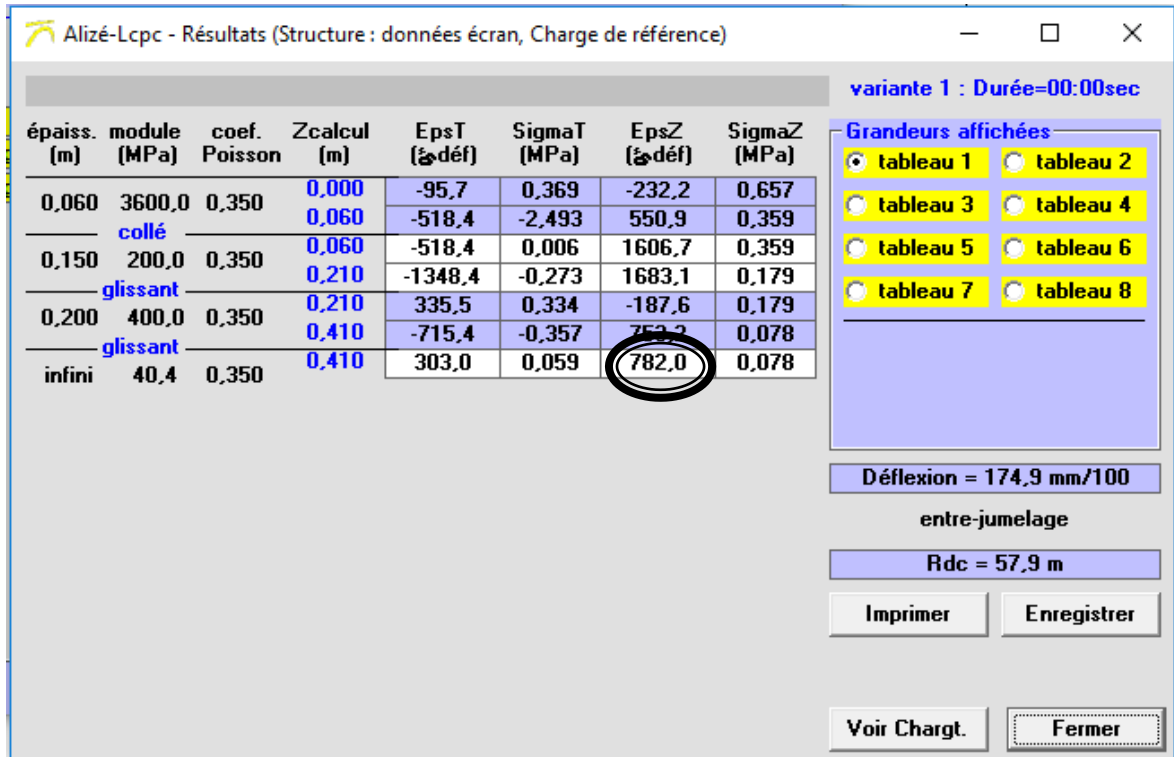


Figure 5. 3: Résultats de calcul par alize III

D'après les résultats précédents :  $\epsilon_z < \epsilon_{z,adm}$

Tableau 5. 12: Vérification de comparaison des déformations.

| La déformation admissible<br>$\epsilon_{z,adm}$ | Déformation de la structure<br>calculée par Alizé III $\epsilon_z$ | Comparaison                     |
|---|--|---------------------------------|
| $115 \times 10^{-5}$ .                          | $78.2 \times 10^{-5}$ .  | $\epsilon_z < \epsilon_{z,adm}$ |

- La déformation  $\epsilon_z$  sur le sol support de la structure calculée à l'aide d'Alize III, est inférieur à la valeur admissible calculée par la méthode du catalogue.

#### V.4- Conclusion :

La classification GTR nous a permis de classer les stocks de TVO disponible dans le port de Beni kssila qu'ils on était de classe **B<sub>4</sub>** (sensible à l'eau) ; d'où des améliorations s'agit des rajouts de sables grossier (20%) au matériau TVO ont diminuées ça sensibilité à l'eau pour une meilleure utilisation de matériau et pour un bon compactage de notre remblai.

L'utilisation du logiciel alizé nous a permis de vérifier la structure et d'économiser les couches bitumineuses, pour cela nous proposons la structure du catalogue avec :

- 6BB+15GNT+20GNT=> une structure plus économique et sécuritaire.

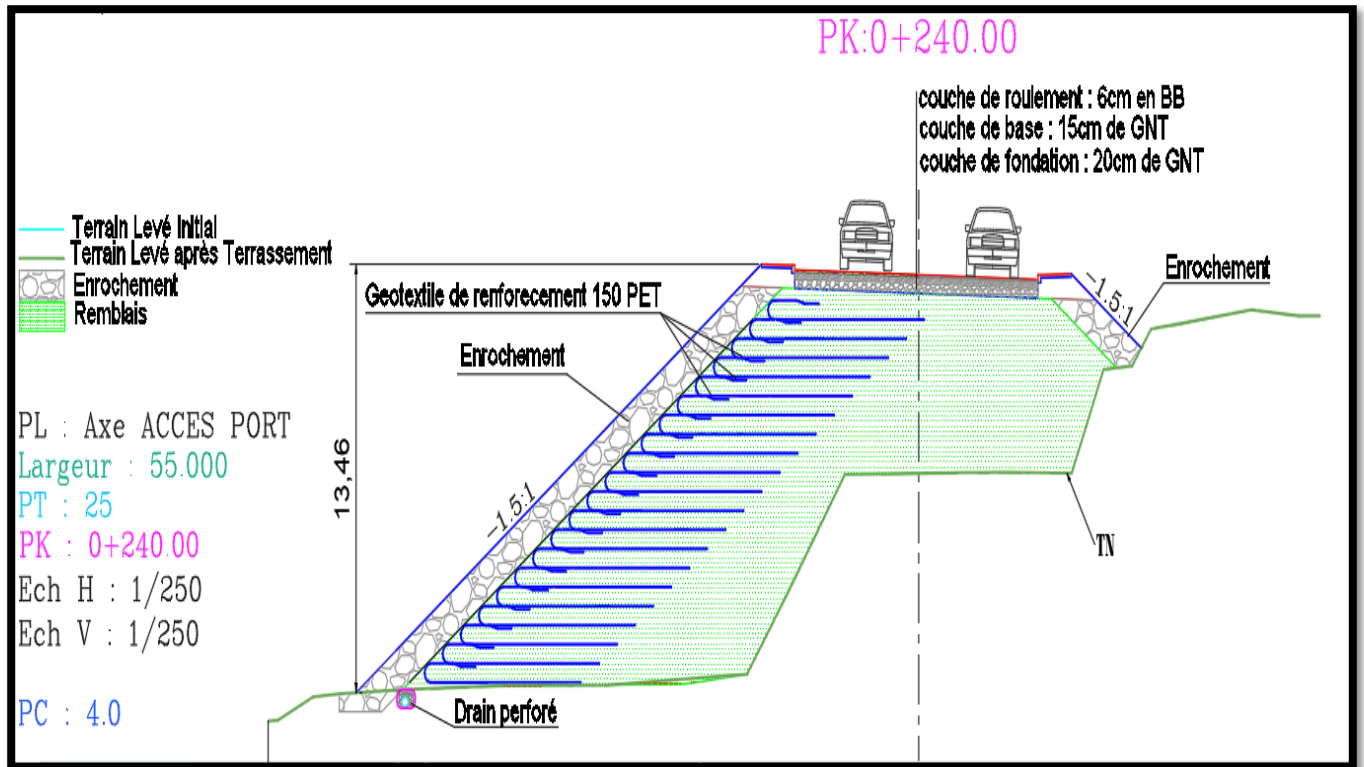


Figure 5. 4: Modèle illustrant la forme finale de remblai renforcé et la corp de chaussée.

---

## CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un remblai routier ; ainsi on a dimensionné le corps de chaussée de la route reliant le port de Beni kssila et la RN24.

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de constructions ; de confortement et de calcul actuellement disponibles ainsi que les différentes méthodes de dimensionnement de corps de chaussée.

La reconnaissance géotechnique a démontré la présence d'un substratum marneux à 4m de profondeur et une nappe phréatique superficielle d'environ 2 m de profondeur.

Des stocks de TVO sont disponible dans le port de Beni kssila ont était destiner aux travaux de remblai dont le TVO est de classe B4 (sensible à l'eau) selon le GTR.

Des rajouts de sable de 20% ont diminués la sensibilité à l'eau de notre matériau TVO pour une meilleure utilisation possible et l'avancement des travaux.

L'étude de stabilité et de tassement a montré que :

- Pas de risque de poinçonnement, (le facteur de sécurité le plus défavorable est de  $1.52 > 1,5$ )
- Pas de risque de tassement (un tassement admissible  $< 10$  cm de 4 à 6 cm dans les deux tronçons étudiées)
- Il y a un risque de glissement. (Des factures de sécurité  $< 1.5$ )

Pour assurer la stabilité de ce remblai vis-à-vis le glissement nous avons proposés de renforcer le remblai par des géotextiles de types 150PET de 9,4m de longueur avec un espacement vertical de 0.6m ; ces géotextiles sont protégés par des enrochements au niveau de parement avec un drain perforé au pied de talus de remblais ; dont l'analyse de la stabilité avec le renforcement révèlent que le remblai est stable selon l'Eurocode avec des facteurs de sécurité  $> 1$ ).

Le dimensionnement de corps de chaussée selon le catalogue de dimensionnement algérien nous a donnés la structure la plus sécuritaire et économique possible pour notre projet en tenant compte la disponibilité des matériaux dans la région : 6BB+15GNT+20GNT.



## Dédicace

Nous dédions ce modeste travail :

A nos parents qui nous ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, nos parents qui ont été à nos côtés et nous ont soutenus durant toute nos vies, qu'ils ont sacrifiés toute leurs vies afin de nous voir devenir ce que nous sommes aujourd'hui.

J'espère qu'ils Trouveront ici le fruit de leurs sacrifices pour nous  
A nos frères ; à nos sœurs, ainsi qu'à tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

Ce travail est dédié pour vous tous.

---

## INTRODUCTION GENERALE

La construction des routes sur les remblais pose de nombreux problèmes (stabilité, tassement, déformation) des ouvrages en terre. Les sols compressibles, sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge. La notion de compressibilité n'est donc significative que si l'on fait référence aux déformations admissibles induites par l'ouvrage projeté, ces déformations amplitude et vitesse dépendent de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées.

Le calcul des remblais a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité. Toute fois la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans la pratique de l'ingénieur.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude de stabilité d'un remblai routier. Le cas étudié concerne la réalisation du tronçon routier qui doit relier le port de béni kssila à la RN24.

L'objectif de ce travail est plus particulièrement axé sur l'étude de stabilité du remblai sur lequel l'accès routier est construit vis-à-vis du tassement et du glissement et le dimensionnement du corps de chaussée.

La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

## LA LISTE DES FIGURES

---

|  |    |
|--|----|
| Figure 1. 1: Types de Remblai (ferroviaire, routier).....  | 2  |
| Figure 1. 2: Exemples de Remblai.....  | 2  |
| Figure 1. 3: Remblai de grande hauteur.....  | 3  |
| Figure 1. 4: Caractéristiques géométrique d'un remblai.....  | 4  |
| Figure 1. 5: la construction par couches du remblai.....   | 5  |
| Figure 1. 6: Remblai isolé.....  | 6  |
| Figure 1. 7: Répartition des contraintes à la base du remblai.....   | 7  |
| Figure 1. 8: Augmentation progressive du poids volumique.....  | 7  |
| Figure 1. 9: Phasage de la construction par couches.....   | 7  |
| Figure 1. 10: Rupture par poinçonnement.....   | 8  |
| Figure 1. 11: Rupture rotationnel sans fissuration.....  | 9  |
| Figure 1. 12: Rupture rotationnel avec fissuration.....  | 9  |
| Figure 1. 13: Allure de la courbe déconsolidation.....   | 10 |
| Figure 1. 14: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.....  | 11 |
| Figure 1. 15: Surface de rupture potentielle.....  | 12 |
| Figure 1. 16: méthode conventionnelle de calcule.....  | 12 |
| Figure 1. 17: Principales méthodes de calcul des tassements.....   | 16 |
| Figure 1. 18: Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable.....                           | 17 |
| Figure 1. 19: exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren V5 méthode de calcul Bishop.....         | 20 |
| Figure 1. 20: exemple de résultat de recherche automatique avec optimisation d'un cercle imposé dans GEO5 2021 méthode de calcul Bishop..... | 20 |
| Figure 1. 21: éperon drainant/masque drainant.....   | 24 |
| Figure 1. 22: coupe type d'une tranchée drainante.....   | 24 |
| Figure 1. 23: Drains subhorizontaux.....   | 24 |
| Figure 1. 24: Galerie drainant.....  | 25 |
| Figure 1. 25: Réalisation d'une butée de pied (par plots).....   | 25 |
| Figure 1. 26: Allègement en tête.....  | 25 |
| Figure 1. 27: Reprofilage.....   | 26 |
| Figure 1. 28: Substitution totale ou partielle.....  | 26 |
| Figure 1. 29: Gabion.....  | 28 |
| Figure 1. 30: Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux.....   | 29 |
| Figure 1. 31: Mur en terre armée.....  | 29 |
| Figure 1. 32: Renforcement de remblai par géotextiles.....   | 30 |
| Figure 1. 33: clous et micropieux.....   | 31 |
| Figure 1. 34: Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23).....                              | 32 |
| Figure 1. 35: Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41,(Haute-Savoie).....   | 33 |
| Figure 1. 36: Remblai renforcé par des géosynthétiques.....  | 34 |
| Figure 1. 37: Ouvrage en Pneu sol.....   | 35 |
| Figure 1. 38: Exemple de mur en Teksol.....  | 35 |
| Figure 1. 39: États de consistance des sols.....   | 37 |

## LA LISTE DES FIGURES

---

|   |    |
|---|----|
| Figure 1. 40: Principe de l'essai Proctor normal et modifié.....  | 39 |
| Figure 1. 41: Courbe d'essai Proctor .....  | 39 |
| Figure 1. 42: Courbe d'essai CBR.....   | 41 |
| Figure 1. 43: Coupe de type de Chaussée.....  | 44 |
| Figure 1. 44: contraintes et déformations. ....   | 45 |
| <br>  |    |
| Figure 2. 1: photo satellite de site .....  | 46 |
| Figure 2. 2: photo satellite de site illustrant la localisation de l'accès et ça proximité.....   | 47 |
| Figure 2. 3: Levé topographique de projet.....  | 47 |
| Figure 2. 4: La carte géologique de la région. ....   | 48 |
| Figure 2. 5: carte de zoning selon RPA. ....  | 50 |
| Figure 2. 6: la machine Tec Abyss75. ....   | 52 |
| Figure 2. 7: Pressiomètre Ménard ; APA géo.....   | 52 |
| Figure 2. 8: Sondage carottier 01.....  | 53 |
| Figure 2. 9: Sondage carottier 02.....  | 54 |
| Figure 2. 10: photo illustrant le mélange de TVO + sable grossier. ....   | 60 |
| <br>  |    |
| Figure 3. 1: Profile en travers de PK 00+240 .....  | 64 |
| Figure 3. 2: profile en travers de PK00+210. ....   | 65 |
| Figure 3. 3: schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle. ...   | 65 |
| Figure 3. 4: coefficient de portance $N_c$ d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur H (d'après MANDEL et SALENÇON)..... | 66 |
| Figure 3. 5: Abaque de GIROUD pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0,5$ ).<br>.....  | 69 |
| Figure 3. 6: Facteur de correction de tassement de consolidation en fonction de l'indice de plasticité (Bjerrum, 1973).....                   | 71 |
| Figure 3. 7: Evolution des tassements au cours du temps. ....   | 73 |
| Figure 3. 8: Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Akou, 1995).<br>.....   | 74 |
| Figure 3. 9: tassement de PK 00+240 Par logiciel GEO5 2021. ....  | 76 |
| Figure 3. 10: tassement de PK 00+210 Par logiciel GEO5 2021. ....   | 77 |
| Figure 3. 11: Méthode de Bishop. Forces agissant sur une tranche.....   | 79 |
| Figure 3. 12: calcul en rupture circulaire d'un remblai. ....   | 80 |
| Figure 3. 13: Modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN V5. ..  | 82 |
| Figure 3. 14: Modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel GEO5 2021.....   | 83 |
| <br>  |    |
| Figure 4. 1: mise en place des géotextiles de renforcement. ....  | 88 |
| Figure 4. 2: largeurs des nappes géotextiles. ....  | 89 |
| Figure 4. 3: Espacement des lits Sv. ....   | 90 |
| Figure 4. 4: Modèle de calcul de coefficient de sécurité après le confortement (TALREN V5). ....  | 93 |
| Figure 4. 5: Modèle de calcul de coefficient de sécurité après le confortement (GEO2021).<br>.....  | 94 |
| Figure 4. 6: Position de drain perforé sous le remblai. ....  | 95 |

## LA LISTE DES FIGURES

---

|   |     |
|---|-----|
| Figure 5. 1: Structure de chaussée. ....  | 99  |
| Figure 5. 2: Carte climatique d'Algérie. ....   | 101 |
| Figure 5. 3: Résultats de calcul par alize III .....  | 104 |
| Figure 5. 4: Modèle illustrant la forme finale de remblai renforcé et la corp de chaussée.<br>..... | 105 |

## LISTE DE SYMBOLE

Z : profondeur

L : Limite de liquidité  $\omega$

P : Limite de plasticité  $\omega$

IP : l'indice de plasticité

$\gamma_d$  : La densité sèche

$\gamma_h$  : La densité humide

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains

$\gamma_r$  : Poids volumique de remblai

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé de sol

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé

$\omega$  : La teneur en eau naturel

$\omega_{sat}$  : La teneur de saturation

$S_r$  : Le degré de saturation

e : Indice des vides

C : la cohésion

$C_u$  : la cohésion non drainé

$\phi$  : L'angle de frottement

$C_c$  : Coefficient de tassement

TVO : tout venant de oued

$E_m$  : Module pressiométrique ou module de Menard. ou le module de déformation

q : pression verticale transmise au sol

$\delta v'$  : La contrainte effective finale

$\delta v_0$  : La contrainte effective initiale

A : coefficient d'accélération de zone

$k_h$  : coefficient d'accélération sismique horizontal

E : module d'élasticité (module d'Young)

$F_S$  : coefficient de sécurité

G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

H : hauteur du talus

T<sub>moy</sub> : Température moyenne mensuelle

ES : Equivalent de sable

$I_D$  : l'indice de densité

$C_U$  : coefficient d'uniformité

$N_c$  : coefficient de portance

$S_i$  : tassement immédiat

$S_c$  : tassement de consolidation

$S_{fl}$  : tassement de fluage,

$S_{lat}$  : tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

$S_v$  : Espacement des lits

$R_{t,d}$  : la résistance ultimes de la traction

$\theta_{eq}$  : température équivalente

$\varepsilon_{z,adm}$  : La déformation admissible

GTR : guide terrassement routier

## LISTE DES TABLEAUX

---

|  |    |
|--|----|
| Tableau 1. 1: Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur. ....   | 5  |
| Tableau 1. 2: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. ....  | 27 |
| Tableau 1. 3: Moyens utilisés pour chaque phase d'étude. ....  | 36 |
| Tableau 1. 4: Valeurs usuelles de l'indice CBR. ....   | 41 |
|  |    |
| Tableau 2. 1: Coefficients d'accélération (A).....   | 50 |
| Tableau 2. 2: Moyennes mensuelles des températures dans la région.....   | 51 |
| Tableau 2. 3: Précipitations moyennes annuelles et mensuelles. ....  | 51 |
| Tableau 2. 4: Sondage carottier 01. ....   | 53 |
| Tableau 2. 5: Sondage carottier 02. ....   | 53 |
| Tableau 2. 6: Sondage pressiométrique. ....  | 55 |
| Tableau 2. 7: classification de sol.....   | 55 |
| Tableau 2. 8: classification de sol.....   | 56 |
| Tableau 2. 9: tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire. ....  | 56 |
| Tableau 2. 10: résultats essais sur le TVO.....  | 58 |
| Tableau 2. 11: résultats de l'essai limites d'Atterberg.....   | 58 |
| Tableau 2. 12: Résultats de l'essai los Angeles pour les matériaux destine aux travaux de remblai. ....  | 58 |
| Tableau 2. 13: Résultats de l'essai limite d'Atterberg sur le TVO + sable grossier. ....   | 60 |
| Tableau 2. 14: Angle de frottement interne effectif $\Phi'$ des sols grenus pulvérulents et en fonction de l'indice de densité $I_D$ et de coefficient d'uniformité $C_U$ . .... | 61 |
| Tableau 2. 15: résultats essais sur le limon argileux.....   | 61 |
| Tableau 2. 16: Classification de la portance des sols selon la valeur CBR. ....  | 62 |
|  |    |
| Tableau 3. 1: calcul des coefficients de sécurité.....   | 67 |
| Tableau 3. 2: Calcul de $h_{crit}$ .....   | 67 |
| Tableau 3. 3: Calcul de coefficient d'influence $I$ .....  | 70 |
| Tableau 3. 4: Calculs des tassements instantanés. ....   | 70 |
| Tableau 3. 5: correction du tassement œdométrique. ....  | 72 |
| Tableau 3. 6: valeurs du tassement de fluage. ....   | 74 |
| Tableau 3. 7: tassement latéral.....   | 75 |
| Tableau 3. 8: Tassement final. ....  | 75 |
| Tableau 3. 9: Caractéristiques des sols. ....  | 76 |
| Tableau 3. 10: résultats de calcul des tassements. ....  | 77 |
| Tableau 3. 11: Caractéristiques des sols. ....   | 81 |
| Tableau 3. 12: Caractéristiques des sols. ....   | 83 |
| Tableau 3. 13: synthèse des résultats de stabilité au glissement.....  | 84 |
|  |    |
| Tableau 4. 1: Résultats de calcul de la largeur des nappes de géotextiles. ....  | 89 |
| Tableau 4. 2: Résultats de calcul de l'espacement vertical maximal.....  | 91 |
| Tableau 4. 3: Espacement vertical maximale conseillé. (NFP 94-270).....  | 91 |
| Tableau 4. 4: Résultats de calcul de la résistance ultimes à la traction. ....   | 92 |



## LISTE DES TABLEAUX

---

|   |     |
|---|-----|
| Tableau 4. 5: les données introduites dans logiciel Talren V5. ....                     | 93  |
| Tableau 4. 6: synthèse des résultats de stabilité au glissement.....                    | 94  |
| Tableau 5. 1: classification de TVO selon le GTR. ....                                  | 97  |
| Tableau 5. 2: Résultats de l'essai limite d'Atterberg sur le TVO + sable grossier. .... | 98  |
| Tableau 5. 3: Structures disponible dans le catalogue .....                             | 99  |
| Tableau 5. 4: Classe de trafic TPLi adopté. ....  | 100 |
| Tableau 5. 5: Température équivalente.....  | 100 |
| Tableau 5. 6: Classes de portance des sols. ....  | 101 |
| Tableau 5. 7: classes de portance de sol support. ....                                  | 102 |
| Tableau 5. 8: Durée de vie adoptée.....   | 102 |
| Tableau 5. 9: paramètres considérés pour le calcul de TCi. ....                         | 102 |
| Tableau 5. 10: Valeur de coefficient d'agressivité. ....                                | 103 |
| Tableau 5. 11: Prédimensionnement de structure de chaussée .....                        | 103 |
| Tableau 5. 12: Vérification de comparaison des déformations. ....                       | 104 |

## **Remerciement**

En premier lieu nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons tout d'abord à remercier, nous très chers parents qui nous ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont été à nos côtés et nous ont soutenus durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leurs vies afin de nous voir devenir ce que on est. Et nos sœurs et nos frères.

On adresse nos vifs remerciements à notre Promotrice Mme. ZERARKA pour l'aide qu'elle nous a apporté et pour nous avoir encadrées et accompagnées tout au long de ce travail,

Aussi nous tenons à remercier le BET LECTACT pour la proposition de sujet et bien particulièrement Mr. ALI FACI, qu'il nous a accompagné toutes au long du stage pour l'aide qu'il nous a apporté et les Conditions agréables qu'il a mis à notre disposition.

Nous voudrions aussi remercier une personne qui a consacré une partie de son temps pour nous aider, Mr. Mohamed BEN BOUZID.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

En fin nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.