



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algérienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de génie civil

## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

**En : Filière génie civil**

**Spécialité : Géotechnique**

**Par : Boursas Mourad**

**Sujet**

**Maitrise des travaux de remblais dans les milieux compressibles : cas de la pénétrante du port de Bejaia vers l'autoroute est-ouest**

Présenté et soutenu publiquement, le 24/ 06 / 2021 , devant le jury composé de :

Mr Laouar.MS

Mr Boursas.F

Mr Fernane.A

...

Professeur

MAA

MAA

...

Président

Rapporteur

Examineur 1

...

Promotion : 2020/2021



# Remerciements

Je remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Monsieur BOURSAS FARID enseignant en génie civil à l'université de Larbi Tébessi de Tébessa. On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur BOUFRAH RAFIK pour son collaboration et aides pour l'élaboration de ce travail.

Je suis conscient de l'honneur que nous a fait Monsieur LAOUAR MOHAMED SALAH En étant président du jury et Monsieur FERNANE ALI, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Mes remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidé et soutenu de près ou de loin.

# Résumé

Dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière de Bejaia reliant le port de Bejaia vers l'Autoroute est-ouest au niveau de la localité d'Ahnif sur 100 km. Il a été donné de constater qu'après analyse et interprétation des résultats des travaux de reconnaissance et sondage de sol réalisé au niveau de l'emprise de la section 1 qui passe parallèlement à la vallée de la Soummam que le fond d'assise est constitué principalement d'argile très fin compressible sur des épaisseurs de 35m à 50m en profondeurs. la maitrise des tassement dans le corps du remblais en différé dans des sols pareille devient très lente qui se calcul par des année et pour éviter les préjudice qui peut affecté le corps de chaussé ( fissure, cassure, tassement différentiel...)

Pour pallier à ce problème plusieurs techniques et approches ont été élaborer parmi ces techniques et celle dite pré chargement, cette technique consiste à faire accélérer les tassements en fonction du temps par essorage (calcul en mois).

Des repères topographiques de tassement doit être installer le long de la section en question 6 mois permet de déterminer les tassements résiduels subits. Un calcul a été fait à l'aide du logiciel TALREN basé sur les méthodes empiriques est utilisée comme outil pour analyser le comportement et stabilisation de ce remblai.

**Mots Clés :** sols compressibles, tassement, pré chargement, stabilisation des remblais, méthodes empiriques.



## ملخص

كجزء من بناء طريق بجاية السريع الذي يربط ميناء بجاية بالطريق السريع شرق-غرب على مستوى بلدة أحنيف على مسافة 100 كيلومتر. وقد لوحظ أنه بعد تحليل وتفسير نتائج الاستطلاع ومسح التربة الذي تم إجراؤه على مستوى القسم الأول للطريق الذي يمتد بموازية وادي الصومام، فإن الطبقة الأساسية للتربة تتكون بشكل أساسي من الطين الناعم للغاية القابل للانضغاط على أعماق تتراوح من 35 م إلى 50 م. التحكم في الاستقرار في الردم على المدى الطويل في مثل هذه التربة يصبح بطيئاً جداً والذي يتم حسابه بالسنوات ولتجنب الضرر الذي يمكن أن يؤثر على جسم الرصف (شقوق، كسر، الهبوط تفاضلي، وما إلى ذلك).

للتغلب على هذه المشكلة، تم تطوير العديد من التقنيات والأساليب من بين هذه التقنيات والتي تعرف باسم التحميل المسبق، وتتمثل هذه التقنية في تسريع الهبوط بدلالة الوقت عن طريق العصر (الحساب في شهور).

يجب تثبيت معالم طبوغرافية للهبوط على طول القسم المعني 6 أشهر لتحديد نسب الهبوط المتبقية المفاجئة. تم إجراء الحساب باستخدام برنامج TALREN على أساس الأساليب التجريبية المستخدمة كأداة لتحليل سلوك واستقرار هذا الردم.

الكلمات المفتاحية: التربة القابلة للانضغاط، الهبوط، التحميل المسبق، تثبيت الردم، الطرق التجريبية.

## Abstract

As part of the construction of the penetrating Bejaia connecting the port of Bejaia to the east-west high-way at the level of the town of Ahnif for 100 Km. It was noted that after analysis and interpretation of the results of the soil reconnaissance and survey work carried out at the level of the right-of-way of section 1 which runs parallel to the Soummam valley that the bedrock is formed mainly very fine compressible clay of 35m to 50m depths. the control of settlement in the body of the backfill in deferred form in such soils becomes very slow which is calculated by years and to avoid the damage which can affect the pavement body (crack, breakage, differential settlement, etc.)

To solve this problem, several techniques and approaches have been developed among these techniques and that known as pre-loading, this technique consists in accelerating of the settlements as a function of time by spinning (calculation in months).

Topographic settlement benchmarks must be installed along the section for 6 months to determine the sudden residual settlements. A calculation was made using TALREN software based on empirical methods is used as a tool to analyze the behavior and stabilization of this backfill.

Keywords: compressible soils, settlement, pre-loading, stabilization of embankments, empirical methods.

# Table des matières

Résumé .....	4
ملخص.....	5
Abstract .....	6
Liste des symboles .....	10
Liste des figures .....	11
Liste des tableaux .....	12
Introduction générale.....	15
Chapitre I : Étude bibliographique du remblai sur sol compressible	
1. Introduction :.....	17
2. Définition des sols compressible : .....	17
1.1 Les argiles :.....	17
1.2 Les tourbes.....	17
1.3 Les limons.....	18
1.4 Les marnes .....	18
2. Caractéristiques des sols compressibles :.....	19
3. Comportement des remblais sur sols compressibles :.....	19
3.1 Le Remblai : .....	19
3.2 Le remblaiement :.....	20
3.3 Les remblais de grande hauteur : .....	20
3.4 Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur : .....	21
3.4.1 La Géométrie du remblai : .....	21
3.4.2 Méthodes de dimensionnement des remblais : .....	21
• Pente de remblai : .....	21
• L'épaisseur des couches de remblai : .....	22
• Hauteur totale du remblai à construire : .....	23
3.4.3 Modes de déformations des grands remblais : .....	23
• Poinçonnement du sol de fondation : .....	23
• Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) : .....	24
• Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai : .....	24
3.5 Stabilité des remblais sur sols compressible : .....	25
3.6 Tassements.....	25
3.7 Mouvements horizontaux .....	27
3.8 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants .....	27

## Chapitre II : Techniques de renforcement et de stabilisation des sols compressibles

1. Introduction :	30
2. Les renforcements souples	30
2.1. La terre armée	30
2.2. Les géo membranes	31
2.3. Les géogrilles	31
2.4. Le tex sol	32
2.5. Le platerre	32
2.6. Le géotextile	33
3. Pré chargement	35
3.1 Principe	35
3.2 Surcharge en terre	36
3.3 Consolidation atmosphérique	37
3.4 L'inondation	37
3.5 Paramètre d'exécution	38
4. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol	38
4.1 Description et principe de fonctionnement	38
4.2 Domaines d'application	38
5 Conclusion :	39

## Chapitre III : Étude de cas de projet de la pénétrante du port de Bejaia vers l'autoroute est-ouest

1. Introduction :	41
2. Présentation des caractéristiques de tracé	43
2.1 Tracé en plan	43
2.2 Profil en long	44
2.3 Profil en travers	44
3. Présentation des caractéristiques géologiques	45
Définition des alluvions	46
4. Présentation des caractéristiques hydrologiques	46
4.1 Description de la zone d'étude	46
4.2 Historique des inondations dans la région de Bejaïa	47
4.3 Données Climatologiques	47
4.3.1 Température	47
4.3.2 Zones climatiques	48
4.3.3 Précipitation	48

5.	Sismicité de la zone d'étude : .....	48
6.	Reconnaissance géotechnique :.....	49
6.1	Reconnaissance géotechnique du sol support.....	49
6.3	La nappe phréatique.....	51
6.4	Essai de pénétration au carottier (SPT) .....	52
6.5	Essai pénétromètre dynamique (PDB) .....	53
6.6	Essai pénétromètre statique (CPT) .....	56
6.7	Essai pressiomètre de MENARD (PMT) .....	57
6.8	Etablissement de la coupe géotechnique .....	57
7.	Identification de matériau de remblai .....	61
8.	Conclusion : .....	63

#### Chapitre IV : Calcul et analyse du pré chargement

1.	Introduction : .....	65
2.	Etude de la stabilité .....	65
2.1	Stabilité au poinçonnement .....	65
2.2	Stabilité au glissement .....	66
3	Etude des tassements.....	67
3.1	Amplitude des tassements .....	67
4	Analyse et calcul des sections compressible :.....	75
5	Conclusion : .....	93
	Bibliographie .....	96

# Liste des symboles

***PK*** point kilométrique

***CPV*** contrôleur pression-volume

***E*** Module pressiométrique.

***Pf*** Pression de fluage, pression à laquelle le terrain ne se comporte plus d'une manière élastique

***Pl*** Pression limite, pression qui correspond à la rupture du terrain celui n'admet plus d'augmentation de pression.

***N*** est le coefficient de Poisson

***Ep*** le module de déformation pressiométrique du terrain. à une pression radiale  $P$

***R*** Rayon

***M***Rigidité du terrain

***G*** le module de cisaillement du terrain

***N60*** Les valeurs  $N$  ont été révisées pour un niveau d'énergie de 60%, à l'égard d'un niveau d'énergie de terrain de 45%.

***P*** la pression

***V*** volume

***PI*** indice de plasticité

***Cu*** la résistance au cisaillement sans drainage

***C*** la cohésion

**$\phi$**  l'angle de frottement interne

***Mv*** le coefficient de compression volumétrique

***Sc*** Tassement de consolidation

***q*** Pression additionnelle sur le sol compressible

***H*** Epaisseur du sol compressible

***mv*** Coefficient de réaction volumétrique du sol compressible

**$\mu$**  Coefficient de Skempton et Bjerrum

***Tc*** Facteur de temps sans unité lié à la durée de construction

***Tv*** Facteur de temps sans unité

***cv*** Coefficient de consolidation

***tc*** Durée de construction

*tv* Durée

*Hd* Longueur du drainage

*St* La quantité de tassement de consolidation liée à la durée de construction des travaux

*Sc* La quantité de tassement de consolidation

*C* eluci n'admet plus d'augmentation de pression

## Liste des figures

Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier) .....	20
Figure 1. 2 : Caractéristiques géométrique d'un remblai .....	21
Figure 1. 3 la construction par couches du remblai.....	22
Figure 1. 4 Rupture par poinçonnement.....	24
Figure 1. 5 Rupture rotationnel avec fissuration .....	25
Figure 2. 1 Un mur en terre armée . .....	31
Figure 2. 2 La Réalisation des géomembranes .....	31
Figure 2. 3 Les Géogrilles .....	32
Figure 2. 4 La nouvelle technologie de tex sol .....	32
Figure 2. 5 Géogrille uni axiale .....	34
Figure 2. 6 Géogrilles bi axiale .....	34
Figure 2. 7 Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements .....	35
Figure 2. 8 Principe de la surcharge en terre.....	36
Figure 2. 9 Système de consolidation atmosphérique .....	37
Figure 2. 10 Système pour les zones inondées.....	37
Figure 3. 1 pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaïa a l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif .....	42
Figure 3. 2 trace en plan de section N°1 « port de Bejaïa - El kseur » .....	43
Figure 3. 3 profil en long de l'ouvrage du PK12+800 au PK13+640 et du PK13+640 au PK14+480.....	44
Figure 3. 4 profil en travers type .....	45
Figure 3. 5 carte géologique de la zone d'étude.....	46
Figure 3. 6 Réseau Hydrographique de la wilaya de Bejaïa .....	47
Figure 3. 7 creusement du puits de reconnaissance PM14.....	49
Figure 3. 8 feuille d'essai du sondage DPT 12-4 .....	54
Figure 3. 9 feuille d'essai de pénétration statique .....	56
Figure 3. 10 coupe géologique .....	61
Figure 4. 1 schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle.....	65
Figure 4. 2 Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux .....	74

# Liste des tableaux

Tableau 1. 1	Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.....	22
Tableau 3. 1	Moyennes mensuelles des températures dans la région de la basse vallée de la Soummam [11].....	48
Tableau 3. 2	Précipitations moyennes annuelles et mensuelles .....	48
Tableau 3. 3	récapitulation des résultats d'essai sur les puits .....	50
Tableau 3. 4	récapitulation des essais sur les sondages carottiers.....	51
Tableau 3. 5	Prof de la nappe phréatique .....	52
Tableau 3. 6	compacité du sol .....	52
Tableau 3. 7	récapitulation des essais de pénétration au carottier .....	53
Tableau 3. 8	récapitulation des résultats d'essai pénétromètre dynamique .....	55
Tableau 3. 9	récapitulation des résultats des sondages pressiomètre de MENARD.....	57
Tableau 3. 10	les valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche Ap-h .....	58
Tableau 3. 11	les valeurs moyennes des caractéristiques de compressibilité de la couche Ap-h .....	58
Tableau 3. 12	les valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche Ap-h .	59
Tableau 3. 13	les valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche Ap-sat.....	59
Tableau 3. 14	les valeurs moyennes des caractéristiques de compressibilité de la couche Ap-sat .....	60
Tableau 3. 15	les valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche Ap-sat	60
Tableau 3. 16	résultats des essais au laboratoire sur le gite d'El Maissi.....	62
Tableau 4. 1	calcul des coefficients de sécurité .....	66
Tableau 4. 2	synthèse des résultats de stabilité au glissement .....	67
Tableau 4. 3	calculs de coefficient d'influence .....	67
Tableau 4. 4	Calculs des tassements instantanés.....	68
Tableau 4. 5	calcul des contraintes dues au remblai (hr=4.78 m) au PK12+800.....	68
Tableau 4. 6	calcul des contraintes dues au remblai (hr=5.75 m) au PK13+170.....	69
Tableau 4. 7	calcul des contraintes dues au remblai (hr=3.5 m) au PK13+680.....	69
Tableau 4. 8	calcul des contraintes dues au remblai (hr=6.5 m) au PK14+150.....	69
Tableau 4. 9	calcul des contraintes dues au remblai (hr=4.78 m) au PK14+480.....	69
Tableau 4. 10	Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK12+800.....	70
Tableau 4. 11	Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK13+170.....	70
Tableau 4. 12	Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK13+680.....	70
Tableau 4. 13	Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK14+150.....	70
Tableau 4. 14	Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK14+480.....	71
Tableau 4. 15	Calcul du tassement œdométrique au PK12+800.....	71
Tableau 4. 16	Calcul du tassement œdométrique au PK13+170.....	71
Tableau 4. 17	Calcul du tassement œdométrique au PK13+680.....	72
Tableau 4. 18	Calcul du tassement œdométrique au PK14+150.....	72
Tableau 4. 19	Calcul du tassement œdométrique au PK14+480.....	72
Tableau 4. 20	correction du tassement œdométrique .....	73



Tableau 4. 21 valeurs du tassement de fluage .....	73
Tableau 4. 22 tassement latéral .....	74
Tableau 4. 23 Tassement final.....	74
Tableau 4. 24 Vitesse de consolidation .....	75

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

La réalisation des projets de routes tombe parfois par des sols compressibles de mauvaise qualité. Et qui se caractérise par une faible résistance au cisaillement à court terme, Cette résistance au cisaillement qui est alors appelée cohésion non drainée  $C_u$ , augmente phénoménalement lors de la consolidation du sol, et une compressibilité importante conduisant, sous charges à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années).

Diverses techniques de renforcement des sols compressibles sont utilisées telles que les pieux, les colonnes ballastées, les drains verticaux, traitements chimiques, les géosynthétiques et pré chargement...etc.

Ce travail consiste à l'étude du comportement d'un remblai renforcé par pré chargement sur sols compressibles qui sont essentiellement des argiles fines limoneuse (dépôt en delta de la vallée de la Soummam).

Notre mémoire contient quatre chapitres :

- **Chapitre 01** : Aperçu bibliographique sur les sols compressibles et les remblais sur ce type de sols.
- **Chapitre 02** : présente les différentes techniques de renforcement et de stabilisation des remblais sur sols compressibles (renforcement des sols souple, pré chargement, l'ajout des liants).
- **Chapitre 03** : étude du cas de projet de la pénétrante de Bejaia à partir du port de Bejaia vers l'autoroute est-ouest, ou nous allons présenter le projet et nous exposons les différents essais qui vont nous permettre de déterminer les caractéristiques du sol étudié.
- **Chapitre 04** : est consacré à l'analyse de stabilité et du tassement du remblai sur sols compressibles par des méthodes analytiques, et prise comme exemple la section du PK 13+100 calculer avec le logiciel TALren version 5.

# **CHAPITRE I : Étude bibliographique du remblai sur sol compressible**

## **1. Introduction :**

Ce chapitre présente une étude bibliographique sur l'ensemble des travaux sur les remblais sur sol compressible, tout d'abord nous allons donner quelques terminologies sur les sols compressibles et ensuite donner en détails les caractéristiques des différents types de sols compressibles pour enfin aborder le comportement des remblais réalisés sur ce type de sol et les problèmes rencontrés sur chantier dans les projets dans lequel le sol est compressible.

## **2. Définition des sols compressibles :**

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.

On peut diviser les sols compressibles en quatre catégories :

### **1.1 Les argiles :**

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 5  $\mu\text{m}$ , composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général, d'aluminiums plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, colorée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert. Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à fissurer en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol. [1]

### **1.2 Les tourbes**

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles.

- La pression de pré consolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante. Les indices de compression déterminées à l'œdomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement. [2]

### 1.3 Les limons

Les limons, constitués de silt, de loess et de, possèdent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations. [3]

### 1.4 Les marnes

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories : - les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ; - les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %. Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement de la chaux avec les marnes argileuses ; de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites ; et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux. Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis. Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est due à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles...etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air

(retrait, fissuration désagrégation progressive des couches de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques). [3]

## **2. Caractéristiques des sols compressibles :**

Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable.
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés).
- Une résistance au cisaillement très faible.
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années. Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques.

## **3. Comportement des remblais sur sols compressibles :**

### **3.1 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...).

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

### **3.2 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.

### **3.3 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 évoquées précédemment, 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.

### 3.4 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.

#### 3.4.1 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.

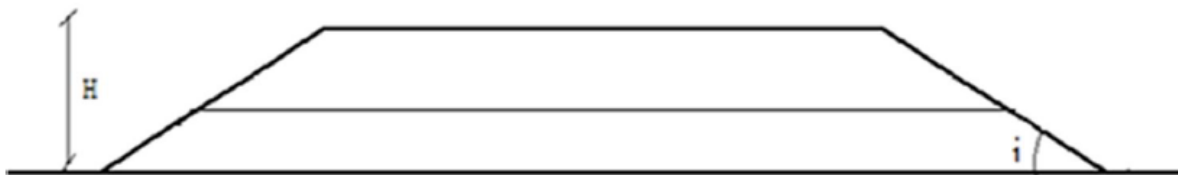


Figure 1. 2 : Caractéristiques géométrique d'un remblai

#### 3.4.2 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.

- **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 :  

$$\text{Tg}(i) = h / b$$
- 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		
	$h \leq 5$ m	$5 \leq h \leq 10$ m	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

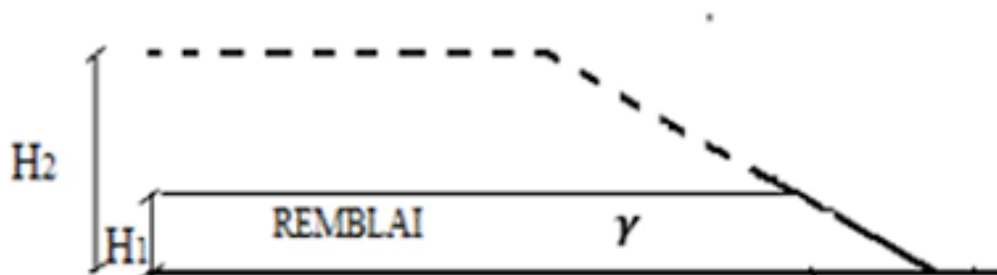
- **L'épaisseur des couches de remblai :**

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 :  $\Delta C_u = \gamma H_1 \cdot \text{Tg } \phi C_u$

On déterminera la hauteur suivante  $H_2$  en utilisant :

$$H_2 = (\pi + 2) / \gamma F(C^{(0)} + \Delta C_u)$$

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



**Figure 1. 3 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.

- **Hauteur totale du remblai à construire :**

Le GTR 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 :  $R_t = H_r \cdot 100 / (100 - T)$

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 Pour la surcharge.

T : pourcentage de tassement prévu.

### 3.4.3 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 [4]

- **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 [5]Figure 1.4)



**Figure 1. 4 Rupture par poinçonnement**

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles.

- **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 [5]. 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 [5].

- **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. 5 Rupture rotationnel avec fissuration**

### **3.5 Stabilité des remblais sur sols compressible :**

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités :

- Des instabilités de Capacité par poinçonnement de la couche de sol mou (l'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.)
- Des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied. La plupart des ruptures sont de type « rotationnel ». Toutes les instabilités se produisent « à court terme », pendant les travaux de construction du remblai (ou d'excavation en pied de remblai...). Pour évaluer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles, il faut déterminer la résistance du sol à court terme (cohésion non drainée). La construction par étapes, qui joue sur l'augmentation de la résistance du sol au cours du temps sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes. [2]

### **3.6 Tassements**

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de  $F = 1,5$  dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très

longues périodes. Dans les conditions usuelles, 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 ou de fluage. 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. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale. Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient « recharger » le remblai pour le ramener à son niveau théorique. Le procédé de « pré chargement » ou de surconsolidation du sol (application pendant les travaux de construction d'une charge supérieure au poids final du remblai et de ce qu'il porte) est l'une des techniques permettant de contrôler ce processus. Les amplitudes finales du tassement sont en général déduites d'essais de compressibilité à l'œdomètre. Le tassement total est habituellement supérieur de 10 à 20% au tassement déduit de la courbe de compressibilité œdométrique, ce qui correspond aux effets du fluage et des mouvements horizontaux du sol. Toutefois, dans les sols hétérogènes comportant des alternances de sols sableux et argileux, les essais réalisés sur la partie la plus argileuse des carottes peuvent donner une image pessimiste de la déformabilité des sols et aussi de sa perméabilité. Les variations de la pression interstitielle dans les sols compressibles sous les remblais accompagnent les tassements de consolidation et permettent de contrôler l'état des contraintes effectives dans le sol et donc sa résistance. Elles peuvent aussi être utilisées pour contrôler la stabilité du remblai pendant les travaux de construction. 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. En cas de construction du remblai par étapes avec des tassements importants à chaque étape, il faut se préoccuper de la largeur de la plateforme du remblai à chaque étape : une analyse géométrique montre que, pour obtenir la largeur souhaitée du remblai en fin de construction, il ne faut pas définir chaque étape en découpant en tranches horizontales le profil théorique du remblai, mais raidir les pentes des talus ou construire le remblai sur une emprise plus large. Si cette précaution n'est pas prise, la plate-

forme finale est trop étroite et doit être élargie, ce qui est à la fois difficile à réaliser et coûteux [2]

### 3.7 Mouvements horizontaux

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants [4]

### 3.8 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance. Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas. Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin. [4]

Les sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

- Leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;
- Ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;
- Leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements). La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs

de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressible [4]

#### **4. Conclusion**

De ce premier chapitre, une étude bibliographique a été réalisé sur les sols compressibles et leurs défèrent types dans un premier lieu, et ensuite on a parlé du Comportements et caractéristiques des remblais sur sols compressibles. On a conclu dans ce chapitre que la réalisation des remblais sur sol compressible pose beaucoup de problèmes de stabilité et de tassement et doit subir un traitement pour améliorer son comportement.



## **CHAPITRE II : techniques de renforcement et de stabilisation des sols compressibles**

## 1. Introduction :

La technologie dans les derniers siècles est très développée et aussi la géotechnique qui marche en parallèle avec les nouveautés de la technologie. Dans une situation où la capacité portante d'un sol est médiocre, est-ce que la bonne solution est seulement de changer le site ?

La réponse de la technologie et la géotechnique dite que non. Parce qu'il y a des méthodes de renforcement de sol afin d'améliorer les caractéristiques de ce sol et on trouve :

- Les renforcements souples : on peut citer : la terre armée, les géotextiles, les géomembranes, les géo-grilles, le tex sol...
- Les renforcements rigides : on peut citer : le clouage, les colonnes ballastées, les colonnes en sol stabilisé.

Les différentes techniques de renforcement de sol ont été élaborées pour les besoins et les nécessités de l'ouvrage à renforcer, pour améliorer les caractéristiques intrinsèques des sols par incorporation d'éléments de renforcement peut être obtenue, soit par des procédés physico-chimiques, techniques qui consistent à traiter les sols par l'ajout des liants par exemple la chaux ou le ciment, soit par association à la terre de matériaux possédant de meilleures caractéristiques mécaniques.

## 2. Les renforcements souples

### 2.1. La terre armée

La technique des terres armées a été mise au point en 1963, le premier ouvrage en terre armée est un mur construit en 1965, dans les Pyrénées. On compte, aujourd'hui, plus de dix mille ouvrages dans le monde. L'année 1987 aura vu l'introduction de cette technique en Algérie avec la réalisation de quatre échangeurs dont les culées sont en terre armée, dans le Wilaya de Boumerdes.



**Figure 2. 1 Un mur en terre armée [6].**

### **2.2. Les géo membranes**

Les géo membranes sont des membranes synthétiques minces souples et étanches, utilisées surtout pour étancher des bassins, barrages, canaux et plus récemment, les dépôts des déchets toxiques. On note également l'existence de matériaux composites géotextiles – géo membranes, ces matériaux sont employés dans l'ouvrage de retenus d'eau, afin d'augmenter la résistance à la traction et au poinçonnement de ces derniers.



**Figure 2. 2 La Réalisation des géomembranes [7]**

### **2.3. Les géogrilles**

Ce sont des grilles dont les dimensions des ouvertures varient de quelques millimètres à quelques centimètres. Elles sont souvent utilisées dans le renforcement des massifs, au même titre que les géotextiles. Ces inclusions peuvent être en métal ou en plastique rigide, et ont pour rôle de limiter les déformations latérales des remblais. L'une des particularités du renforcement

d'un sol par géo synthétiques et que, à la différence de la terre armée par exemple, les capacités e résistance de ces nappes intercalées dans le sol ne sont pleinement mobilisées qu'au terme d'une phase où ils ont subi des déformations importantes. C'est d'ailleurs cette particularité qui rend délicate l'utilisation des méthodes classiques de calcul de stabilité des ouvrages ainsi renforcés.



**Figure 2. 3 Les Géogrilles [8]**

#### **2.4. Le tex sol**

C'est une technique de renforcement qui consiste à associer à un matériau sol des éléments continus souples, pour obtenir un mélange tridimensionnel de fils et de particules solides.



**Figure 2. 4 La nouvelle technologie de tex sol [8]**

#### **2.5. Le platerre**

Le procédé « platerre » est un procédé de renforcement des sols par des nappes de déchets plastiques. La technique consiste à mettre des nappes horizontales de déchets plastiques dans

les remblais au cours de leur construction, dans le but d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et ainsi d'en raidir leur pente. Les matières plastiques proviennent généralement de rejets industriels et d'ordures ménagères.

## 2.6. Le géotextile

Les géotextiles sont des matériaux où produit textile se présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques, perméables, souples, résistantes, filtrantes, possèdent des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre à des usages différents. Il est constitué de fibres synthétiques obtenues par filage puis étirage de polymères fondus, le plus souvent du polypropylène ou des polistes. Le diamètre de ces fibres est d'environ 10 à 30 micromètres. Certains géotextiles sont cependant constitués de bandelettes sont alors obtenus non par filage, mais par découpage de films puis étirage. Ces bandelettes sont alors en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur Il y a deux grandes familles de géotextiles : - Les non-tissés. – Les tissés.

- Les géotextiles non-tissés Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liée par différents procédés mécanique, thermique ou chimique.
- Le tissage correspond à l'entrecroisement de deux nappes des fils ou de bandelettes perpendiculaires. Certains modes de tissage particuliers peuvent comporter plus de deux nappes de fils.
- Géotextiles composites. Le tissage correspond à l'entrecroisement de deux nappes des fils ou de bandelettes perpendiculaires. Certains modes de tissage particuliers peuvent comporter plus de deux nappes de fils. Les tissés de bandelette permettent d'obtenir de bonne résistance à la rupture et sont toujours très homogènes. [9]. Ils sont des matériaux qui combinent deux ou plusieurs procédures de fabrication. Les géotextiles composites les plus courants sont formés par un mat non-tissé qui a été lié par aiguilletage sur un ou sur les deux côtés d'un filet tissé.
- Produits apparentés : Ces produits sont généralement très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Une géogrille est une structure plane, à base polymère, constituée par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais...etc. Il y a deux types de géogrilles :

- Géogridde uni axiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre



Figure 2. 5 Géogridde uni axiale [6, 7]

- Géogridde bi axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal. (Baziz.2012)

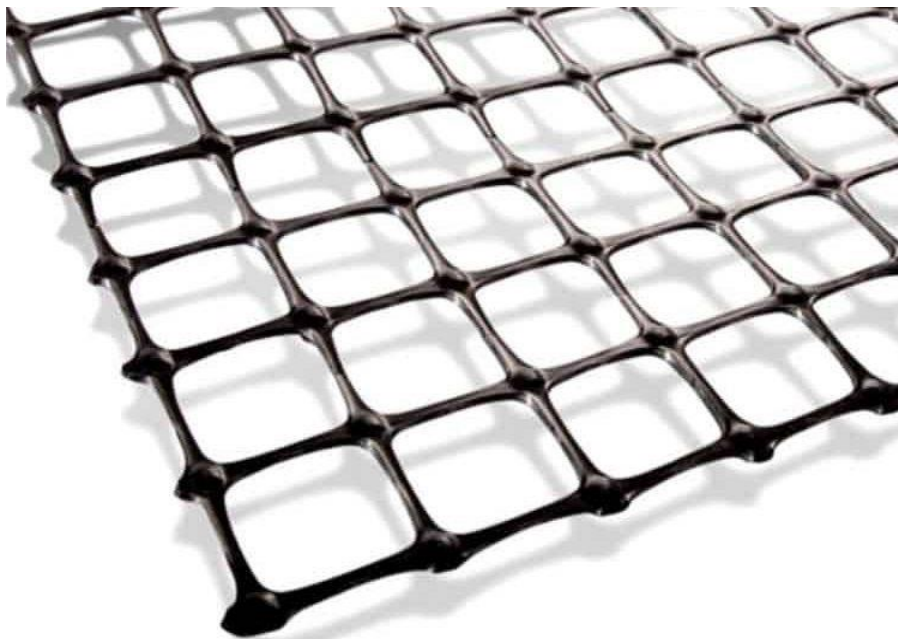


Figure 2. 6 Géogridde bi axiale [8].

Les géo synthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétique spécialement fabriquée pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport. ([8]).

Pour une géo synthétique, on distingue les fonctions principales suivantes :

- Séparation
- Filtration



- Drainage
- Renforcement
- Etanchéité
- Contrôle de l'érosion
- Protection

Dans certains cas, la géo synthétique peut remplir une double fonction

### 3. Pré chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fin et surtout argileux. Pré chargement, en essayant d'obtenir par avance une partie au moins des déformations de fluage

#### 3.1 Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $p_f$  augmentée éventuellement d'une surcharge  $p_s$  qui assure tout ou partie des effets suivants :

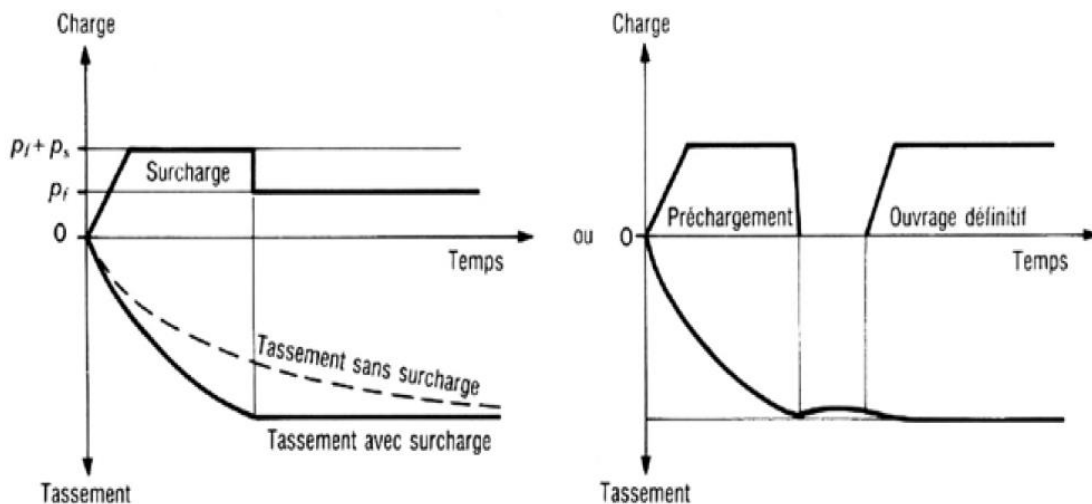


Figure 2. 7 Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements [9]

Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre

ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;

- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

### 3.2 Surcharge en terre

Lorsqu'un projet est déterminé, on met en place sur le terrain un volume de remblai correspondant à la future charge de l'ouvrage. Sur des sols saturés à très faible perméabilité, ce procédé va permettre l'évacuation de l'eau interstitielle du terrain. La qualité du tassement est directement proportionnelle à la durée du pré chargement. De plus, la lenteur des phénomènes permet le déchargement du terrain pendant la construction sans risque de gonflement et de retour à l'état initial du terrain (phénomènes élastiques). Lors de la mise en place de ce procédé, une couche de sable est préalablement installée pour épouser les déformations du sol sous-jacent et contribue à l'évacuation de l'eau qui peut arriver à la surface. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le pré chargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau. Avec un repère préalablement fixé, on mesure régulièrement le tassement du sol et, lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, on peut décharger et exécuter la construction des fondations superficielles. En général, si la hauteur du mauvais terrain dépasse 5 mètres, on prévoit après le chargement un système de fondation en radier car il reste des risques de tassement différentiels.

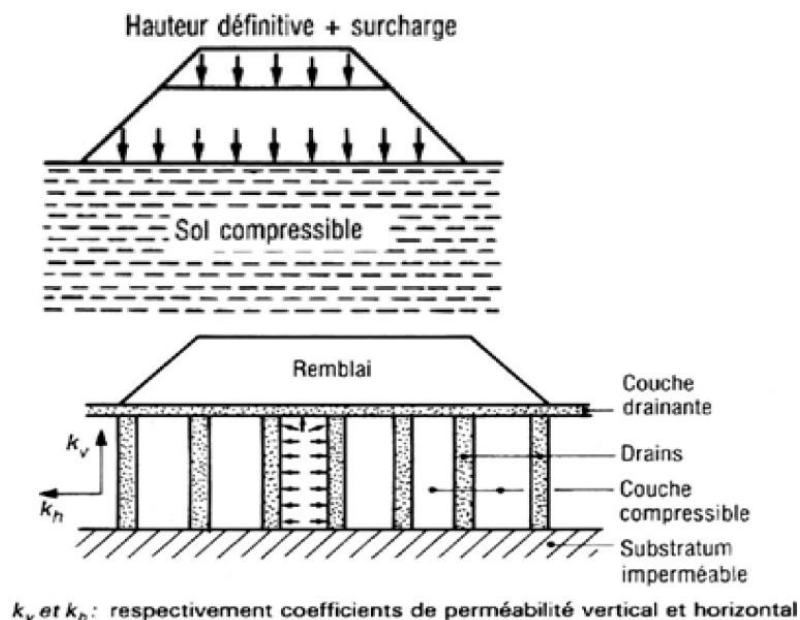


Figure 2. 8 Principe de la surcharge en terre



### 3.3 Consolidation atmosphérique

C'est une variante du pré chargement par du remblai. Cette méthode est de type isotrope. Elle permet une amélioration des caractéristiques du sol et la rupture et le fluage latéral sont impossibles. Le terrain est recouvert par une membrane étanche sous laquelle on fait le vide : le sol est ainsi chargé par la pression atmosphérique. Ce système est toujours couplé à un réseau de drainage vertical et parfois horizontal.

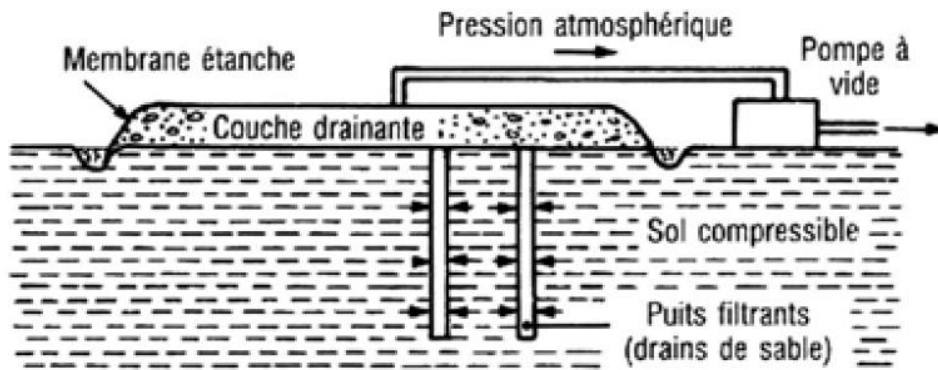


Figure 2. 9 Système de consolidation atmosphérique

### 3.4 L'inondation

Une digue en terre est édifée autour de la zone à surcharger et le bassin ainsi créé est étanché par une membrane souple (élastomère ou plastique armé) puis rempli d'eau. Ce système nécessite une hauteur d'eau deux fois supérieure à la hauteur de remblai qui aurait été nécessaire, c'est pourquoi cette méthode est intéressante que si l'eau est gratuite et à faible distance (eau de mer par exemple)

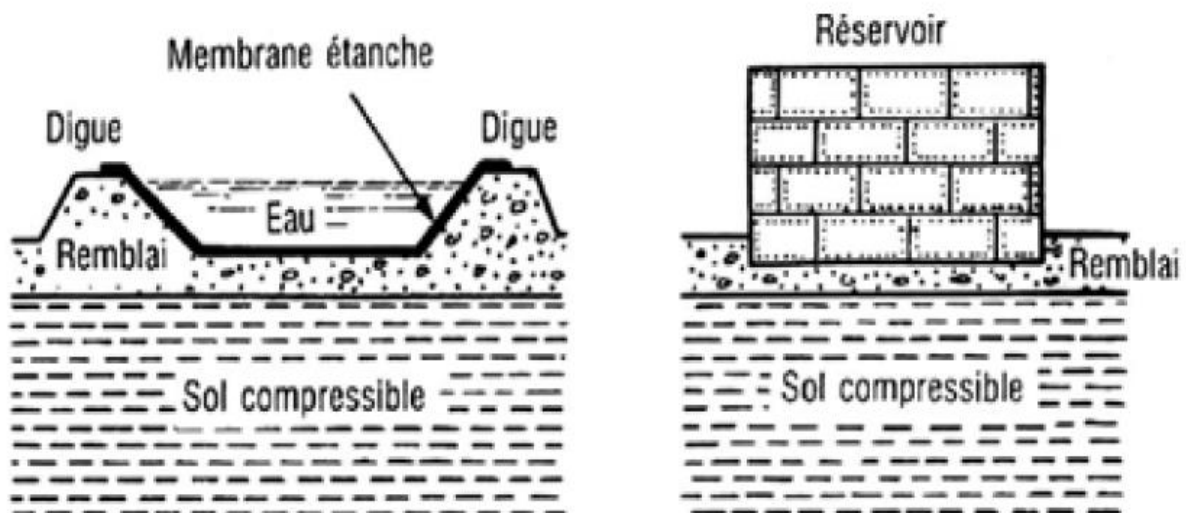


Figure 2. 10 Système pour les zones inondées

### **3.5 Paramètre d'exécution**

Lors de l'exécution du projet après un pré chargement, il faut tenir compte de la décompression des terrains entre les points d'appuis de l'édifice en intégrant, par exemple, des petits vides sanitaires (hauteur décimétrique).

Pour tous les travaux de chargement dont la durée est mensuelle, il faut prendre des précautions avec le mouvement annuel des nappes. La qualité du tassement sera différente en fonction de la hauteur du niveau piézométrique. Le contrôle de l'amélioration du sol est réalisé en général au moyen d'essais au pénétromètre ou au pressiomètre régulièrement répartis sur le site, et comparés à des essais réalisés avant traitement dans les mêmes zones. On peut aussi contrôler l'augmentation de la densité du sol en réalisant des diagraphies

## **4. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol**

### **4.1 Description et principe de fonctionnement**

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation, cette seconde application ne rentrant pas dans notre cadre d'étude. Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques : mécaniques, hydrauliques, avec ou sans air..., on trouve les dénominations suivantes :

- Jet Grouting,
- Soil Mixing,
- Deep Cement Mixing (DCM),
- Deep Soil Mixing (DSM),
- Lime Columns (LC) & Lime Cement Columns (LCC)

### **4.2 Domaines d'application**

La stabilisation de sols au ciment trouve son application tant pour les couches de surface que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous-couche de fondation ou de la sous-couche de routes et chemins de toute nature.

On l'utilise également pour d'autres surfaces de circulation, telles que :

- Les chemins ruraux, pistes cyclables ou chemins pour piétons,

- Les aires de trafic sur les aéroports,
- Les sites industriels,
- Les sols de halls,
- Les dalles de fondation,
- Les terrains de sport, etc.

Dans le secteur de la construction ferroviaire, la stabilisation des sols au ciment se pratique par exemple pour réaliser une plate-forme.

### **5 Conclusion :**

Dans ce chapitre on a présenté les méthodes et les techniques le plus utilisé en pratique pour l'amélioration des sols, et leur classification selon les techniques employées, ainsi que les types de sols pour lesquels elles sont adéquates. Pour choisir la méthode on doit savoir le projet, la nature et la qualité du sol. Dans les chapitres à suivre, on va se concentrer sur la méthode de pré chargement.

**CHAPITRE III : Étude de cas de projet de la  
pénétrante du port de Bejaia vers l'autoroute est-  
ouest**

## 1. Introduction :

La wilaya de Bejaïa est un pôle économique et touristique important, elle a connu c'est dernière année une augmentation phénoménale de trafic, et le réseau routier devient saturé, parmi les causes principales on a :

L'importance économique du port : la marchandise qui rentre quotidiennement et qui est transportée par route.

- Les zones industrielles : les zones industrielle (Bejaïa, Akbou et El-kseur) ont beaucoup développé (développement de la commercialisation, donc augmentation du taux de transport) tout en gardant le même réseau routier et le même mode de transport (transport routier).
- Le parc automobile : le nombre de véhicule a augmenté de façon exponentielle durant ces dernières années, et les autres modes de transport sont très en retard (la voie ferre par exemple).
- Trafic externe : en période estivale

Dans le cadre du développement durable à l'horizon 2025 tracé par le ministère des travaux publics et des transports, une pénétrante de 100 km devisé en trois sections (Section 1 : 21,4km « port de Bejaia-El kseur », Section 2 : 26km «El keur-Akbou », Section 3 : 52km « Akbou-Ahnif ») relie le port de Bejaïa à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif, et qui va traverser plusieurs ville importante de la wilaya, va être réalisé.

Le problème de la pénétrante de Bejaïa c'est qu'on n'a pas le choix lors de la conception du tracé, c'est-à-dire qu'on a un seul fuseau qui est la vallée de la Soummam, et c'est l'unique possibilité pour faire passer la pénétrante, on plus de ça on est en présence d'un oued qui s'appelle oued Soummam.

Cette vallée est localisée au centre nord-est de l'Algérie, en Kabylie, et à mi-chemin entre Alger et Constantine. Elle dessine un étroit sillon d'orientation SW-NE, qui s'interpose entre les massifs montagneux du Djurdjura à l'ouest et son prolongement vers le nord-est par le chaînon d'Aghbalou – Gouraya, et des Bibans au Sud et leur prolongement vers l'Est par les Babors. La partie amont est prise comme étant le début d'oued Soummam à partir de la confluence d'oued Boussellam et l'oued Sahel, située à 2 km au sud-ouest de la ville d'Akbou et la terminaison aval est représentée par l'embouchure de la Soummam, située à la périphérie Est de la ville de

Bejaïa, et les agglomérations qui ont rendu les choses encore plus difficile et le fuseau qui ce rétrécie d'avantage.



**Figure 3. 1 pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaïa a l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif**

Dans la section N°1, port de Bejaïa - El kseur (PK0 au PK21.400), l'oued Soummam s'écoule du sud au nord, et la RN75, la RN12 et la voie ferrée existent. A proximité des routes existantes, les habitations et les installations industrielles sont dispersées, et on peut trouver les infrastructures importantes telles que le port de Béjaïa, le terrain de Sonatrach, l'aéroport et la zone industrielle d'El kseur.

La section N°1 va obligatoirement passer sur une zone marécageuse, terre agricole constitué de nappes telliennes et d'alluvions quaternaires.

Dans cette section on n'a pas un problème géométrique mais plutôt un problème géotechnique, Cependant, Le présent mémoire est réalisé dans le cadre de l'étude géotechnique, on va étudier le problème de la stabilité des remblais qui vont être réalisés sur le sol compressible entre le PK12.800 au PK14.480





Figure 3. 2 trace en plan de section N°1 « port de Bejaïa - El kseur »

## 2. Présentation des caractéristiques de tracé

### 2.1 Tracé en plan

Les caractéristiques de trace en plan sont les suivantes :

- L'ouvrage traverse une zone marécageuse agricole

Il coupe plusieurs cours d'eau ce qui implique l'installation des ouvrages d'assainissement suivant :

PK 13+132.5, dalot de 4x4m

PK 13+505.3, buse de  $\Phi=1.2\text{m}$

PK 13+799, 2 buses de  $\Phi=1.5\text{m}$

PK 14+041.6, 2 buses de  $\Phi=1.5\text{m}$

PK 14+178, dalot de 4x4m

PK 14+300, buse de  $\Phi=1\text{m}$

PK 14+480 Ouvrage d'arts

- Il passe à proximité d'oued Soummam au niveau du PK 13+700
- L'ouvrage a une longueur de 1680m, et il est constitué de trois courbes :

1ere courbe : PK 12+800 au PK 13+140; L=340 m ; R=2000 m

2ème courbe : PK 13+140 au PK 14+412; L=1272 m ; R=1000 m

3ème courbe : PK 14+412 au PK 14+480; L=68 m ; R=5000 m

## 2.2 Profil en long

Le tronçon routier à étudier se trouve dans un endroit plat, et inondable à cause de la présence D'oued Soummam, c'est pour cela qu'il faut traverser cette zone en remblais afin de protéger la chaussée. Les pentes de la chaussée sont très faibles (pour assurer le ruissellement des eaux Pluviales) de l'ordre 0.5 %.

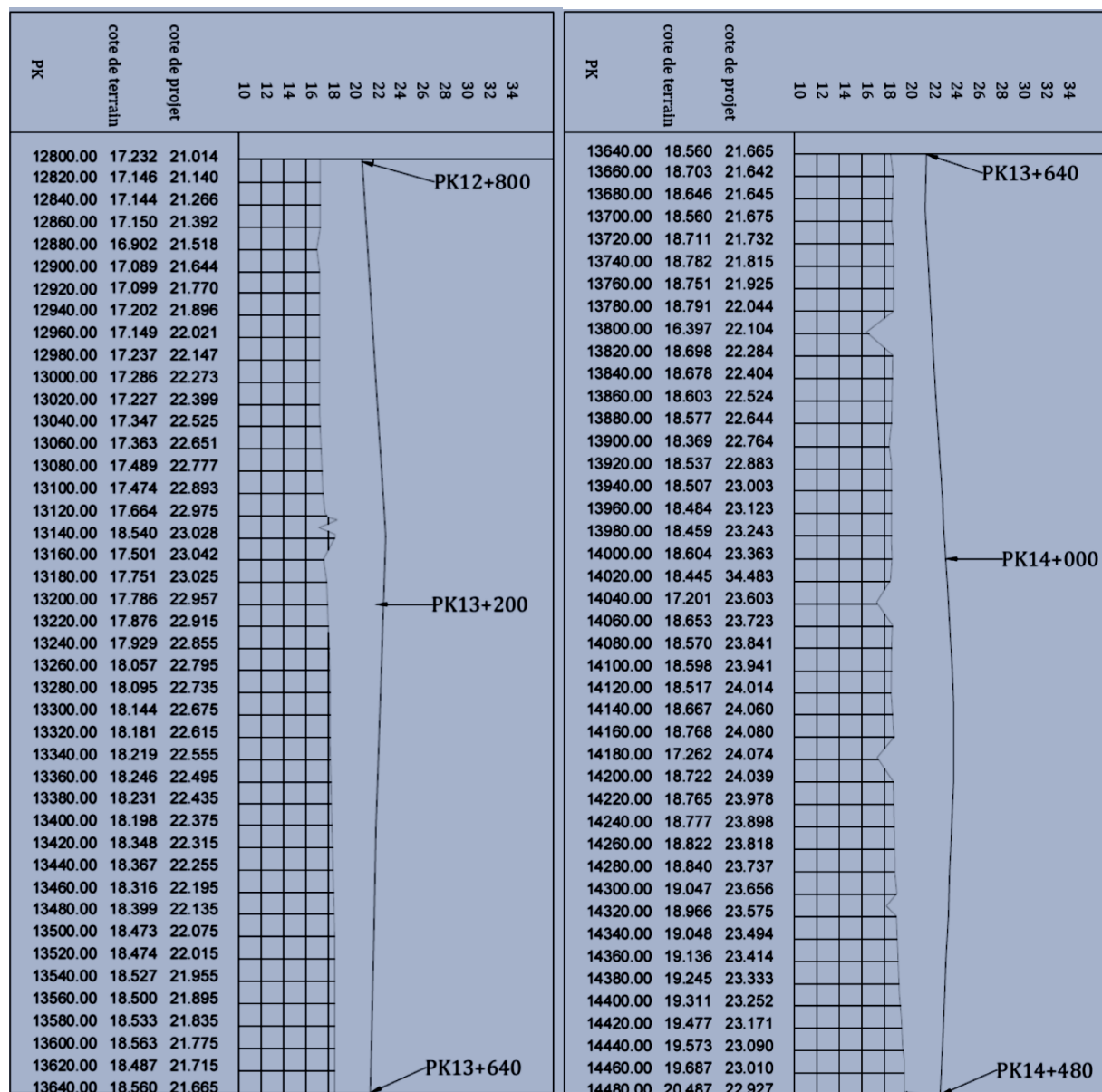


Figure 3. 3 profil en long de l'ouvrage du PK12+800 au PK13+640 et du PK13+640 au PK14+480

## 2.3 Profil en travers

La chaussée est 2x2 voies pouvant être élargie à 2x3 voies, qui passe entièrement en remblai,



Donc on a un seul profil en travers type symétrique, c'est seulement la hauteur (H) de remblais qui varie entre 2.90 et 5.27 m.

Les caractéristiques du profil en travers type sont représentées dans la figure

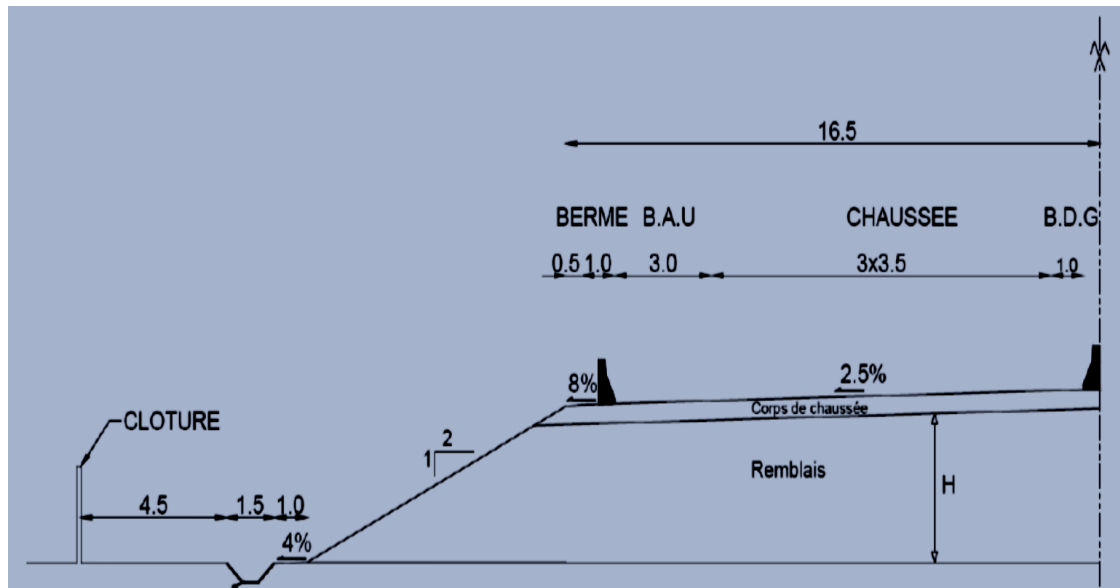


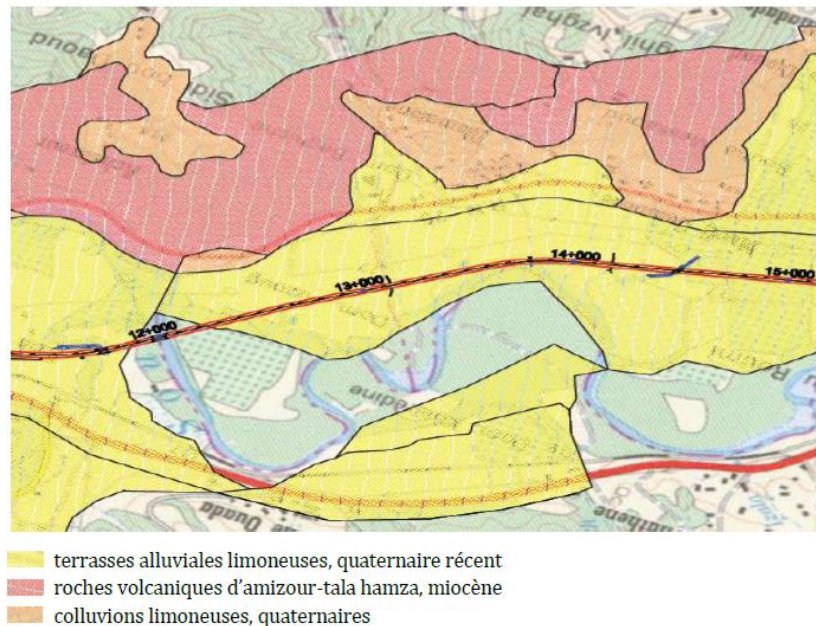
Figure 3. 4 profil en travers type

### 3. Présentation des caractéristiques géologiques

La vallée Soummam qu'on a traversée est délimitée par deux domaines géologiques

- La chaîne de hellata, au Nord de la vallée Soummam
- La chaîne de BABORS au Sud de la vallée Soummam

L'érosion de ces deux chaînes a causé la formation des alluvions limoneux du quaternaire récent



**Figure 3. 5** carte géologique de la zone d'étude

### Définition des alluvions

Les alluvions sont des dépôts sédimentaires détritiques déposés généralement dans un cours d'eau, par les courants, et composés de particules de taille variable : galets, graviers, sables, limons, selon l'intensité de l'érosion {l'origine de leur formation. Cela conduit fréquemment {une stratification oblique ou entrecroisée.

Dans notre cas on a des alluvions limoneuses récentes qui ont des caractéristiques géotechniques suivantes :

- Perméabilité très faible, Difficulté de rabattement
- Résistance mécanique faible, Très faible portance
- Coefficient de consolidation faible, Déformations différées
- Présence de tourbe, Fluage

### 4. Présentation des caractéristiques hydrologiques

« Les données hydrologiques sont extraits du rapport APD de l'étude hydrologiques et hydrauliques de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'AEO au niveau d'ahnif sur 100 km »

#### 4.1 Description de la zone d'étude

Le bassin de la Soummam est constitué d'un riche réseau hydrographique dont l'exutoire est le golfe de Bejaïa. Le linéaire du principal oued, en l'occurrence la Soummam, est de 226 km. Il est considéré comme étant son système de drainage principal.

Le Sahel, qui prend sa source dans les régions d'Ain Bessam et de Sour El Ghozlane grâce aux deux affluents : oued Eddous long de 85 km et oued Ziane long de 54 km, devient la Soummam au niveau d'Akbou à la confluence de l'oued Boussalam d'une longueur de l'ordre de 144 km, qui prend quant à lui sa source dans le plateau sétifien.

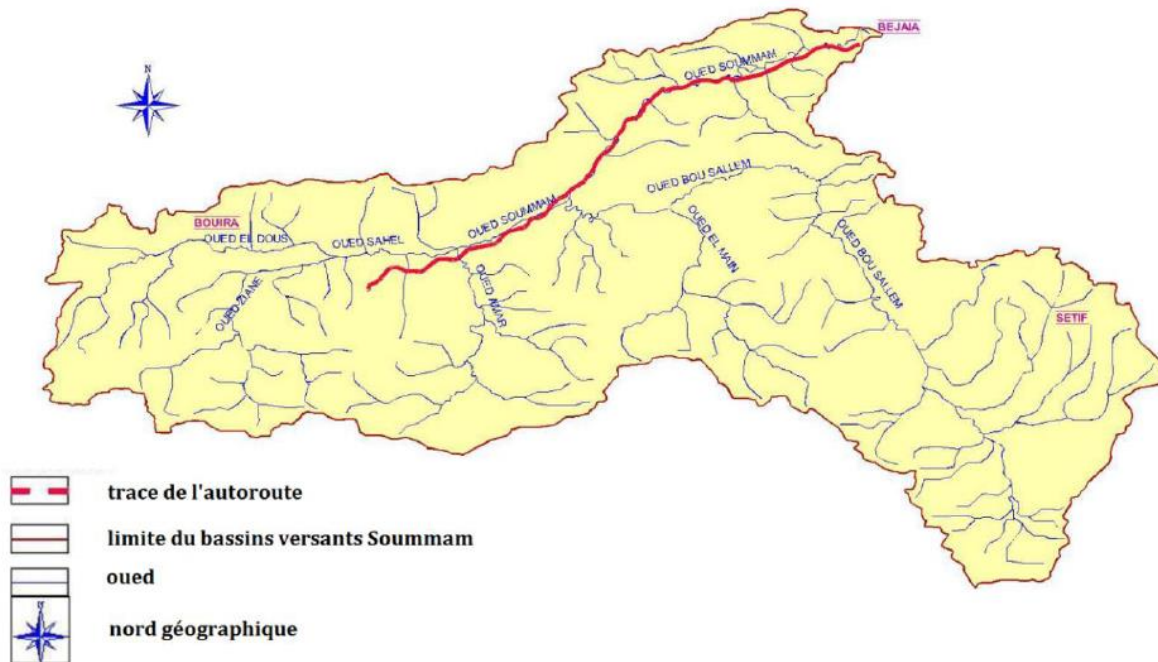


Figure 3. 6 Réseau Hydrographique de la wilaya de Bejaïa [10]

#### 4.2 Historique des inondations dans la région de Bejaïa

Les crues exceptionnelles ayant provoquées des inondations sont celles des années : 1957, 1967, Décembre 2002, avril 2003, Octobre 2007, Septembre 2012. Le choix d'une crue de temps de retour 100 ans n'est pas excessif au regard de l'enjeu en vies humaines et en bien matériels, ce choix peut même être considéré comme un minimum.

Or pour une telle crue, les hauteurs d'eau sur la zone dépassent fréquemment les 2m. Il est à noter que de telles hauteurs ont été dépassées sur le secteur à urbaniser, en 2002 notamment. En moyenne les hauteurs d'eau sont comprises entre 1 et 2m.

#### 4.3 Données Climatologiques

##### 4.3.1 Température

Les températures moyennes mensuelles relevées sur 41ans de 1970 à 2010 sont représentées par le tableau 3.1

**Tableau 3. 1 Moyennes mensuelles des températures dans la région de la basse vallée de la Soummam [11]**

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

### 4.3.2 Zones climatiques

Le tronçon étudié se trouve dans une zone Climatique subhumide plus humide, s'étend sur les terrains montagneux de la petite Kabylie et sur la partie basse de la chaîne du Djurdjura

### 4.3.3 Précipitation

La pluviométrie a été mesurée à partir des deux stations qui sont proches de notre tronçon routier (station de Bejaïa et d'El-kseur), Les traitements statistiques des séries d'observations ont donné les résultats qui sont présentés dans le tableau 3.2

**Tableau 3. 2 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

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

## 5. Sismicité de la zone d'étude :

D'après le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (RPOA-2008) notre projet se situe dans une zone de moyenne sismicité IIa.

## 6. Reconnaissance géotechnique :

### 6.1 Reconnaissance géotechnique du sol support

La reconnaissance géotechnique du sol est une opération qui consiste, grâce à des mesures issues d'essais normalisés, à déterminer leur nature et à dégager ses caractéristiques physiques, et pour cela on doit déterminer :

- Les paramètres de nature qui sont intrinsèques au sol et traduisent les propriétés physiques de ce sol et de ses phases indépendamment de l'aspect durée.
- Les paramètres d'état qui donnent, à un instant donné, la répartition des phases d'un sol entre elles et l'arrangement des grains de la phase solide.
- Les paramètres de comportement mécanique qui apparaissent dans les lois de comportement du sol, c'est-à-dire les relations entre contraintes et déformations dans différents domaines.



Figure 3. 7 creusement du puits de reconnaissance PM14

### 6.2 Essais au laboratoire

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol support au laboratoire 9 sondages carottés ont été effectués le long du tracé, leur profondeur varie entre 10 à 33 m, et aussi 10 sondages au niveau de chaque puits ayant une même profondeur que les puits.

Les échantillons sont soumis en laboratoire, à trois groupes d'essais :

- Essais d'identification
- Essai compressibilité



- Essai de cisaillement

La présence d'une couche superficielle de terre végétale d'épaisseur entre 0.5-1 m et qui est répartie pratiquement sur tout notre tronçon.

- L'existence des couches discontinues de sable grossier d'épaisseur entre 0.7-1.3 m qui ont été remarquées dans quelque zone du tronçon
- Une couche d'argile peu plastique assez fortement à moyennement compressible répartie le long du tracé, son épaisseur varie entre 25 à 27 m
- Un substratum de gravier repéré à une profondeur qui varie entre 27 à 29m

**Tableau 3. 3 récapitulation des résultats d'essai sur les puits**

N° puits	PK	Prof (m)	Description	Compressibilité
PM 13-0	13+000	0~0.5	<b>Terre végétale : brune, humide, meuble</b>	/
		0.5~3.6	<b>Argile peu plastique : jaune-brun, très ferme-dure</b>	Moyennement compressible
BM 13-1	13+118.2 G7.7	0~2.7	<b>Argile peu plastique : brune, ferme- très ferme</b>	Moyennement compressible
BM 13-2	13+804.6 D21.4	0~0.4	<b>Argile peu plastique : brune, homogène</b>	Moyennement compressible
		0.4~1.3	<b>Sable grossière : jaune, sable non pure, contenant peu d'argile, meuble et saturée</b>	/
		1.3~2.8	<b>Argile peu plastique : lividité, ferme, sol non homogène, contenant des concrétions jaune rouillé</b>	Moyennement compressible
PM 13-3	13+424.5 D16.2	0~0.7	<b>Terre végétale : brune, humide, meuble</b>	/
		0.7~3.8	<b>Argile peu plastique : jaune-brun, très ferme-dure</b>	Moyennement compressible
PM 13-4	13+652.2 D23.1	0~0.6	<b>Terre végétale : brune, humide, meuble</b>	/
		0.6~4.6	<b>Argile peu plastique : jaune-brun, ferme-très ferme</b>	Moyennement compressible
PM 13-5	13+882.2 D20.4	0~0.6	<b>Terre végétale : brune, humide, meuble</b>	/
		0.6~4.5	<b>Argile peu plastique : jaune-brun, ferme-très ferme</b>	Moyennement compressible
BM 14-1	14+052 D17.2	0~3.8	<b>Argile peu plastique : jaune, ferme-dure, homogène</b>	Moyennement compressible
PM 14-1	14+110.3 D14.4	0~0.6	<b>Terre végétale : humide, lâche</b>	/
		0.6~3.1	<b>Argile peu plastique : jaune-brun, dure</b>	assez fortement compressible
BM 14-2	14+311.1 D4.9	0~2.7	<b>Argile peu plastique : bariolé, bien mou-mou, sol non homogène</b>	assez fortement compressible
PM 14-2	14+409.9 D1.5	0~0.5	<b>Terre végétale : humide, lâche</b>	/
		0.5~1.2	<b>Sable grossier : jaunâtre, sable inhomogène (argile 10%), consolidation moyenne, humide</b>	/
		1.2~2.3	<b>Argile peu plastique : gris noire, ferme</b>	Moyennement compressible

Tableau 3. 4 récapitulation des essais sur les sondages carottiers

N°	PK	Prof (m)	Description
RSC 12-4	PK12+925	0~1 1~15.6	Terre végétale Argile peu plastique
RSC 13-1	PK13+199.9D3.4m	0~0.5 0.5~25.5 25.5~26.8 26.8~28.9 28.9~33	Terre végétale Argile peu plastique Sable Argile peu plastique Grave
RSC 13-2	PK13+349.6D11.9m	0~1 1~10.5	Terre végétale Argile peu plastique
RSC 13-3	PK13+501.4D20.6m	0~1 1~11	Terre végétale Argile peu plastique
RSC 13-4	PK13+810.7D21.4m	0~0.7 0.7~11	Terre végétale Argile peu plastique
RSC 13-5	PK13+907.7D20m	0~20	Argile peu plastique
RSC 14-1	PK14+046.3D17.5m	0~0.8 0.8~18.2	Terre végétale Argile peu plastique
RSC 14-3	PK14+184.2D10.9m	0~0.7 0.7~27.1 27.1~30.2	Terre végétale Argile peu plastique Grave
RSC 14-4	PK14+306.1D5.1m	0~0.8 0.8~4.0 4.0~4.6 4.6~10	Terre végétale Argile peu plastique sable Argile peu plastique

### 6.3 La nappe phréatique

La profondeur de la nappe phréatique est présentée dans le tableau 3.5.

Tableau 3. 5 Prof de la nappe phréatique

N° Puits	PM 13-0	BM 13-1	BM 13-2	PM 13-3	PM 13-4	PM 13-5	BM 14-1	PM 14-1	BM 14-2	PM 14-2
Prof de la nappe phréatique(m)	3.5	2.3	0.9	3.7	2.6	2.9	3.4	2.6	2.1	1.2
N° sondage	RSC 12-4	RSC 13-1	RSC 13-2	RSC 13-3	RSC 13-4	RSC 14-1	RSC 14-3	RSC 14-4	RSC 13-5	
Prof de la nappe phréatique(m)	1.3	3	3.2	2.6	3	3.2	2.9	1.2	2.1	

#### 6.4 Essai de pénétration au carottier (SPT)

D'après la feuille d'essai on a remarqué :

- Une couche de terre végétale de 0.5 m d'épaisseur.
- Une couche d'argile peu plastique de 25 m d'épaisseur dont le nombre de coup N pour un enfoncement de 30 cm compris entre 3 et 9 coups
- Une couche de sable de 1.3 m d'épaisseur, avec N = 6 coups
- A la fin du sondage se trouve une couche de grave fin avec N = 95 coups

D'après le tableau 3.6 : on a un sol lâche

Tableau 3. 6 compacité du sol

État du sol ID	$I_D$	N
Très lâche	$\leq I_D 0.2$	<4
Lâche	$0.2 < I_D \leq 0.4$	4 ~ 10
Moyennement dense	$0.4 < I_D \leq 0.6$	10 ~ 30
Dense	$0.6 < I_D \leq 0.8$	30 ~ 50
Très dense	$I_D > 0.8$	>50



Tableau 3. 7 récapitulation des essais de pénétration au carottier

N°	PK	Prof (m)	N	compacité du sol
SPT 12-4	PK12+925	0~1	*	Lâche
		1~15.6	4~6	
SPT 13-1	PK13+199.9D3.4m	0~0.5	*	Lâche Moyennement dense Très dense
		0.5~26.8	4~9	
		26.8~28.9	23	
		28.9~33	95	
SPT 13-2	PK13+349.6D11.9m	0~1	*	Lâche
		1~10.5	5~7	
SPT 13-3	PK13+501.4D20.6m	0~1	*	Lâche
		1~11	5~7	
SPT 13-4	PK13+810.7D21.4m	0~0.7	*	Lâche
		0.7~11	4~6	
SPT 13-5	PK13+907.7D20m	0~20	5~10	Lâche
SPT 14-1	PK14+046.3D17.5m	0~0.8	*	Lâche
		0.8~18.2	5~6	
SPT 14-3	PK14+184.2D10.9m	0~0.7	*	Lâche Moyennement dense
		0.7~27.1	4~8	
		27.1~30.2	19	
SPT 14-4	PK14+306.1D5.1m	0~0.8	*	Lâche
		0.8~10	5~8	

### 6.5 Essai pénétromètre dynamique (PDB)

- Position de sondage : PK12+850
- Profondeur d'essai : 15m



- 0-10 : Couche homogène de  $q_d$  inférieure à 50 bars
- 10-15m Augmentation de  $q_d$  (50 à 140bars)

**Tableau 3. 8 récapitulation des résultats d'essai pénétromètre dynamique**

N°	PK	Profondeur	Description
DPT12-4	PK12+850	0~10m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 50 bars
		10~15m	Augmentation de $q_d$ (50 à 140bars)
DPT13-0	PK13+075	0~7.5m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 40 bars
		7.5~15m	Augmentation de $q_d$ (40 à 100bars)
DPT13-2	PK13+274.7D8.8m	0~15m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 90 bars
DPT13-3	PK13+580.5D24.8	0~4.5m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 30 bars
		4.5 ~15m	Augmentation de $q_d$ (30 à 225 bars)
DPT13-4	PK13+729.1D23.4	0~5m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 40 bars
		5 ~15m	Augmentation de $q_d$ (40 à 225 bars)
DPT13-5	PK13+958.6D20.4	0~4m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 40 bars
		4 ~15m	Augmentation de $q_d$ (40 à 190 bars)
DPT14-1	PK14+260.2D8.4	0~3m	Couche homogène de $q_d$ inférieure à 20 bars
		3 ~7m	3~5 : augmentation de $q_d$ jusqu'à 100 bars 5~7 : diminution de $q_d$ jusqu'à 20 bars Donc il y a la présence d'une couche de 4 m d'épaisseur
		7 ~15m	Augmentation de $q_d$ (20 à 170 bars)

#### Synthèse de l'essai

- Présence d'un sol de faible portance.
- Une résistance de pointe qui varie entre 100-200 bars à une profondeur de 15m.
- On a remarqué une hétérogénéité de sol Au niveau de PK14+260.2

- Position de la couche résistante (substratum) n'a pas été identifiée pour les 15 premiers mètres de profondeur

### 6.6 Essai pénétromètre statique (CPT)

Le pénétromètre statique est un essai qui a pour objectif de déterminer l'effort total (résistance par frottement + résistance à la pointe) de manière continue jusqu'à le substratum. Un seul essai a été fait au niveau de PK14+192.2D10.5.

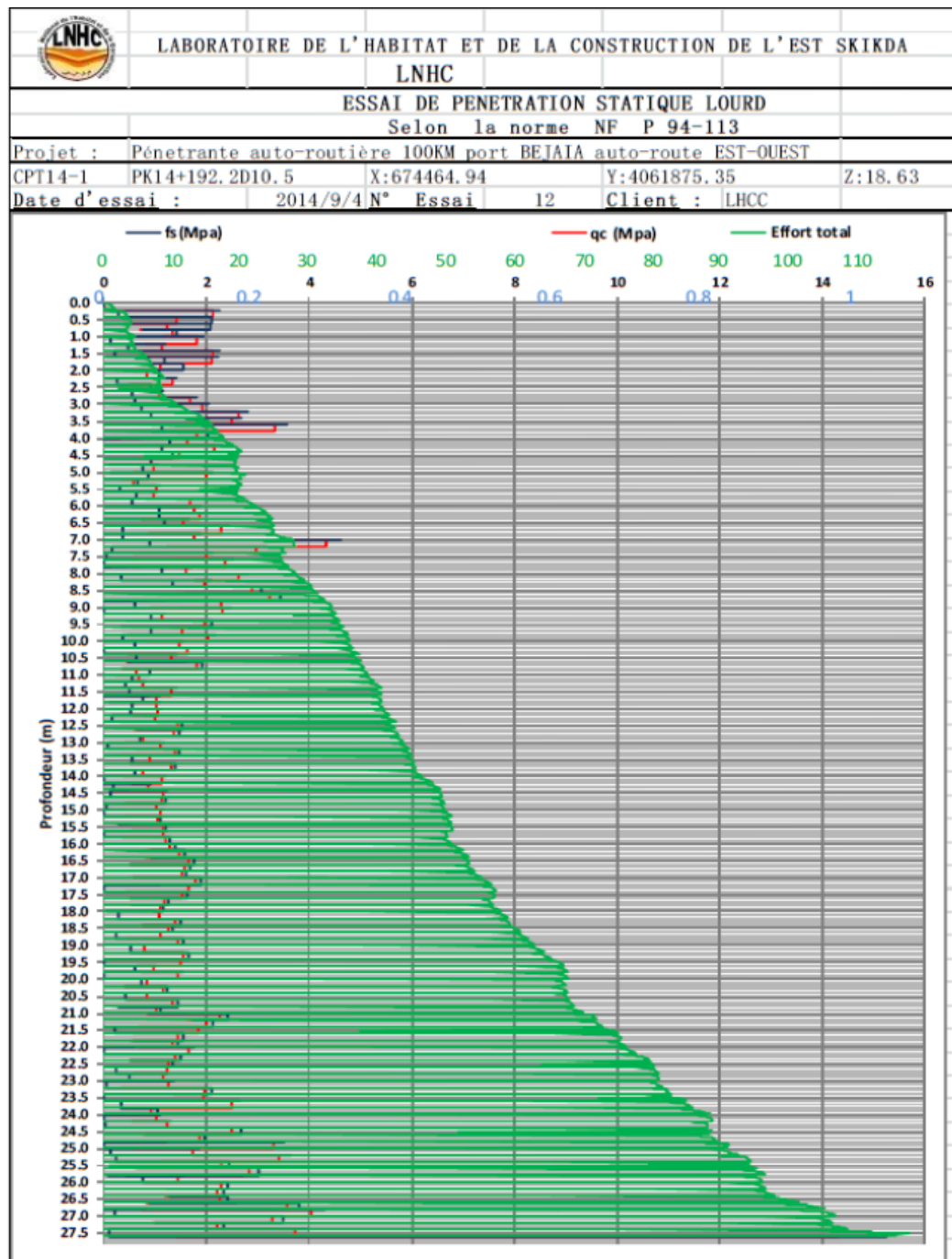


Figure 3. 9 feuille d'essai de pénétration statique

### Synthèse de l'essai

- Le bon sol se trouve à 27.5 m de profondeur.
- L'essai pénétromètre statique nous donne la position du bon sol seulement au niveau d'un seul point (PK14+192.2D10.5).

#### 6.7 Essai pressiomètre de MENARD (PMT)

L'essai pressiomètre de MENARD va nous permettre d'avoir plus de détaille sur les caractéristiques du sol (pression limite Pl, la pression de fluage Pf, module pressiométrique EM, la cohésion non drainée CU) pour le classer, et mieux connaitre la position du substratum le long du tracé.

**Tableau 3. 9 récapitulation des résultats des sondages pressiomètre de MENARD**

N°	PK	Profondeur (m)	description
PMT13-1	PK13+128.0D0.5 m	0~26	Argile moyennement consistant
PMT13-2	PK13+803.50D12.0 m	0~25.5	Argile consistante
PMT13-3	PK14+051.8D8.2 m	0~27.5	Argile moyennement consistant
PMT14-1	PK14+051.8D8.2 m	0~27	Argile consistante
		27~30.5	Grave compact raide
PMT14-2	PK14+311.6D13.4 m	0~21	Argile moyennement consistant
		21~27	Argile consistante
		27~30.5	Grave compact raide

### Synthèse de l'essai

L'essai pressiométrique a fourni les caractéristiques (Pl, EM, Cu) qui nous ont permis de déterminer :

- Une couche d'argile consistante a moyennement consistante d'épaisseur d'environ 27 m
- Un substratum de nature grave compact raide qui se trouve à une profondeur de 27 m

#### 6.8 Etablissement de la coupe géotechnique

Après l'analyse des résultats des essais in situ ainsi que les essais au laboratoire, on peut dire que Les caractéristiques géotechniques des différentes couches rencontrées ont des valeurs proches le long du tracé, c'est pour ça on va prendre des valeurs caractéristiques avec un risque de 5% calculée par la formule suivante :

$$X_{\text{adopté}} = X_{\text{moy}} - 1.65 S/\sqrt{N}$$

Le sol support est constitué des couches suivantes :

- Terre végétale : elle est répartie le long du tronçon avec une épaisseur qui varie entre 0.5 à 1 m
- Couche d'argile peu plastique humide (Ap-h) : elle est située au-dessus de la nappe phréatique d'une épaisseur de 0.5 à 3.2 m

**Tableau 3. 10 les valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche Ap-h**

paramètre	w	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	e	wl	wp	Ip	Ic
unités	(%)	g/cm <sup>3</sup>				(%)	(%)	(%)	
Nombre	26	26	26	26	26	26	26	26	26
max	29.30	2.04	1.63	2.73	1.07	43.60	29.00	19.40	1.49
min	13.80	1.50	1.32	2.69	0.65	27.30	15.00	0.76	0.19
moy	22.49	1.87	1.53	2.71	0.78	35.83	21.17	14.39	0.89
ecart type	3.510	0.119	0.091	0.011	0.115	4.001	3.245	3.555	0.352
Valeurs adoptées	21.36	1.83	1.50	2.71	0.74	34.54	20.12	13.24	0.78
paramètre	<b>GRANULOMETRIQUE</b>								
	2	0.2	0.08	0.02	0.002				
unités	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
Nombre	26	26	26	26	26				
max	100.00	100.00	100.00	67.30	17.30				
min	96.00	74.10	58.90	26.40	5.30				
moy	99.85	96.62	92.68	48.49	10.08				
ecart type	0.784	6.264	12.078	10.162	3.157				
Valeurs adoptées	99.59	94.59	88.77	45.20	9.06				

**Tableau 3. 11 les valeurs moyennes des caractéristiques de compressibilité de la couche Ap-h**

paramètre	COMPRESSIBILITE			200KPa
	Pc (Kpa)	Cc	Cg	Cv (x10-3cm <sup>2</sup> /s)
Nombre	26	26	26	21
max	207.2	0.489	0.1	6.49
min	29.2	0.145	0.002	0.02
moy	110.63	0.20	0.03	4.54
ecart type	43.670	0.067	0.016	1.730
Valeurs adoptées	96.50	0.18	0.02	3.91

**Tableau 3. 12 les valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche Ap-h**

paramètre	CISAILLEMENT						VBS (g)
	Cuu (KPa)	$\phi_{uu}(\circ)$	Ccu(KPa)	$\phi_{cu}(\circ)$	Ccd(KPa)	$\phi_{cd}(\circ)$	
Nombre	13	13	4	4	1	1	3
max	37.5	26.8	28.1	20.6	27.4	20.3	2
min	7.5	10.4	12.5	8	27.4	20.3	1.6
<sup>2</sup> moy	25.98	19.86	19.98	15.20	27.40	20.30	1.73
ecart type	8.760	5.439	6.910	5.371	/	/	0.231
Valeurs adoptées	21.98	17.37	14.27	10.77	27.40	20.30	1.51

- Couche d'argile peu plastique saturée (Ap-sat) d'épaisseur égale à 24 -27 m

**Tableau 3. 13 les valeurs moyennes des caractéristiques physiques de la couche Ap-sat**

paramètre	w	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	e	wl	wp	Ip	Ic
unites	(%)	g/cm <sup>3</sup>				(%)	(%)	(%)	
Nombre	65	60	60	65	60	65	65	65	65
max	29.7	2.04	1.68	2.73	0.942	46.8	26.6	23.2	1.11
min	19	1.79	1.4	2.69	0.624	23.2	11.6	0.49	-0.42
moy	25.98	1.95	1.55	2.72	0.75	37.32	20.72	15.39	0.69
ecart type	2.198	0.050	0.056	0.012	0.066	4.597	3.222	4.713	0.269
Valeurs adoptées	25.53	1.94	1.54	2.71	0.74	36.37	20.06	14.43	0.63
paramètre	GRANULOMETRIQUE								
	2	0.2	0.08	0.02	0.002				
unites	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
Nombre	65	65	65	65	65				
max	100	100	100	68.3	18.2				
min	96	75.5	50.5	22	5.2				
moy	99.79	97.79	95.60	51.45	11.15				
ecart type	0.822	5.996	11.630	11.200	3.543				
Valeurs adoptées	99.63	96.57	93.22	49.16	10.43				



**Tableau 3. 14 les valeurs moyennes des caractéristiques de compressibilité de la couche Ap-sat**

paramètre	COMPRESSIBILITE			200KPa
	Pc (Kpa)	Cc	Cg	Cv (x10-3cm <sup>2</sup> /s)
Nombre	61	61	60	24
max	174.3	0.219	0.048	5.62
min	40.6	0.115	0.017	0.56
moy	120.29	0.17	0.03	2.74
ecart type	31.368	0.021	0.007	1.783
Valeurs adoptées	113.66	0.17	0.03	2.14

**Tableau 3. 15 les valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche Ap-sat**

paramètre	CISAILLEMENT						VBS (g)
	Cuu (KPa)	φuu(°)	Ccu(KPa)	φcu(°)	Ccd(KPa)	φcd(°)	
Nombre	39	39	1	1	5	5	10
max	35	26.3	35.1	13.6	28.3	22.2	2.1
min	4.6	6.5	35.1	13.6	16.2	13.5	1.3
moy	17.84	16.65	35.10	13.60	21.64	18.38	1.88
ecart type	8.554	4.667	/	/	5.812	3.831	0.253
Valeurs adoptées	15.58	15.42	35.10	13.60	17.35	15.55	1.75

- Des couches discontinues de sable de 0.4 à 1.5 m d'épaisseur
- Une dernière couche de grave qui se trouve à une profondeur d'environ 27 m

Une coupe géotechnique longitudinale synthétisante est présentée dans la figure suivante :



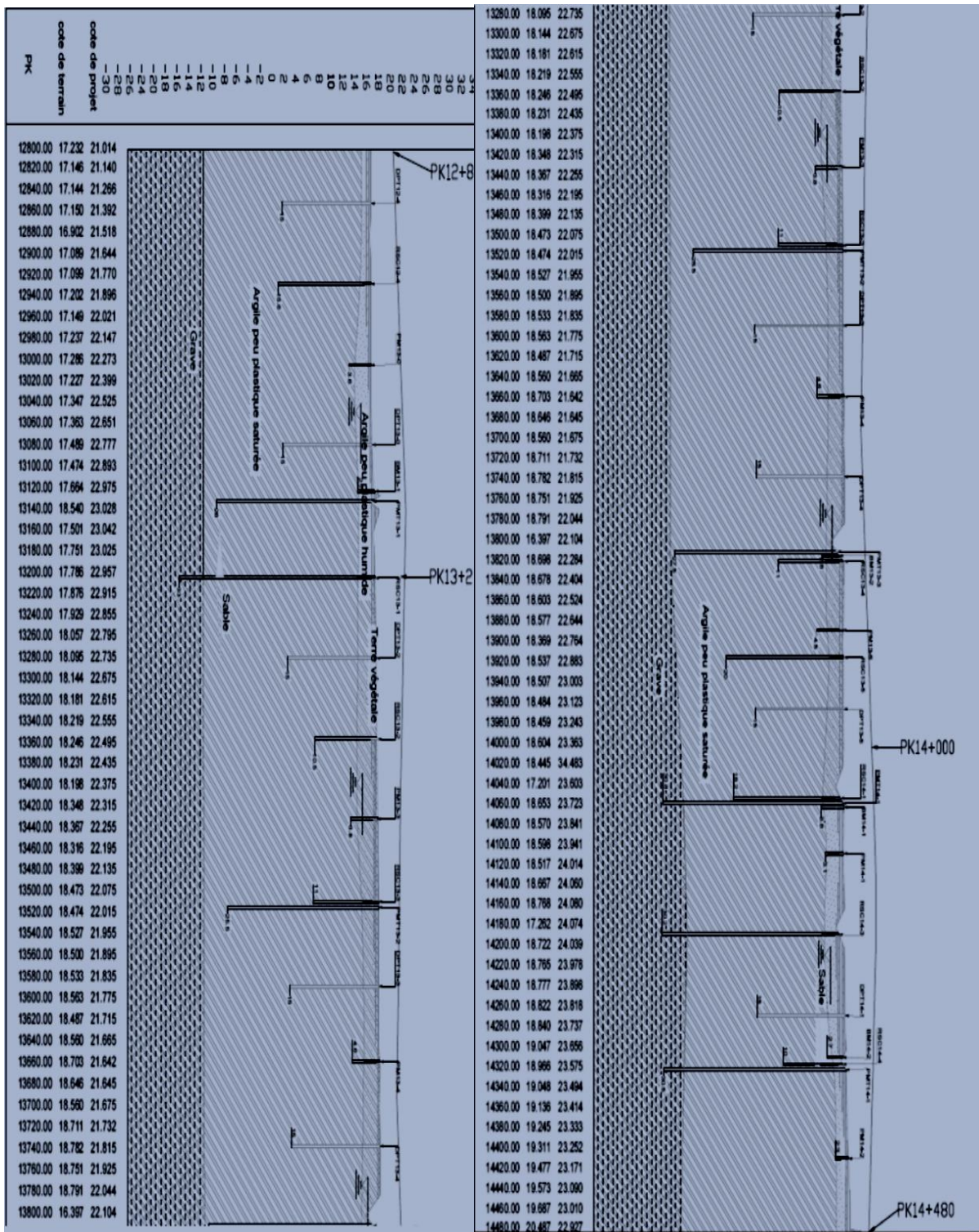


Figure 3. 10 coupe géologique

### 7. Identification de matériau de remblai

L'identification du sol de remblai ne consiste pas seulement à déterminer les caractéristiques du sol mais de faire aussi une étude économique pour pouvoir choisir le gite le plus favorable.

La reconnaissance des gîtes à matériaux consiste à estimer les réserves des matériaux pour remblais et structures des chaussées, et à vérifier l'accessibilité à partir du tracé de la Pénétrante.

Pour définir les caractéristiques des matériaux et leur possibilité d'utilisation pour remblais et structures des chaussées, la conformité des matériaux est évaluée en effectuant des puits de reconnaissance, des prélèvements des échantillons pour les essais au laboratoire.

Donc le but c'est de trouver un optimum entre la qualité des matériaux et l'économie qui est basée essentiellement sur le cout du transport.

- **Gite d'El Maissi**

Un total de trois essais a été effectué pour le gîte d'emprunt 20 et le tableau suivant montre les résultats obtenus par les essais :

**Tableau 3. 16 résultats des essais au laboratoire sur le gite d'El Maissi**

Puit		K1		K2	K3	
Profondeur		0~0.5	0.5~4	0~0.5	0~0.4	0.4~3.5
Matériaux		Limon encroutés	Argile marneuse	Limon encroutés	Limon encroutés	limon argileux sableux
W (%)		2	3	2	3	2
limite d'Atterberg (%)	W <sub>L</sub>	31	43	35	38	34
	W <sub>P</sub>	14	30	20	19	16
	I <sub>P</sub>	17	20	15	19	18
Analyse granulométrique	%2mm	92	93	80	98	94
	%0.08mm	76	84	62	91	89
VBS		-		-	-	-
Proctor normal	Pd (KN/m)	17.26	19.31	18.83	18.27	19.17
	W <sub>opm</sub> (%)	12	12	11.1	10.6	10.3
CBR imb		-	2.42	-	2.06	
IPI		40.92	63.56	-	53.71	55.69
LA		-	-	-	-	-
MDE		-	-	-	-	-
φ <sub>u</sub>		30	-	-	-	-
Cu (Kpa)		47.2	-	-	-	-

**8. Conclusion :**

Après présentation du projet dans ce chapitre, des essais de reconnaissances géotechnique qui vont servir dans la procédure d'analyse et du calcul de la stabilité des remblais ont été réalisés dans la dite section, et qui ont conduits à conclure que le sol support de notre autoroute dans cette section se constitue essentiellement d'un sol lâche et compressible avec des épaisseurs qui peuvent aller jusqu'au 30 mètres ( substratum très profond, réalisation des purge irrationnel), dans la nécessité de l'utilisation de certain techniques de consolidations rapide par pré chargement demeure la plus rationnel et plus logique.

# **CHAPITRE IV : Calcul et analyse du pré chargement**

## 1. Introduction :

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

L'étude de stabilité d'un remblai sur sol lâche vise donc à définir pour celui-ci un mode construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante de coefficient de sécurité en sorte que les déformations de l'ouvrage soit compatible avec le service courant attendu.

L'étude des tassements pour les remblais sur sol compressible est l'un des chapitres les plus important, sachant que dans notre cas en est en présence d'une couche compressible de grande épaisseur et qui est saturé, donc on aura des grandes déformations à court et à long terme.

Dans ce chapitre on va de quantifier et prévoir les tassements qui vont se produire sous ce remblai et d'estimer leur vitesse, pour pouvoir proposer des solutions qui vont permet de régler ces problèmes.

## 2. Etude de la stabilité

### 2.1 Stabilité au 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.

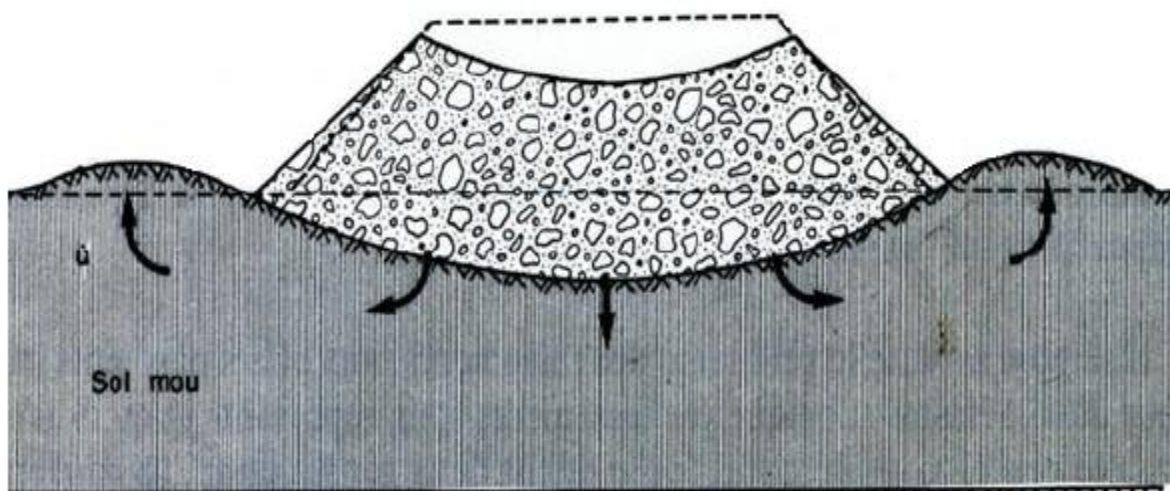


Figure 4. 1 schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle



L'évaluation du coefficient de sécurité  $F$  se fera au niveau de 5 profil choisie de telle façon à avoir la variation de  $F$  le long de l'ouvrage.

La cohésion non drainée : vue qu'on a deux couche argile peu plastique humide ( $A_p-h$ ) en dessus de la nappe phréatique et une couche d'argile peu plastique saturée en dessous de la nappe phréatique on va faire le calcul avec  $C_u$  moyenne donné par la formule suivante :

$$C_u = (C_u(A_p-h) + C_u(A_p-sat)) / 2 = (21.98 + 15.58) / 2 = 18.78 \text{ KN/m}^2$$

- Le poids spécifique du remblai :  $\gamma_r = 18.57 \text{ KN/m}^3$
- La surcharge est évaluée à  $10 \text{ KN/m}^2$

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité  $F$  sont présentés dans le tableau 4.1

**Tableau 4. 1 calcul des coefficients de sécurité**

PK	H (remblai)	h (sol)	B	B/h	Nc	F
12+800	4.78	27.27	42.56	1.56	5.2	0.99
13+170	5.75	28.34	44.5	1.57	5.2	0.84
13+680	3.5	29.12	40	1.37	5.14	1.29
14+150	6.5	25.86	46	1.78	5.3	0.76
14+480	4.93	28.12	42.86	1.52	5.2	0.96

Donc : Il y a un risque de poinçonnement

Pour des raisons constructives la détermination de la hauteur critique 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 :  $h_{r \text{ crit}} = (N_c C_u - 1.5 S_r) / 1.5 \gamma_r$

Donc :  $h_{r \text{ crit}} = 2.96 \text{ m}$

## 2.2 Stabilité au glissement

Les méthodes d'études de 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 possible à la fois du sol de fondation ainsi que le remblai en question, 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).

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité F sont présentés dans le tableau 4.2

**Tableau 4. 2 synthèse des résultats de stabilité au glissement**

	court terme	long terme	long terme +séisme
$F_{min}$	1.74	1.74	1.4
$F_{adm}$	1.3	1.5	1.3
commentaire	stable	stable	stable

Donc : Il n'y a pas un risque de glissement

### 3 Etude des tassements

#### 3.1 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 :

$$S_{\infty} = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat} \quad (\text{Akou, 1995}) \quad \text{Avec}$$

$S_i$  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.

Détermination du coefficient d'influence I

$$I = \frac{a^2(a-a')}{r_H - (a'a)2r'H}$$

**Tableau 4. 3 calculs de coefficient d'influence**

PK	a	a'	H/a	X/a	$r_H$	H/a'	X/a'	$r'_H$	I
12+800	26.060	16.500	1.046	0.000	0.300	1.653	0.000	0.510	0.130
13+170	28.000	16.500	1.012	0.000	0.300	1.718	0.000	0.520	0.145
13+680	23.500	16.500	1.235	0.000	0.400	1.759	0.000	0.520	0.241
14+150	29.500	16.500	0.877	0.000	0.280	1.567	0.000	0.500	0.140
14+480	26.360	16.500	1.067	0.000	0.300	1.704	0.000	0.520	0.129

**Calcul des tassements immédiats  $S_i$**

$S_i = qEB I$  Avec :  $q = \gamma r hr$  ( $\gamma r = 18.57 \text{ KN/M}^3$ )

$E_{\text{ocd}} = 2.3 \sigma_{1+e} Cc$  (Jean & Duy, 1983)

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

$e = 0.74, Cc = 0.17$

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

PK	$h_r$ (m)	q (KPa)	B (m)	I	$\sigma$ (KPa)	E (KPa)	$S_i$ (m)
12+800	4.78	88.76	52.12	0.130	263.16	5850.74	0.10
13+170	5.75	106.78	56.00	0.145	273.48	6080.30	0.14
13+680	3.50	65.00	47.00	0.241	280.14	6228.34	0.12
14+150	6.50	120.71	59.00	0.140	249.55	5548.22	0.18
14+480	4.93	91.55	52.72	0.129	271.36	6033.10	0.10

Le tassement immédiat varie entre **10 à 18 cm** le long du tracé

#### Calcul de La contrainte due au remblai et à la surcharge routière

On a :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{i1} + \Delta\sigma_{i2}$

$\Delta\sigma_{i1}$  : La contrainte due au remblai ;

$\Delta\sigma_{i2}$  : La contrainte à la surcharge routière.

Calcul des contraintes dues au remblai :

$\Delta\sigma_{i1} = 2 q I$

$q = \gamma r hr$

I: coefficient influence dans le cas d'une charge trapézoïdale, est obtenue à l'aide de l'abaque d'Osterberg.

**Tableau 4. 5 calcul des contraintes dues au remblai ( $h_r=4.78 \text{ m}$ ) au PK12+800**

$H_i$ (m)	q (KPa)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_{i1}$ (KPa)
0.56	88.76	34.14	58.93	0.5	88.76
5	88.76	3.12	5.39	0.5	88.76
5	88.76	1.19	2.05	0.48	85.21
5	88.76	0.73	1.26	0.46	81.66
5	88.76	0.53	0.91	0.43	76.34
6.71	88.76	0.40	0.69	0.39	69.24



Tableau 4. 6 calcul des contraintes dues au remblai (hr=5.75 m) au PK13+170

Hi (m)	q (KPa)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_{i1}$ (KPa)
2.12	106.78	10.85	15.57	0.5	106.78
5	106.78	2.49	3.57	0.5	106.78
5	106.78	1.20	1.72	0.48	102.51
5	106.78	0.79	1.13	0.46	98.24
5	106.78	0.59	0.84	0.42	89.69
6.22	106.78	0.46	0.65	0.38	81.15

Tableau 4. 7 calcul des contraintes dues au remblai (hr=3.5 m) au PK13+680

Hi (m)	q (KPa)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_{i1}$ (KPa)
2.16	65.00	6.48	15.28	0.5	65.00
5	65.00	1.50	3.54	0.5	65.00
5	65.00	0.72	1.71	0.48	62.40
5	65.00	0.48	1.13	0.45	58.50
5	65.00	0.36	0.84	0.41	53.30
6.87	65.00	0.27	0.64	0.36	46.80

Tableau 4. 8 calcul des contraintes dues au remblai (hr=6.5 m) au PK14+150

Hi (m)	q (KPa)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_{i1}$ (KPa)
2.12	120.71	12.26	15.57	0.5	120.71
5	120.71	2.81	3.57	0.5	120.71
5	120.71	1.35	1.72	0.48	115.88
5	120.71	0.89	1.13	0.46	111.05
5	120.71	0.66	0.84	0.43	103.81
5.86	120.71	0.52	0.66	0.4	96.56

Tableau 4. 9 calcul des contraintes dues au remblai (hr=4.78 m) au PK14+480

Hi (m)	q (KPa)	a/z	b/z	I	$\Delta\sigma_{i1}$ (KPa)
1.61	91.55	12.25	20.50	0.5	91.55
5	91.55	2.40	4.01	0.5	91.55
5	91.55	1.08	1.81	0.48	87.89
5	91.55	0.70	1.17	0.46	84.23
5	91.55	0.52	0.86	0.42	76.90
6.51	91.55	0.40	0.66	0.38	69.58

#### Calcul des contraintes dues à la surcharge routière :

$\Delta\sigma_{i2} = 4 K q_2$  avec  $q_2$  : la surcharge routière elle est généralement prise égale à 10 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 Boussinesq.

**Tableau 4. 10 Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK12+800**

Hi (m)	a/z	b/z	K	$\Delta\sigma_{i2}$ (KPa)
0.56	55.357	0	0.250	10.000
5	5.065	0	0.250	10.000
5	1.923	0	0.240	9.600
5	1.187	0	0.210	8.400
5	0.858	0	0.205	8.200
6.71	0.648	0	0.160	6.400

**Tableau 4. 11 Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK13+170**

Hi (m)	a/z	b/z	K	$\Delta\sigma_{i2}$ (KPa)
2.12	14.623	0	0.250	10.000
5	3.355	0	0.248	9.920
5	1.611	0	0.235	9.400
5	1.060	0	0.209	8.360
5	0.790	0	0.200	8.000
6.22	0.614	0	0.150	6.000

**Tableau 4. 12 Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK13+680**

Hi (m)	a/z	b/z	K	$\Delta\sigma_{i2}$ (KPa)
2.16	14.352	0	0.250	10.000
5	3.326	0	0.248	9.920
5	1.605	0	0.235	9.400
5	1.057	0	0.209	8.360
5	0.788	0	0.200	8.000
6.87	0.606	0	0.150	6.000

**Tableau 4. 13 Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK14+150**

Hi (m)	a/z	b/z	K	$\Delta\sigma_{i2}$ (KPa)
2.12	14.623	0	0.250	10.000
5	3.355	0	0.248	9.920
5	1.611	0	0.235	9.400
5	1.060	0	0.209	8.360
5	0.790	0	0.200	8.000
5.86	0.619	0	0.150	6.000

**Tableau 4. 14 Calcul des contraintes dues à la surcharge routière au PK14+480**

Hi (m)	a/z	b/z	K	$\Delta\sigma_{i2}$ (KPa)
1.61	19.255	0	0.250	10.000
5	3.771	0	0.245	9.800
5	1.701	0	0.237	9.480
5	1.099	0	0.210	8.400
5	0.811	0	0.200	8.000
6.51	0.623	0	0.160	6.400

**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.

**Tableau 4. 15 Calcul du tassement œdométrique au PK12+800**

Hi (m)	e	Cs	Cc	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	$\sigma'_p$ (KPa)	$\Delta\sigma_i$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Soed (m)
0.56	0.74	0.02	0.18	19.398	96.5	98.765	108.16	0.007
5	0.74	0.03	0.17	58.748	113.66	98.765	147.51	0.080
5	0.74	0.03	0.17	155.748	155.748	94.814	240.96	0.093
5	0.74	0.03	0.17	252.748	252.748	90.063	334.41	0.059
5	0.74	0.03	0.17	349.748	349.748	84.538	426.09	0.042
6.71	0.74	0.03	0.17	463.335	463.335	75.636	532.57	0.040
							$\Sigma$	0.321

**Tableau 4. 16 Calcul du tassement œdométrique au PK13+170**

Hi (m)	e	Cs	Cc	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	$\sigma'_p$ (KPa)	$\Delta\sigma_i$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Soed (m)
2.12	0.74	0.02	0.18	19.398	96.5	116.778	126.18	0.043
5	0.74	0.03	0.17	87.296	113.66	116.698	194.07	0.123
5	0.74	0.03	0.17	184.296	184.296	111.906	286.80	0.094
5	0.74	0.03	0.17	281.296	281.296	106.595	379.53	0.064
5	0.74	0.03	0.17	378.296	378.296	97.693	467.99	0.045
6.22	0.74	0.03	0.17	487.13	487.13	87.151	568.28	0.041
							$\Sigma$	0.409

Tableau 4. 17 Calcul du tassement œdométrique au PK13+680

Hi (m)	e	Cs	Cc	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	$\sigma'_p$ (KPa)	$\Delta\sigma_1$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Soed (m)
2.16	0.74	0.02	0.18	19.398	96.5	74.995	84.39	0.004
5	0.74	0.03	0.17	88.028	113.66	74.915	153.02	0.073
5	0.74	0.03	0.17	185.028	185.028	71.795	247.42	0.062
5	0.74	0.03	0.17	282.028	282.028	66.856	340.52	0.040
5	0.74	0.03	0.17	379.028	379.028	61.296	432.32	0.028
6.87	0.74	0.03	0.17	494.167	494.167	52.796	540.96	0.026
							$\Sigma$	0.233

Tableau 4. 18 Calcul du tassement œdométrique au PK14+150

Hi (m)	e	Cs	Cc	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	$\sigma'_p$ (KPa)	$\Delta\sigma_1$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Soed (m)
2.12	0.74	0.02	0.18	19.398	96.5	130.705	140.10	0.052
5	0.74	0.03	0.17	87.296	113.66	130.625	208.00	0.138
5	0.74	0.03	0.17	184.296	184.296	125.277	300.17	0.103
5	0.74	0.03	0.17	281.296	281.296	119.409	392.34	0.071
5	0.74	0.03	0.17	378.296	378.296	111.806	482.10	0.051
5.86	0.74	0.03	0.17	483.638	483.638	102.564	580.20	0.045
							$\Sigma$	0.461

Tableau 4. 19 Calcul du tassement œdométrique au PK14+480

Hi (m)	e	Cs	Cc	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	$\sigma'_p$ (KPa)	$\Delta\sigma_1$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Soed (m)
1.61	0.74	0.02	0.18	19.398	96.5	101.550	110.95	0.023
5	0.74	0.03	0.17	77.963	113.66	101.350	169.51	0.099
5	0.74	0.03	0.17	174.963	174.963	97.368	262.85	0.086
5	0.74	0.03	0.17	271.963	271.963	92.626	356.19	0.057
5	0.74	0.03	0.17	368.963	368.963	84.902	445.87	0.040
6.51	0.74	0.03	0.17	480.61	480.61	75.978	550.19	0.037
							$\Sigma$	0.343

Prise en compte de la correction de Skempton et Bjerram  $\mu = 1.1$

**Tableau 4. 20 correction du tassement œdométrique**

Profil	PK12+800	PK13+170	PK13+680	PK14+150	PK14+480
S <sub>œd</sub> (m)	0.321	0.409	0.233	0.461	0.343
S <sub>c</sub> (m)	0.353	0.45	0.256	0.508	0.377

Le tassement de consolidation est prépondérant, et il atteint 50 cm au niveau de PK 14+150

### Calcul de tassement de fluage

$$S_{fl} = C\alpha H \log (tt100)$$

C $\alpha$  : vu qu'on n'a pas des essais œdométriques à long terme on va utiliser la relation suivante :

$$C\alpha = 0.05 C_c \text{ (Robert \& William, 1991, p. 449)}$$

Pour la couche humide :

$$C\alpha_1 = 0.05 C_c = 0.05 \cdot 0.18 = 0.009$$

Pour la couche saturée :

$$C\alpha_2 = 0.05 C_c = 0.05 \cdot 0.17 = 0.0085$$

On prend  $t = 2 t_{100}$

**Tableau 4. 21 valeurs du tassement de fluage**

PK	12+800	13+170	13+680	14+150	14+480
S <sub>fl</sub> (m)	0,070	0,073	0,075	0,066	0,072

Le tassement du au fluage n'est pas très important, il est de l'ordre de 7 cm

### 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) [12] sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol (figure 4.2).

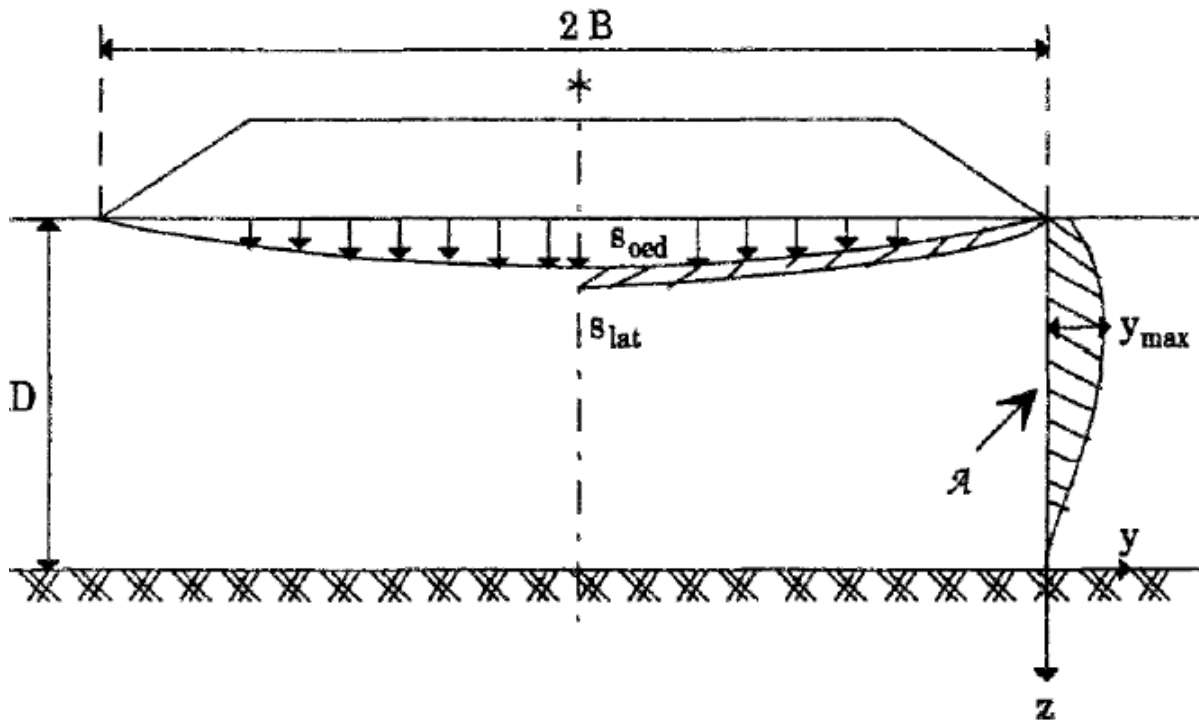


Figure 4. 2 Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux [13]

Tableau 4. 22 tassement latéral

PK	12+800	13+170	13+680	14+150	14+480
$S_{lat}$ (m)	0,037	0,046	0,032	0,044	0,040

Le tassement latéral n'est pas important, il est de l'ordre de **4 cm**

Tableau 4. 23 Tassement final

$S_i$ (m)	$S_c$ (m)	$S_{fl}$ (m)	$S_{lat}$ (m)	$S_{\infty}$ (m)
0.103	0.353	0.070	0.037	0.563
0.143	0.450	0.073	0.046	0.711
0.118	0.256	0.075	0.032	0.481
0.180	0.508	0.066	0.044	0.798
0.103	0.377	0.072	0.040	0.593

### Vitesse de consolidation

La perméabilité des sols fins est faible et l'écoulement de l'eau à travers les interstices du sol ne s'effectue pas instantanément. Par conséquent, les contraintes produites par la charge du remblai

sont reprises à court terme par l'eau qui est mise en pression. Cette eau s'échappe alors progressivement vers les surfaces drainantes où la pression de l'eau est plus faible. Simultanément, la pression de l'eau interstitielle diminue et les contraintes effectives supportées par le squelette augmentent : c'est le phénomène de consolidation tel qu'il est décrit par la théorie de K. Terzaghi (1925). L'analyse du phénomène de consolidation permet de calculer les vitesses de tassement.

**Tableau 4. 24 Vitesse de consolidation**

PK	H <sub>total</sub> (m)	C <sub>veq</sub> (10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /s)	T <sub>v (U=20%) = 0.033</sub>	T <sub>v (U=50%) = 0.197</sub>	T <sub>v (U=90%) = 0.848</sub>
			t (ans)		
12+800	27.27	2.163	3.60	21.48	92.45
13+170	28.34	2.226	3.78	22.54	97.03
13+680	29.03	2.225	3.96	23.66	101.83
14+150	25.86	2.234	3.13	18.70	80.48
14+480	28.12	2.205	3.75	22.40	96.42

Le remblai se repose sur un sol de fondation compressible qui tassera d'environ 0.56 à 0.8 m, le temps de tassement est très grand environ 100 ans, à cause de la grande épaisseur de cette couche compressible et sa faible perméabilité.

Nous allons adopter la solution ou la technique de pré chargement pour accélérer les tassements et rendre la durée de consolidation plus raisonnable (dans les délais contractuels du projet).

#### **4 Analyse et calcul des sections compressible :**

Le renforcement des sols compressibles par drains de pré chargement est une technique alternative qui permet de réduire et d'homogénéiser les tassements des remblais routiers et des bâtiments industriels. On s'intéresse ci au tassement d'un remblai sur sol mou et nous allons prendre une section du projet au PK 13+100 comme exemple de calcul d'un remblai sur sol compressible en utilisant le logiciel de calcul TALREN version 5 [17], qui permet la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements : talus naturels, remblais, barrages et digues ; ouvrages renforcés par tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement.

# Données du projet

Numéro d'affaire : PK12+800 au PK13+400

Titre du calcul : PK13+100

Lieu : PK13+100

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

## Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	qs clous		Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Préchargement		18,0	19,00	10,0	0,0	-	-	Non	Non
	Remblai chaussée		20,0	30,00	5,0	0,0	-	-	Non	Non
3	AP 2-1 UU		18,9	16,70	22,6	0,0	-	-	Non	Non
4	AP 2-2 UU		19,5	15,50	14,3	0,0	-	-	Non	Non
5	G		22,0	36,00	0,0	0,0	-	-	Non	Non
6	AP 2-1 CD		18,9	30,20	16,0	0,0	-	-	Non	Non
7	AP 2-2 CD		19,5	31,30	17,2	0,0	-	-	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur		Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Préchargement		-	-	Effective	Linéaire
	Remblai chaussée		-	-	Effective	Linéaire
3	AP 2-1 UU		-	-	Effective	Linéaire
4	AP 2-2 UU		-	-	Effective	Linéaire
5	G		-	-	Effective	Linéaire
6	AP 2-1 CD		-	-	Effective	Linéaire
7	AP 2-2 CD		-	-	Effective	Linéaire

## Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	2213,800	1494,788	2	2215,800	1494,788	3	2201,361	1486,495	4	2211,024	1491,274	5	2211,512	1491,361
7	2243,262	1491,381	8	2244,459	1491,097	9	2254,041	1486,306	10	2262,066	1456,358	11	2262,066	1486,258
13	2239,318	1494,788	14	2234,318	1499,788	15	2220,800	1499,788	16	2193,317	1486,509	17	2193,317	1456,358
19	2262,066	1483,158	20	2227,512	1486,458									

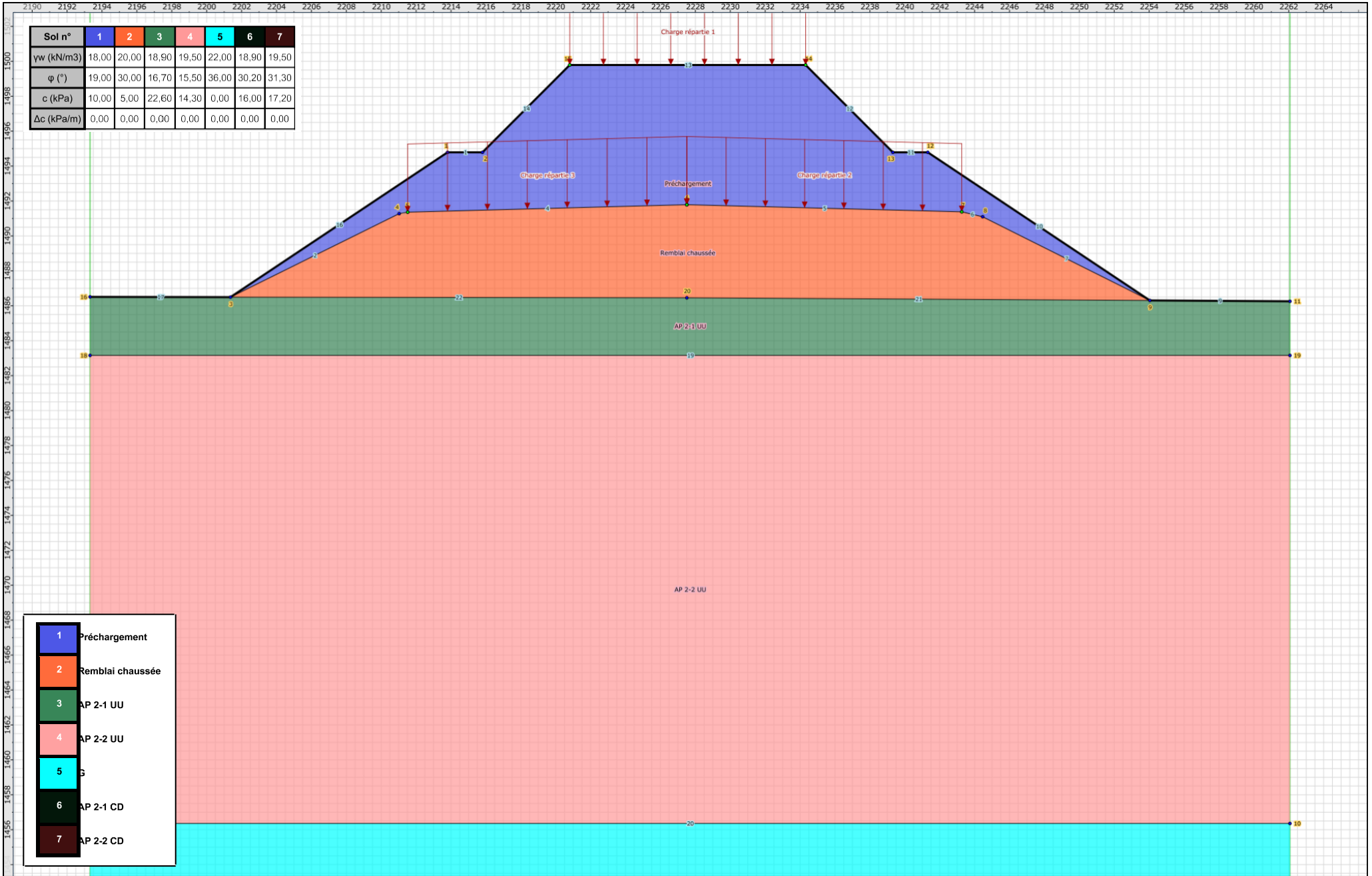
## Segments

	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
1	1	2	2	3	4	3	4	5	4	5	6	5	6	7	6	7	8	7	8	9
9	11	9	10	9	12	11	12	13	12	13	14	13	14	15	14	15	2	16	1	3
17	3	16	19	18	19	20	10	17	21	9	20	22	20	3						

## Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	2220,800	1499,788	10,0	2234,318	1499,788	10,0	90,00
2	Charge répartie 2	2227,512	1491,788	10,0	2243,262	1491,381	10,0	90,00
3	Charge répartie 3	2211,512	1491,361	10,0	2227,512	1491,788	10,0	90,00





Sol n°	1	2	3	4	5	6	7
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,00	20,00	18,90	19,50	22,00	18,90	19,50
$\phi$ (°)	19,00	30,00	16,70	15,50	36,00	30,20	31,30
c (kPa)	10,00	5,00	22,60	14,30	0,00	16,00	17,20
$\Delta c$ (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- 1 Préchargement
- 2 Remblai chaussée
- 3 AP 2-1 UU
- 4 AP 2-2 UU
- 5 S
- 6 AP 2-1 CD
- 7 AP 2-2 CD



Talren v5  
v5.2.9

Imprimé le : 2021-5-9 12:21:53  
Calcul réalisé par : BOURSAS MOURAD

Projet : PK13+100

# Données de la phase 1

Nom de la phase : Court terme

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

## Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Préchargement	2	3	4	Remblai chaussée	3	4	5	Remblai chaussée
4	5	6	Remblai chaussée	5	6	7	Remblai chaussée	6	7	8	Remblai chaussée
7	8	9	Remblai chaussée	9	11	9	AP 2-1 UU	10	9	12	Préchargement
11	12	13	Préchargement	12	13	14	Préchargement	13	14	15	Préchargement
14	15	2	Préchargement	16	1	3	Préchargement	17	3	16	AP 2-1 UU
19	18	19	AP 2-2 UU	20	10	17	G	21	9	20	AP 2-1 UU
22	20	3	AP 2-1 UU								

## Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 1

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

## Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle	X	Y	Angle	X	Y	Angle	X	Y	Angle
1	2193,317	1483,158	0,00	2	2262,066	1483,173	0,00									

# Données de la situation 1

Nom de la phase : Court terme

Nom de la situation : St. provisoire Locale

Méthode de calcul : Bishop

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

## Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
$\Gamma_{min}$	1,300	$\Gamma_{s1}$	1,000	$\Gamma'_{s1}$	1,000	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2227,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2254,041; Y= 1486,306

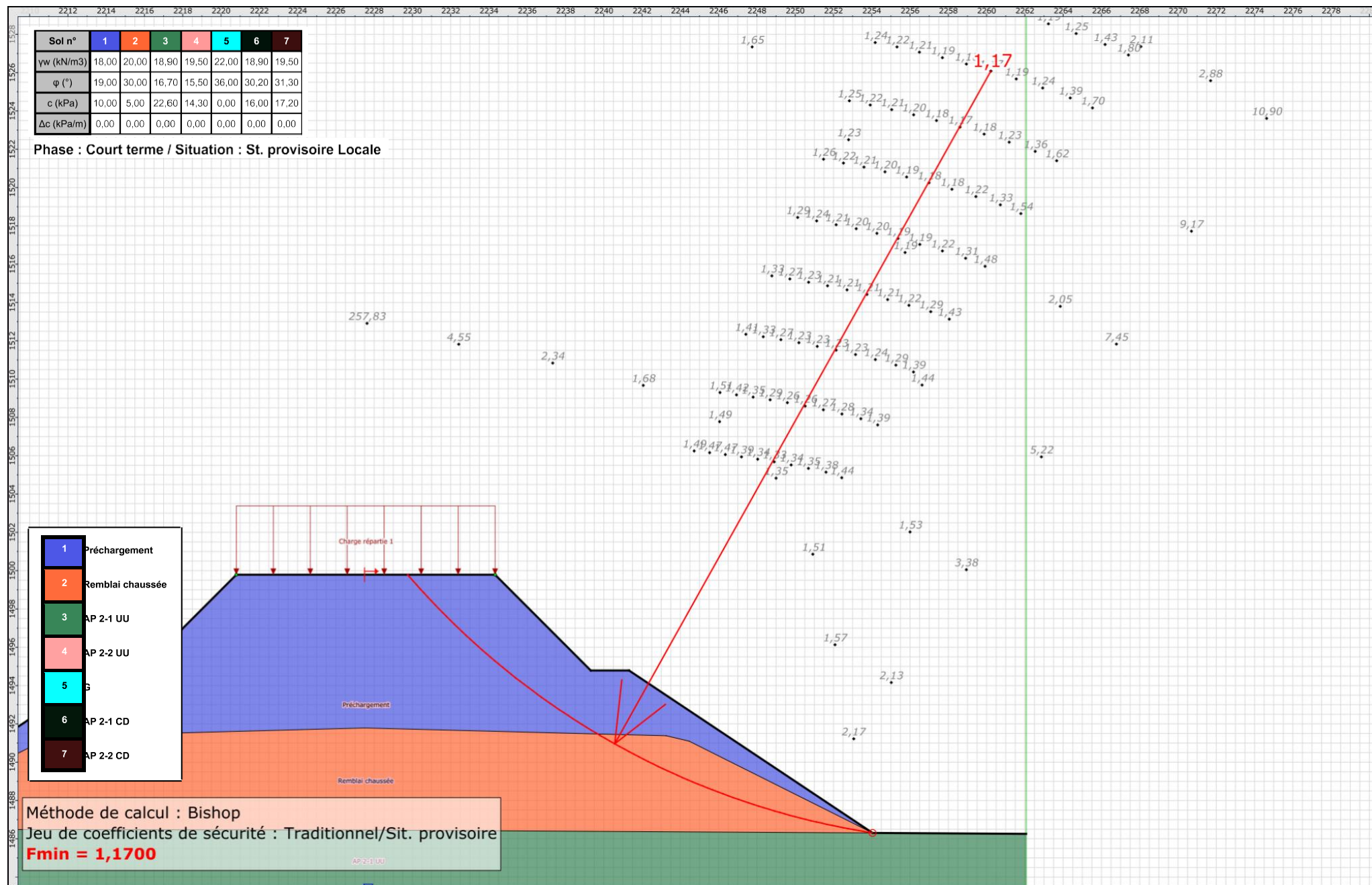
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,1700

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 882; X0= 2260,22; Y0= 1526,08; R= 40,25



Talren v5  
v5.2.9

Imprimé le : 2021-5-9 12:21:54  
Calcul réalisé par : BOURSAS MOURAD

Projet : PK13+100

# Données de la situation 2

Nom de la phase : Court terme

Nom de la situation : St. provisoire générale

Méthode de calcul : Bishop

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

## Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
$\Gamma_{min}$	1,300	$\Gamma_{s1}$	1,000	$\Gamma'_{s1}$	1,000	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2220,800

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2253,500; Y= 1483,158

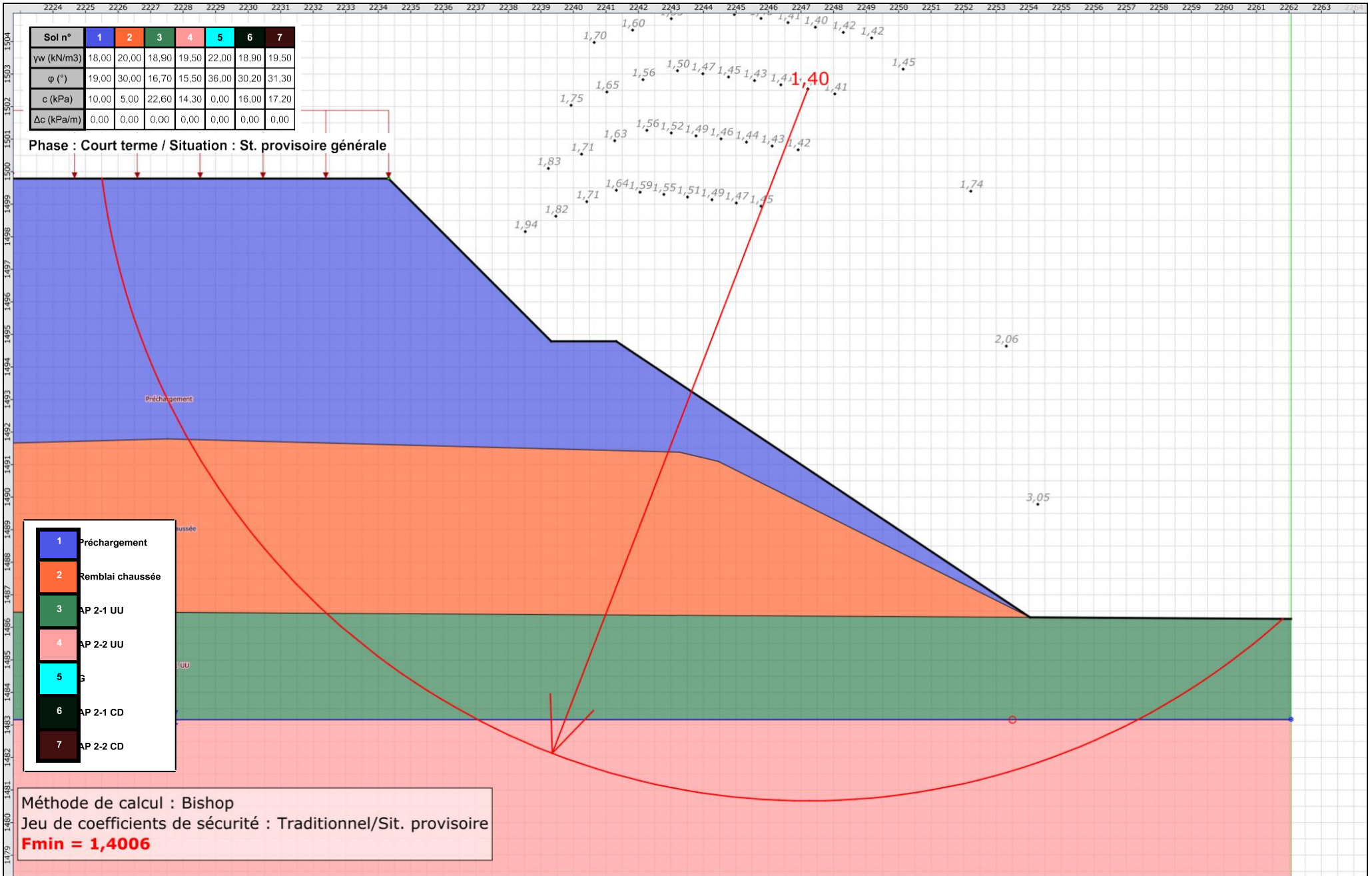
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,4006

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 217; X0= 2247,21; Y0= 1502,54; R= 21,87





# Données de la phase 2

Nom de la phase : Long terme

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

## Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
2	3	4	Remblai chaussée	3	4	5	Remblai chaussée	4	5	6	Remblai chaussée
5	6	7	Remblai chaussée	6	7	8	Remblai chaussée	7	8	9	Remblai chaussée
9	11	9	AP 2-1 CD	17	3	16	AP 2-1 CD	19	18	19	AP 2-2 CD
20	10	17	G	21	9	20	AP 2-1 CD	22	20	3	AP 2-1 CD

## Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 2  
Charge répartie 3

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

## Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle	X	Y	Angle	X	Y	Angle	X	Y	Angle
1	2193,317	1483,158	0,00	2	2262,066	1483,173	0,00									

# Données de la situation 1

Nom de la phase : Long terme

Nom de la situation : St. locale sans séisme

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	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2227,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2254,041; Y= 1486,306

Nombre de tranches : 100

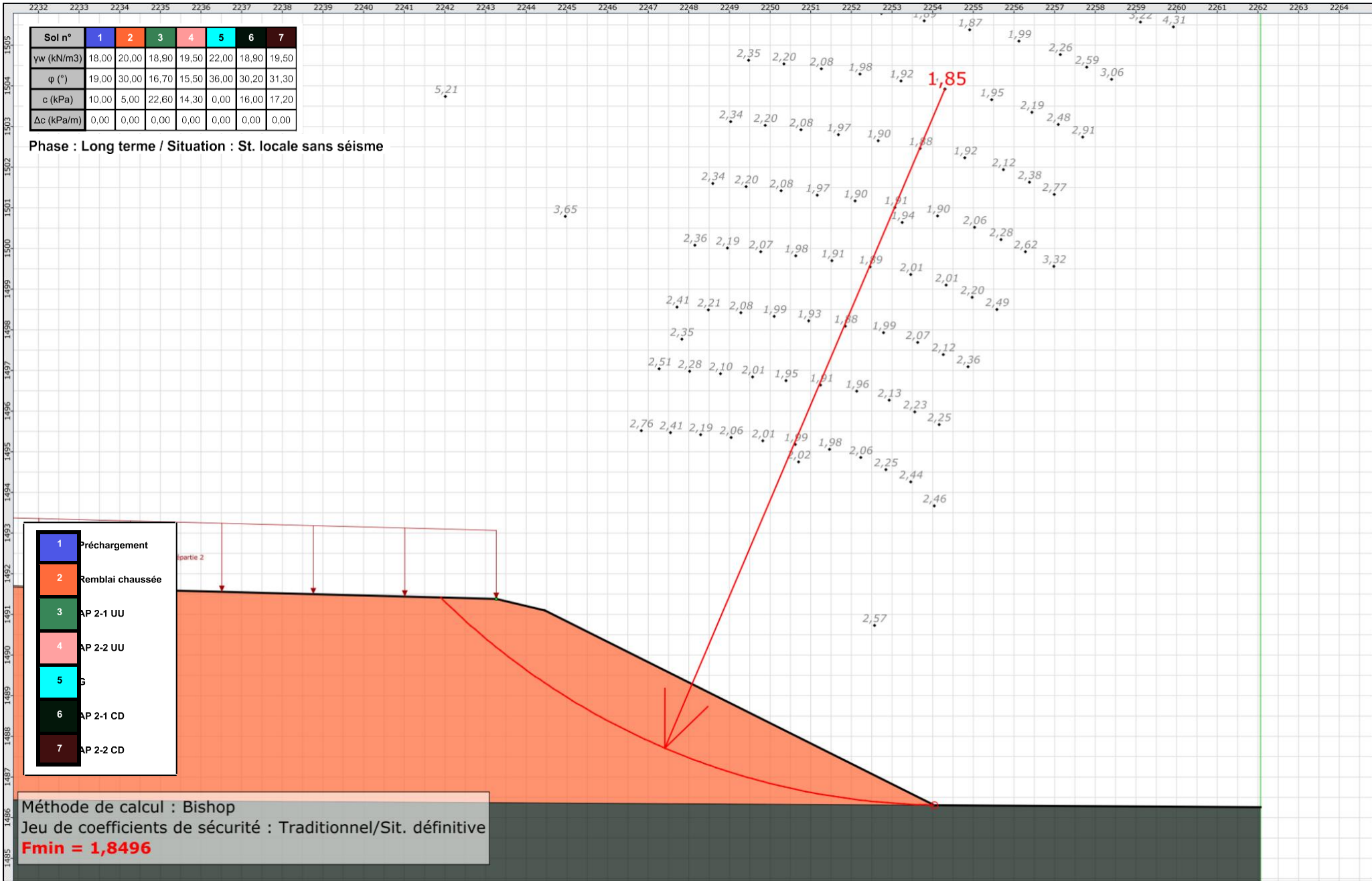
Prise en compte du séisme : Non

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,8496

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 864; X0= 2254,30; Y0= 1503,92; R= 17,61





# Données de la situation 2

Nom de la phase : Long terme

Nom de la situation : St. locale avec séisme

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	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2227,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2254,041; Y= 1486,306

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

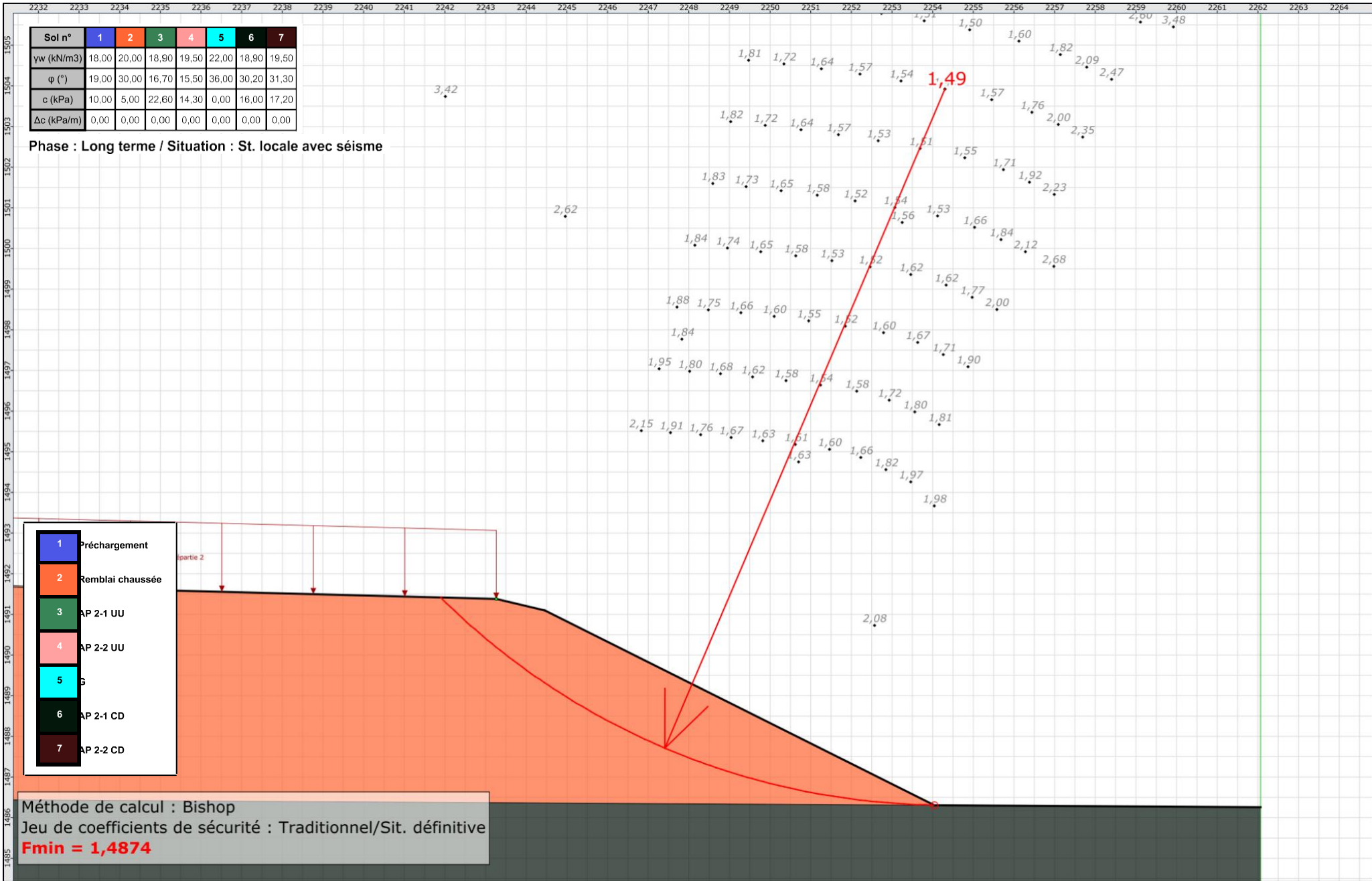
Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,100

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,030

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,4874

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 864; X0= 2254,30; Y0= 1503,92; R= 17,61



# Données de la situation 3

Nom de la phase : Long terme

Nom de la situation : Situation générale sans séisme

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	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2212,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2253,500; Y= 1483,158

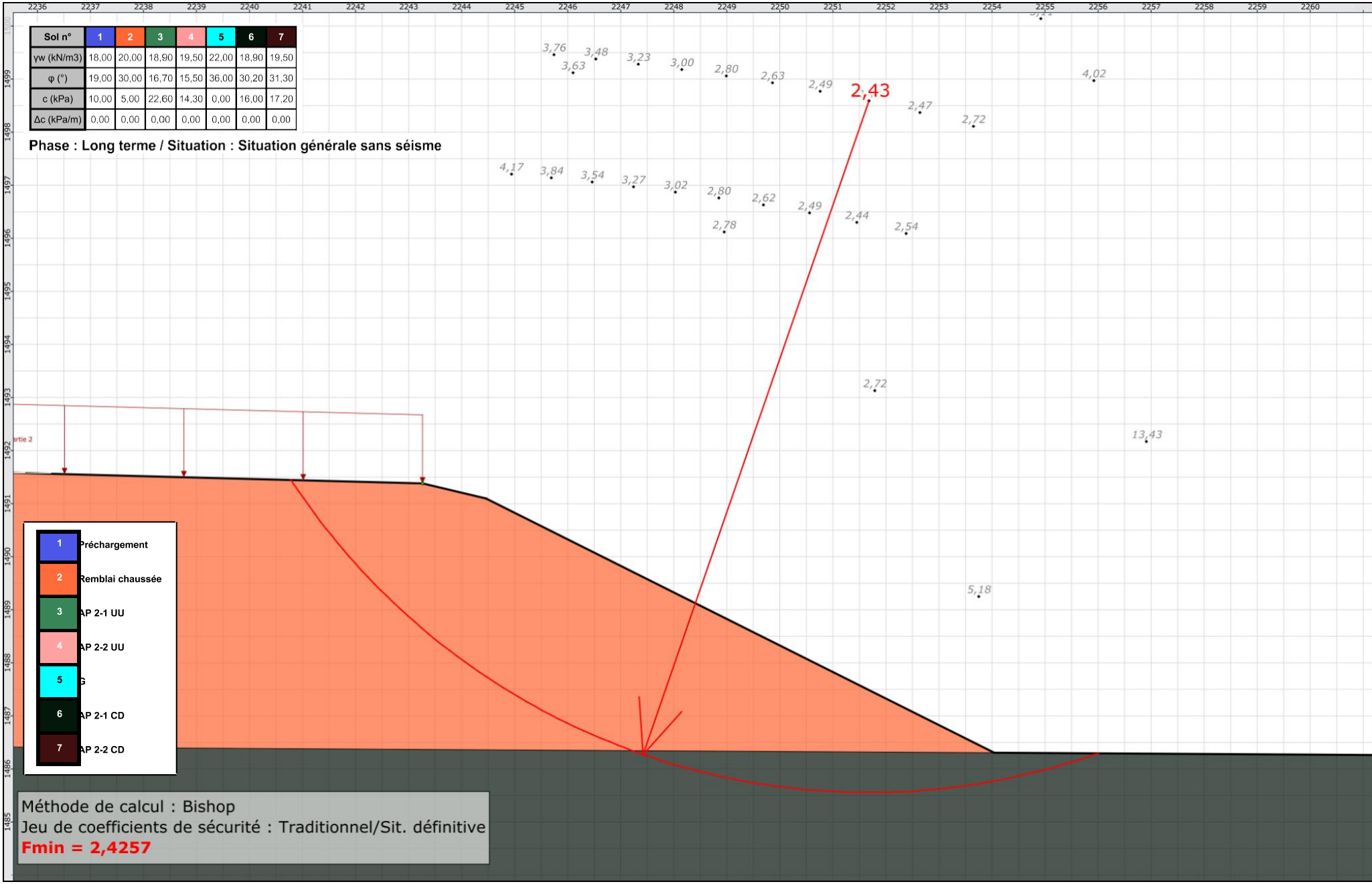
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 2,4257

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 216; X0= 2251,68; Y0= 1498,59; R= 13,03



Talren v5  
v5.2.9

Imprimé le : 2021-5-9 12:21:56  
Calcul réalisé par : BOURSAS MOURAD

Projet : PK13+100

# Données de la situation 4

Nom de la phase : Long terme

Nom de la situation : Situation générale avec séisme

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	$\Gamma_{\varphi}$	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 : 0,500

Abscisse émergence limite aval : 2212,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 2253,500; Y= 1483,158

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

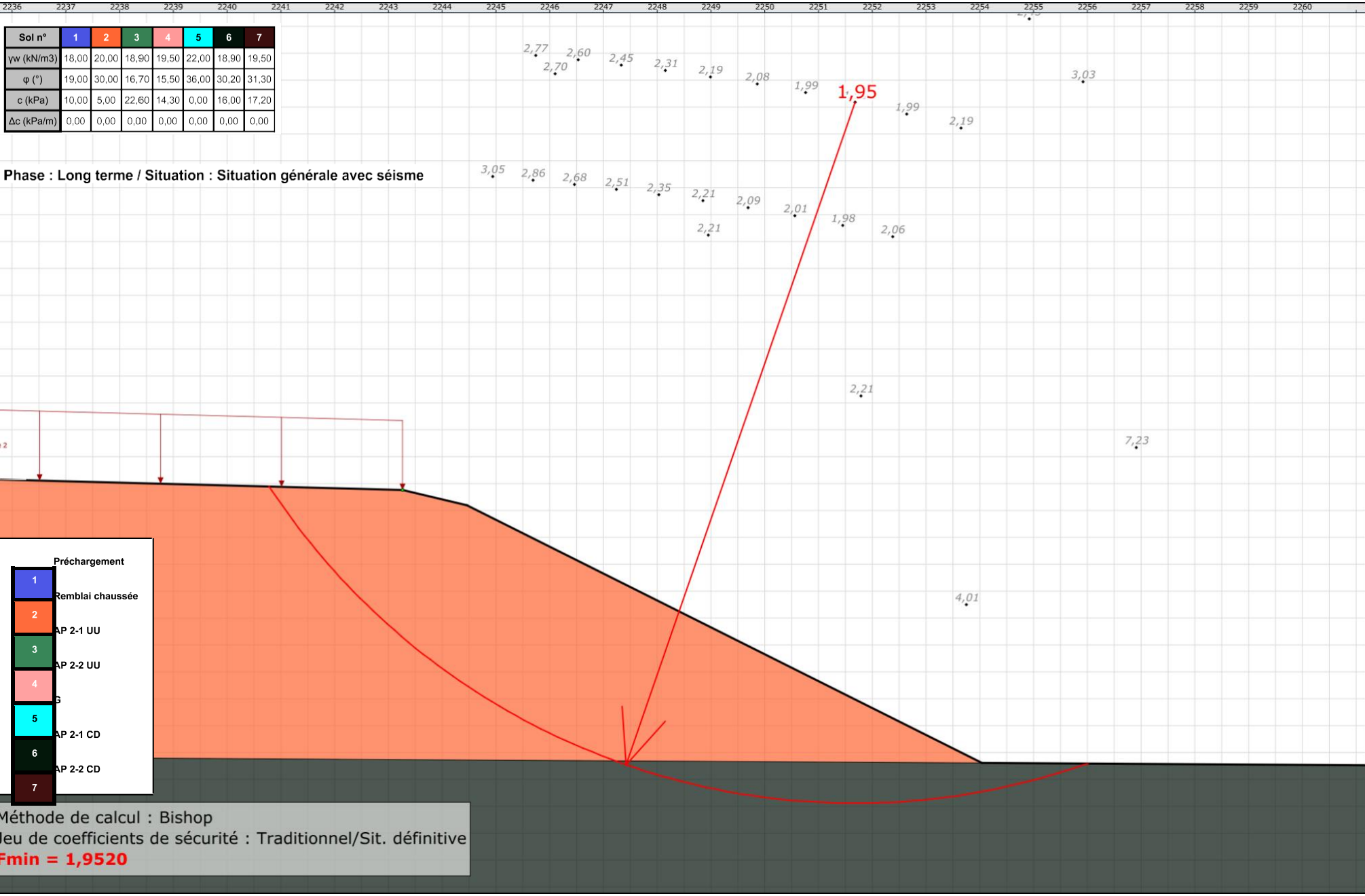
Coefficient ah/g (accélération horizontale) : 0,100

Coefficient av/g (accélération verticale) : 0,030

## Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,9520

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 216; X0= 2251,68; Y0= 1498,59; R= 13,03



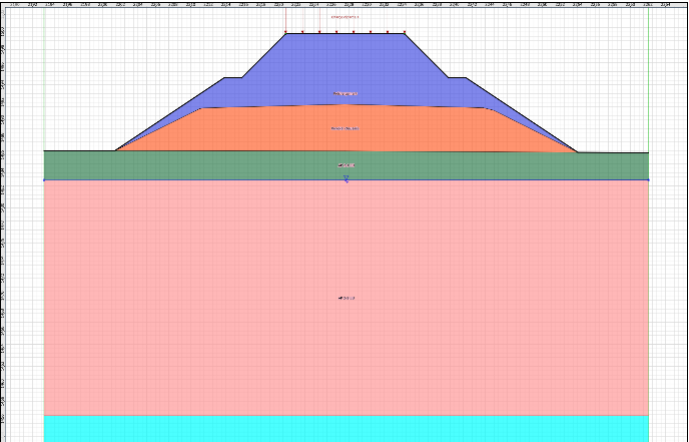
Talren v5  
v5.2.9

Imprimé le : 2021-5-9 12:21:56  
Calcul réalisé par : BOURSAS MOURAD

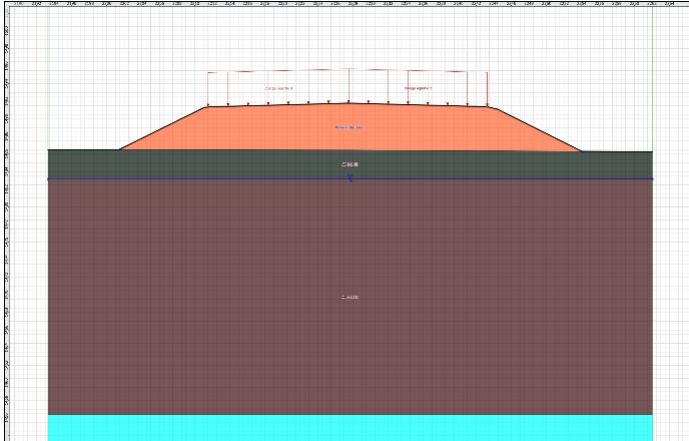
Projet : PK13+100



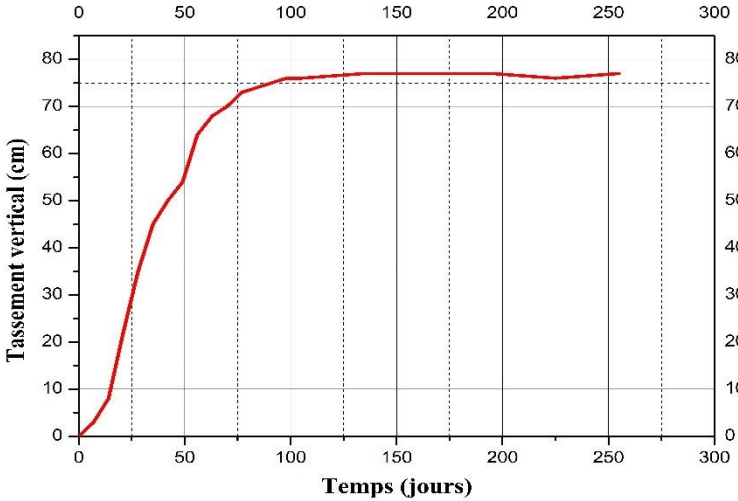
# Schéma de phasage



Phase 1: Court terme



Phase 2: Long terme





**5 Conclusion :**

il a été recommandé d'attendre 8 mois et par la suite d'enlever le remblai supplémentaire et de passer à la production des superstructures. Il a été recommandé d'avancer, dans le calendrier de travaux, le processus de la réalisation des remblais, dans laquelle aucun problème de tassement grave n'a été prévu ; ainsi il a été recommandé d'achever les ouvrages ensemble avec la section de PK 13+100, et d'attendre pendant une période de 8 mois. Selon les calculs, le tassement global a été estimé d'une valeur de 80 cm.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'objectif de ce travail de mémoire est d'avoir la possibilité du jugement de la stabilité des remblais, qui seront réalisés dans la section étudiée (PK13+100) et que l'accélération des tassements par pré-chargement satisfait largement les exigences de stabilité.

La recherche bibliographique nous a permis de constater que les remblais subissent des problèmes graves lorsqu'ils sont fondés sur des sols compressibles. Plusieurs problèmes ont été rencontrés dans la réalisation des projets de routes construits sur sols compressibles notamment la rupture, formation des nids de poule et l'orniérage. Ce type de sol se caractérise par une faible capacité portante qui peut engendrer des tassements différentiels à cause de la forme trapézoïdale de remblai. Sous l'effet du poids de remblai il peut être renforcé. En plus, la faible résistance aux cisaillements des sols compressibles peut conduire à une rupture rotationnelle où une rupture de propagation latérale. La faible valeur de la perméabilité des sols mous fait que l'application des chargements provoque des surpressions interstitielles qui se dissipent avec une vitesse très lente.

Les remblais de grande hauteur construits sur des sols compressibles doivent être renforcés par divers procédés tels que (inclusions des drains verticaux, colonnes ballastées, jet grouting, micro pieux, et pré-chargement...). La méthode de renforcement par pré-chargement demeure la plus raisonnable et la plus économique.

Après la présentation géographique, géologique et l'identification du sol support de la section en question, on a conclu que le sol où on pose le remblai est tasse de valeur excessif dépassant les seuils tolérés exigés par les normes et cahier de charge des différents CCTP. La valeur de tassement obtenue est de l'ordre de 80 cm, valeur qui n'est pas acceptable pour les remblais d'autoroute. Cette valeur peut causer des dommages au corps de chaussée. Pour pallier à ce problème et atteindre une valeur de tassement tolérable pour notre remblai, on prévoit le traitement de sol par le pré-chargement, qui est l'une des techniques la plus simple actuelles préférées par les géotechniciens grâce à ses avantages techniques et économiques, en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol.

Après l'achèvement de la production de remblai, dans le cas de la mise en attente pendant une durée de 8 mois, avant de passer à la production de la superstructure, il sera formé un tassement de consolidation de 75 cm, et il restera 5 cm. La quantité de tassement qui sera formé après la production de la superstructure qui est de 5 cm, est de valeur tolérable.

Pour mieux accélérer les tassements il est recommandé d'utiliser d'autres techniques avec la méthode de pré-chargement telle que les colonnes ballastées.

## Bibliographie

- [1] I.-b. Zighmi, étude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées., université de tizi ouzou, 2011.
- [2] J.-p. E. P. G. Magnan, «amélioration des sols.,» techniques de l'ingénieur, paris, 1988.
- [3] S. M. Ahdouga, analyse de la stabilité d'un remblai, mssila, 2018.
- [4] C. M. J.-p. Magnan, «évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai,» *revue française de géotech.* , vol. 44, pp. 43-55 , 1988.
- [5] V. B. Ph. Mestat, «base de données sur la confrontation modèles numériques d'ouvrages - mesures in situ,» *revue française de géotechnique*, 2001.
- [6] Archiexpo, «<https://www.archiexpo.fr/>,» 2021. [en ligne].
- [7] Eurovia-etancheite, «<http://www.eurovia-etancheite.fr/>,» 2017. [en ligne].
- [8] L. Shanghai yingfan engineering materials co., «<http://fr.yingfangeo-es.com/>,» shanghai yingfan engineering materials co., 1, 2021. [en ligne].
- [9] Baziz m. K., effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la, université de tizi ouzou, (algérie).: mémoire de magistère en génie civil,, 2011.
- [10] Sicam, «<https://www.sicam-sa.fr/>,» sicam, 1973. [en ligne].
- [11] N. Racana, étude du comportement mécanique d'un massif en sol renforcé par géotextile cellulaire, 2002.
- [12] N. Sertier, amélioration des sols, paris, 2006.
- [13] A. D. B. Algérois-hodna-soummam, «réseau hydrographique de la wilaya de bejaïa,» bejaïa, 2020.
- [14] O. N. D. Météorologie, «moyennes mensuelles des températures dans la région de la basse vallée de la soummam,» 2020.
- [15] F. M. C. Bourges, «déplacements latéraux a proximité des remblais sur sols compressibles - méthode de prévision,» *the national academies of sciences, engineering, and medicine*, 1979.
- [16] Y. Akou, étude expérimentale et modélisation de l'élargissement, 1995.
- [17] T. V5, c. Notice technique, 2020.
- [18] ptc.fayat., «Amélioration de sols pour colonnes ballastées et vibrocompaction.,» PTC, paris, 2015.

