REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Géotechnique**

Thème :

Renforcement des Sols par Clouage du Tronçon de L'Autoroute Est –OuestLAKHEDARIA wilaya de BOUIRA

Proposé et Dirigé par :

- Encadreur Pr AMAR BOUZID. Dj
- Co-encadreur Dr MENAA.L

Présenté par :

- Melle LAGHOUATI Fouzia
- Mme BRAHIM BOULARES Amina
- Mme ZAOUI Fadhila

Promotion Juin 2019

ملخص:

هذه الدراسة تبدا بتحليل مختلف نتائج التعرف على انزلاق التربة لمنطقة الأخضرية ولاية البويرة عند المقطع 178 من استخلاص الخصائص الجيو تقنية التي تسمح بتقدير حالة انزلاق المنحدر.

إن حساب الاستقرار الطبيعي الذي اجري بعد ذالك باستعمال برنامج العناصر المحدودة PLAXIS أظهر ضرورة تدعيم المنحدر و أن استقرارها الذي يبدو كافيا مناجل المستوى الأدنى للمياه الجوفية يصبح مهددا عندارتفاع هذا المستوى .

إن تقدير استقرار المنحدر المدعم بالتسمير يظهر أن هذا النوع يحسن و يزيد من درجة هذا الاستقرار.

الكلمات المفاتيح: مسمار ، تسير، انزلاق التربة، جدار مسمر ، استقرار، العناصر المحدودة، تعزيز، المنحدر

Résumé :

Cetteétudecommenceparuneanalysedesdifférentsrésultatsdelareconnaissancedusiteduglissement aukm178+000 du tronçonLAKHDARIAwilaya de BOUIRA,afind'entirerlespropriétésgéotechniques permettant uneévaluationdel'étatdestabilitédesapente.

Le calcul de la stabilité naturelle effectué en utilisant le logiciel d'éléments finis PLAXIS a montré la nécessité de renforcer la pente , car sa stabilité qui semble être suffisante pour un niveau minimal de la nappe se trouve compromise en cas de monté de ce niveau.

L'évaluation de la stabilité de la pente confortée par clouge, montre que ce procédé améliore nettement l'état de cette stabilité.

Motsclés: Glissement, pente, stabilité, éléments finis, confortement, clou, clouage

Abstract:

This study starts with an analysis of the various results of recognition of the glissementof km178+000of thepartLAKHDARIAwilayaofBOUIRA, inordertodrawthepropertiesgeotechnicsfromthemallowinganevaluation fromthestateofstabilityofitsslope.

The calculation of natural stability carried out by using the software of finite elements PLAXIS showed the need for reinforcing the slope, because its stability which seems to be sufficient for a minimal level of the nappese finds compromised in the event of rise of this level.

The evaluation of the stability of the slope thus consolidated bythenailing, shows that this process clearly improves the state of this stability

Keywords:landslide, slope,stability, finiteelements, confrontments, nailing, nailed wall,

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE **1**

CHAPITRE 1 :

I.1 Généralité sur les mouvements de terrains : **3**

I.1 .1. Introduction : 3

I.1 .2. Qu'est-ce qu'un mouvement de terrains? 3

I.1 .3. Classification des mouvements de terrain: 4

I.1 .4. Le processus du glissement de terrain : 8

I.1 .5. Principales causes des glissements de terrain 10

I.2 Les méthodes de confortement **11**

I.2.1.Les renforcements souples **12**

I.2.2.Les renforcements rigides : **18**

I.3 Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes : **23**

CHAPITRE II :

II.1 La reconnaissance du site : **47**

II.2 Objet de la reconnaissance des sols : **47**

II.3 Description du site a étudié : **47**

II.3.1. Présentation général du projet : 47

II.3.2. Historique du site : 48

II.8. CALCUL ET SIMULATION : **79**

II.8.2.Confortement et application sur le site **80**

II.8.2.1 .Présentation du cas étudié 80

CHAPITRE III : Confortement du talus au PK178 ..... **91**

III .1.Introduction 91

III .2.Méthodes de confortement des talus : 92

III .3.Etude du confortement du site étudié : 92

III .4.Méthodes de confortement et application sur le site 93

conclusion général

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Lescontraintesliéesàl'urbanisationintense,l'extensiondeszonesportuaires,aéroportuaires ,lecoûtdufoncier,
conduisentmaintenantàs'implanterpratiquementsurtoutlessitesetsurtouttypedesol, notammentceuxréputés'inconstructibles''.
Pourdesraisonssouventpertinentes;cessolsdeviennent,laseulealternative.Onsetrouvealors, obligéderéaliser destravauxpréparatoirespour qu'ils puissent recevoirlesouvragesprojetés. C'est cettenécessitéquiasous-tendu,ledéveloppementdestechniquesd'améliorationsdesols.

En outre, le problème de la stabilité des talus naturels ou artificiels constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires des domaines des travaux publics et de bâtiment en vue de sauvegarder les vies humaines et de minimiser sur les perteséconomiques.La réussite de la stabilisation des pentes par des inclusions rigides (pieux, mur…) a incité leschercheurs à développer des méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par leséléments et analyser les effets de quelques paramètre tels que l'emplacement des pieux, leurrigidité, leur espacement néanmoins les résultats obtenus sont parfois contradictoires selon lesméthodes et hypothèses utilisées.

Dans ce contexte, ce mémoire traite du problème de glissement de la chaussée droite (directionBouira – Alger) du tronçon de l'autoroute EST OUEST au niveau du PK 178 et le confortementdu talus par clouage afin d'améliorer sa stabilité. On se fixé les objectifs suivants :

- La mise en évidence de causes réelles du glissement survenu en examinant les différents documents d'expertises effectuées.
- L'étude de la stabilité du terrain du site et son confortement par des clouages

Pour atteindre ce but, ce mémoire organisé en deux parties, suit le plan suivant:

- uneintroductiongénérale.Qui fait une entrée en matière.
- Dansla PARTIE 1 : Onprésentedansle*ChapitreI*lesfondementsbibliographiques qui permettent d'apprécier les différents types de glissements qui existent dans la nature. Ensuite nous avons discuté les méthodes d'analyse de stabilité et de confortement des talus instables qu'elles soient classiques ou particulières, qui sont décrits dans la PARTIE II.
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude d'un cas réel qui consiste en le renforcement d'un sol par des clouages afin d'améliorer sa stabilité du talus. Pour ceci un deuxième chapitre est dédié à l'acquisition des données nous avons parlé des organismesspécialisés sollicités pour la collecte de données ensuite la classification et le traitement de sesdonnées.
- Le troisième chapitre qui constitue le vif sujet de l'étude est consacré à l'étude de la stabilité du talus concerné et son confortement par clouage et commence par une présentation dulogiciel utilisé et le modèle du glissement étudié suivi par une présentation et interprétation desrésultats.

Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants de notre mémoire.

CHAPITRE I :
GÉNÉRALITÉ SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAINS ET LES MÉTHODES D'ANALYSE DE LA STABILITÉ DES PENTES

I.1 Généralité sur les mouvements de terrains :

I.1 .1. Introduction :

Depuis plus d'un siècle (19éme siècle), s'intéressait aux phénomènes de mouvements de pente concernant leurs morphologies, facteurs d'instabilité et causes, calcul et analyse de la stabilité des pentes.

Ceci après les problèmes rencontrés fréquemment dans la construction des ouvrages, aménagement du territoire et urbanisation de nouveaux terrains. Par la suite, ce chapitre met le point sur la typologie des mouvements de pente recensé dans la littérature, ainsi que les facteurs déterminants dans la genèse de ces événements.**[1]**

I.1 .2. Qu'est-ce qu'un mouvement de terrains?

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme…) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères…).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (plusieurs mètres par jour).**[2]**



Figure I.1 : Mouvements de terrain

I.1 .3. Classification des mouvements de terrain:

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989).

Par la diversité des facteurs responsables des glissements de terrain, il existe de nombreuses classifications qui ont été proposées par des géologues, des mécaniciens ou des géotechniciens. **[2]**

Ces classifications nous permettent de dénommer les principaux types de mouvement, de telle façon qu'elles évoquent certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettent de les retrouver.

Bien sur, les premières étaient simples car elles s'appuyaient sur des observations.

En 1846, A. COLLIN propose une classification basée sur la forme et la dimension de la masse déplacée.

K. TERZAGHI (1925) fait intervenir la mécanique des sols pour le classement des mouvements de terrains. Il distingue d'une part les mouvements se produisant à sec, et d'autre part, les mouvements impliquant des formations plastiques (tableau 1.1). Mais cette classification ne mentionne pas les mouvements liés à la solifluxion.

C.F.S. SHARPE en 1938 propose une répartition assez exhaustive qui tient compte de nombreux critères : **[16]**

- Type de matériau ;
- Type ou forme de mouvement ;
- Dimensions du mouvement ;
- Causes du mouvement ;
- Vitesse de mouvement ;
- Organisation du matériau à l'intérieur de la masse glissée ;
- Relation entre masse en mouvement et son substratum.

Mais cette classification reste essentiellement fondée sur trois facteurs, le mode de mouvement, la teneur en eau et le type du matériau (tableau 1.2).

J.P. BOMBARD (1968) propose quatre critères qui peuvent être à la base d'une classification des mouvements de terrain :

- Le mode de mouvement ;
- Le type du matériau ;
- Les dimensions du mouvement ;
- La vitesse du mouvement.

L'inconvénient de cette classification, reste que la vitesse du mouvement est difficile à mesurer avec précision, et elle est très variable dans l'espace et dans le temps, du fait qu'il y a des phases d'accélération et de ralentissement dans la cinétique du mouvement.**[16]**

Tableau1.1 Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925)**[2]et [6]**

ORDRE	GROUPE	CLASSE	VARIETE
A./ Mouvements à sec	I. Reptation (mouvement de masse, continu)	1. Reptation de sol	
		2. Reptation d'éboulis (matériaux meubles) - gravier - glacier rocheux	
		3. Mouvements de roches	Ecroulement de roches
	II. Glissements (mouvement de masse rapide).	4. Mouvements d'éboulis (matériaux meubles)	Glissement dans gravier
		5. Glissements mixtes	
		6. Sables boulant et coulées de terre	
	III. Affaissement et coulées (résultat d'une variation rapide de la porosité)	7. Chutes, coulées de sable	
		8. Sédiments lacustres	Cendres volcaniques
		9. Desquamation et altération	Dépôts lacustres anciens
		10. Glissement profond dans les matériaux homogènes	Dépôts lacustres récents
		11. Glissement profond dans matériaux hétérogènes	Dépôts lacustres mixtes
B./ Mouvements plastique		12. Reprise de mouvement dans un ancien Glissement	
		13. Glissement suivant des plans et joints de stratification	
	IV. Dislocation et coulées (résultat d'une dislocation après gonflement et fragmentation)	14. Compression et expulsion résultant de sous-pressions locales	
	V. Coulées résultant d'une Suppression hydrostatique	15. Gonflement résultant d'une baisse de la pression	
	VI. Expulsion (diminution de la résistance sous l'action d'une forte sous-pression)	16. Expulsion résultant de sous-pressions locales	

Tableau1.2 Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925)**[19]**

MOUVEMENT				**TERRE OU ROCHE**		**EAU**
TYPE	**VITESSE**		**GLACE**			
		Glace dominant	**Terre ou roche + glace**	**Terre ou roche sec ou peu d'eau**	**Terre ou roche + eau**	**Eau dominant**
Coulée	Habituellement imperceptible	Transport calcaire	Réparation de rock-glacier	Réparation de roches		
	Lent à rapide			Réparation d »éboulis		
	Perceptible		solifluxion	Réparation de sols	Solifluxion	Transport fluviatile
	Rapide		Avalanche de débris		Coulée de terre Coulé de boue (mudflow)	
Glissement	Lent à rapide					
	Perceptible				Avalanche de debris	
				Glissement « rotationnel »		
				Glissement de débris		
	Très rapide			Ecroulement de débris		
				Glissement de roches		
				écroulement		
Glissement ou coulée	Brusque ou lent			Affaissement – effondrement		

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :**[16]**

- La nature de la roche.
- La cinématique du mouvement.
- La vitesse du mouvement.
- La morphologie et le type de surface de rupture.
- La cause de la rupture.
- L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: Les mouvements lents et les mouvements rapides.[Flageollet, 1989]

a) Les mouvements lents et continus :

- Les affaissements.
- Les tassements.
- Le fluage du terrain.
- Les solifluxions.
- Les glissements de terrain.
- Les phénomènes de retrait gonflement.

b) Les mouvements rapides et discontinus:

- Les effondrements.
- Les chutes de pierres ou de blocs.
- Les éboulements ou écroulements.
- Les laves torrentielles.
- Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: Les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.**[16]**

I.1 .4. Le processus du glissement de terrain :

I.1.4.1. Caractérisation des glissements :

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

a) Glissement plan :

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.**[18]**

b) Glissement circulaire ou rotationnel :

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

Les différentes formes de glissements rotationnels sont :

La figure (I.2) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond). Les cercles de pied sont les plus courants. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.**[18]**

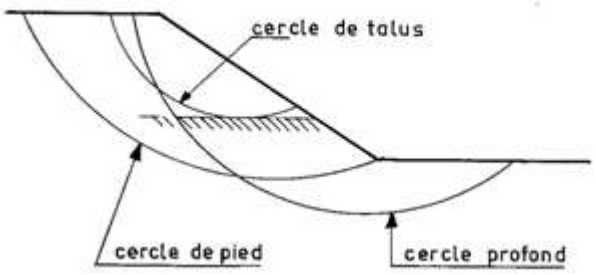


Figure I.2 : Différents types de ruptures circulaires

c) Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents**. [18]**

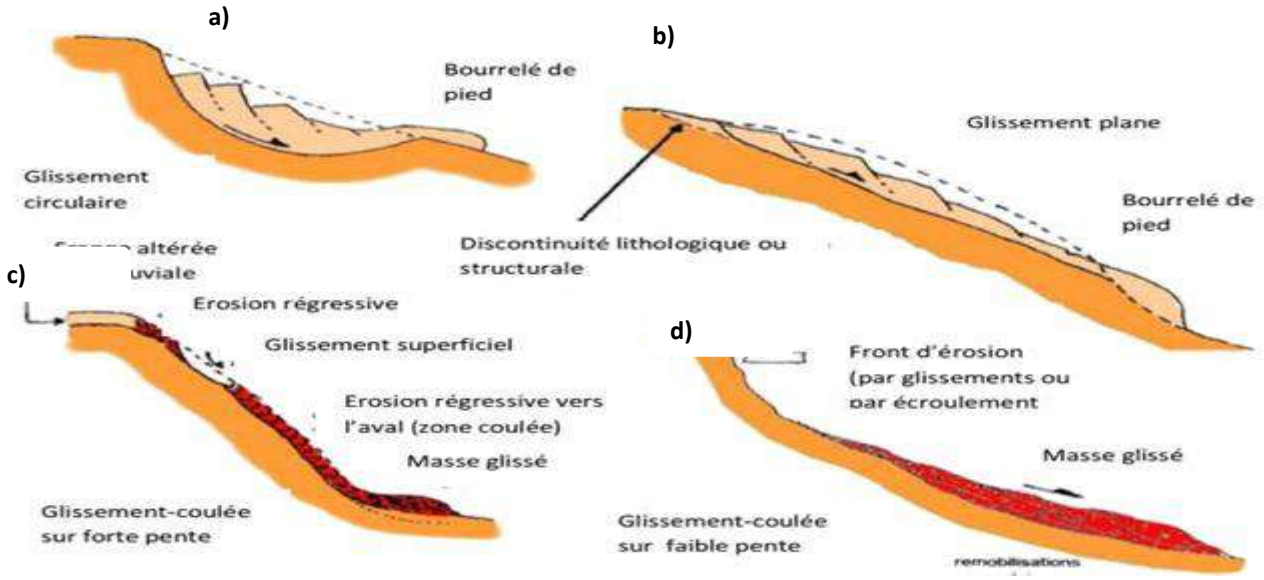


Figure I.3 : Les types de glissements de terrain

I.1.4.2. La classification du glissement de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.[1]

Tableau1.3 La classification de glissement de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)	
Superficiel	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
profond	10-30m
Très profond	> 30m

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
substabilisé, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10cm/an
Glissement actif (ou lent avec phases rapides)	> 10m

a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.[18]



Figure I.4 : Glissement superficiel

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).**[18]**

b) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.**[18]**



Figure I.5 : Glissement profond

I.1 .5. Principales causes des glissements de terrain

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

I.1.5.1. Lanature du terrain:

La nature de terrain dépend de la :**a) Géométrie de terrain**

b)Résistance au cisaillement des sols ou des roches

I.1.5.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

- Actions hydrauliques
- Les actions climatiques et anthropiques
- Pluie, neige, évapotranspiration
- Séismes

I.2 Les méthodes de confortement

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Parcontre, ilestdelaplusgrandeimportancedeconnaîtresesdimensionsetd'avoiruneidéesursonorigine :surcharge ,écoulementd'eau,altérationdessolsousimplementruissellementexceptionnel.Lechoixdelamétho dederenforcement endépend.Faceàunproblèmedestabilité, unepremièresolutionconsisteàs'affranchirdesmouvementsdelapenteinstablesanslesempêcher. [16]

Deux types de solutions sont possibles :

- Implanterouchangé lebâtiment, l'ouvrage d'artoularouteendehorsdelazoneenmouvement, dansunsecteurreconnucommestable

- Concevoirl'ouvragedetellesortequ'ilnesoitpasendommagéparlemouvementdeterrain :soite nrésistantauxeffortsapportésparlemouvementdeterrain(solutionréservéeauxpetitsglisseme nts),soitenadaptantlemodedeconstructiondesortequelesfondationssoientdissociéesdusolenmo uvement ;

- La **Figure I.6**présenteleprinciped'undispositifdefondationsurpieuxdansunglissement.

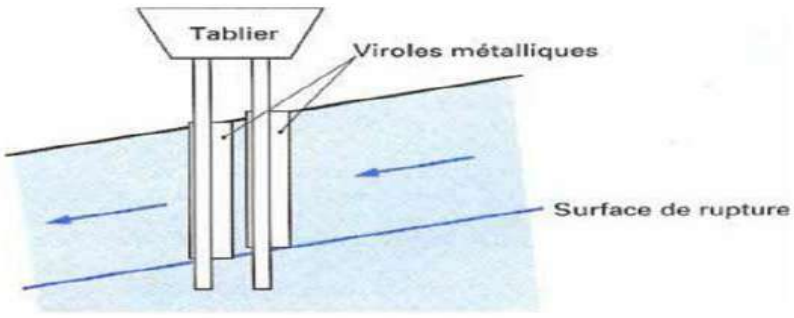


Figure I.6 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité

F= 1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leurefficacitéavecletemps(colmatagededrainsparexemple),ouencoresil'onnepeuttolérerdedéformatio ns,onchoisitplutôt**F=1,5.**[7]

I.2.1. Les renforcements souples

I.2.1.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Lesactionssurl'équilibredesmasses:allègemententête,remblaienpied
- Lesactionssurlageométriedelapente:purgeetreprofilage
- Lessubstitutionspartiellesoutotalesdelamasseinstable. [07]

a) Remblai de Pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier De la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement Déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose (**figure I.7)** que :

- l'ouvragelimitelesrisquesdereprisedeglissementenamont;
- l'ouvragenedéclenchepasd'autreglissement,parexempleàl'aval. [07]

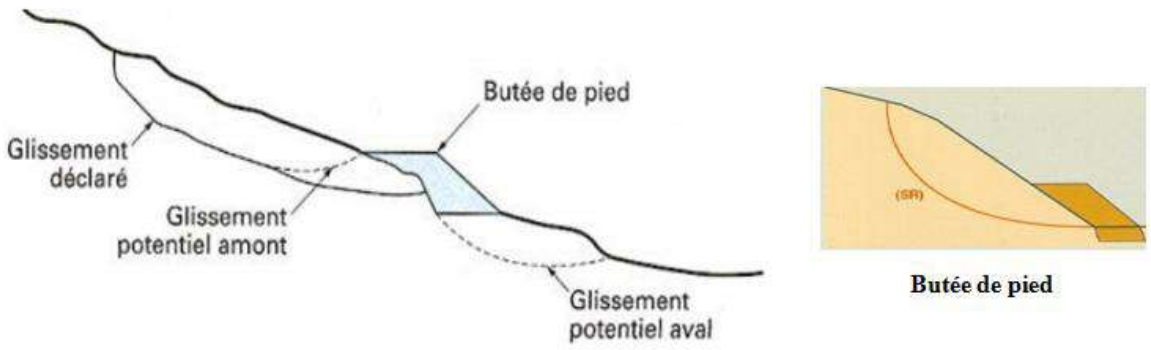


Figure I.7 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte

b) Allègement en tête

L'allègemententêtedeglissementconsisteàvenirterrasserdanslapartiesupérieure.
Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le Long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

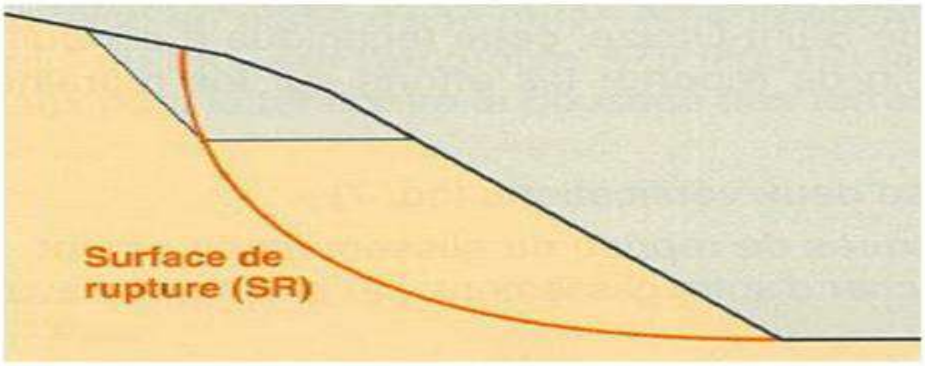


Figure I.8 : Allègemententête

I.2.1.2. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.[07] et [8]

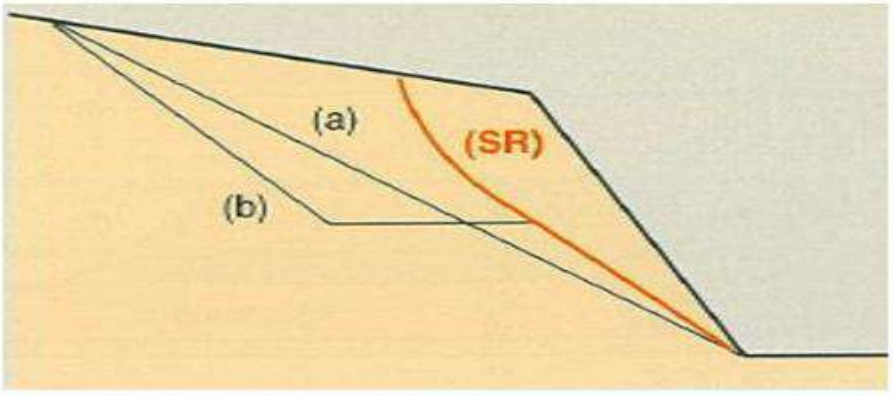


Figure I.9 : Reprofilage:(a)adoucissement(b)risberme

I.2.1.3. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taillemodeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.[07] et [8]

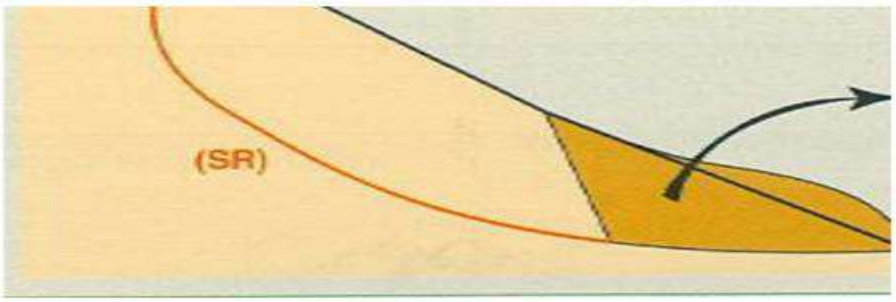


Figure I.10 : PurgePartielle :
- avant traitement complémentaire
- Totale : avant reconstitution éventuelle

I.2.1.4. Substitutiontotaleoupartielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus (figure I.12). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé En prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et Sans substitution. [7] et[08]

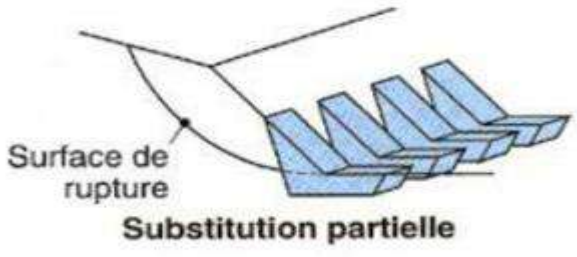


Figure I.11 : Substitutionpartielle

I.2.1.5. Dispositifsdedrainage

Danslaplupartdescas, deglissement, l'eaujoueunrôlemoteur important. Aussiutilise-t-oncourammentlestechniquesdedrainage [08],Quiontpourbutderéduirelespressionsinterstitielles,auniveaudelasurfacederupturelorsquecelle-ciexiste.C'estdoncentermesdediminutiondepressioninterstitielle,etnondedébitd'exhaure,qu'ilf autévaluerl'efficacitéd'undispositifdedrainage.Lesdifférentestechniquesquipeuventêtremisesenœuvrepouratteindrecetobjectifrelèventdedeuxoptionsfondamentales :

- Eviterl'alimentationeneaudusite ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable. [07] et [8]

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements). Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur Enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes,les drains subhorizontaux, les masques etéperonsdrainants,lesdrainsverticaux,etenfinlesgalerieset autres ouvragesprofonds.Toutescestechniquespeuventêtreutiliséesseulesouassociées,ouencomplémentd'autrestechniquesdesstabilisations. [07] et [8]

a) Collecteetcanalisationdeseauxdesurface

L'objectifestdelimiterlesinfiltrationsdanslemassifenmouvement.Leseauxpeuventprovenirdezonedesource, d'undéfautd'étanchéitésurunréseauouunbassindestockageàl'amontouplussimplementdel'impluvium etdeseauxderuissellement.

En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans leszonesdefaiblepenteetaggraventainsiuneinstabilitéamorcée.Aussilesouvragesdecollectedeseaux (fossés, caniveaux, cunettes) etl'étanchéifiassionsdesfissuresdesurface,Bienqueneconstituantpasdesouvragesdedrainageàproprementparler,sont-ilsréalisésenpremièreurgencedansdenombreuxcasdeglissements.

b) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure I.12, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).[07] et [8]

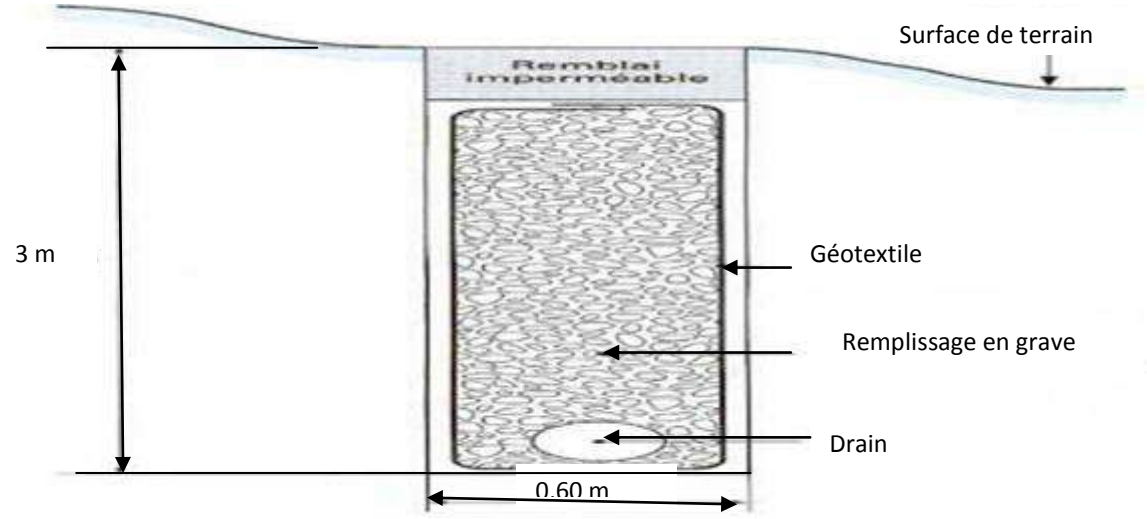


Figure I.12 : Coupetyped'unetranchéedrainante

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.[07] et [8]

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- **à la pelle mécanique** : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- **à la trancheuse** : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- **à la haveuse de paroi** : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m).

La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

c) Drainssubhorizontaux

Lorsquelescontraintesd'accessibilitédusiteoulesconditionsdecirculationinterdisentLaréalisationdetranchées,laréalisationdedrainssubhorizontauxpeutpermettredediminuerlespressionsinterstitiellesetdedéchargerdesaquifèreslocalisés.

Latechniqueconsisteàréaliserdenombreuxforagesavecunefaiblepentesur l'horizontale(2à5°)etàyplacerdestubescrépins.Cestubessontgénéralementen PVC (50à80mmdediamètre),parfoisenacierlorsquedegrandesdéformationsSontsusceptiblesdeseproduire.Undispositifdecaptagedeseauxrecueilliesdanslesdrainsavecunexutoireadaptécomplètel'ensemble.Les drainssubhorizontauxsontdisposésenunouplusieursfaisceauxouplussimplementenlignes.

Cettetechniques'emploiedansdenombreusesconfigurationsdeglissementetdansdenombreusesformationsgéologiques.Cependant,lesterrainstrèspeuperméabless'yprêtentmaleneffet,lerayond'actiondesdrainsestdanscecastrèsfaible.

Lesdrainssubhorizontauxpermettentenparticulierdedrainerdescouchesetdespochesaquifères,éventuellementencharge,etdescirculationsd'eaulocalisées(dansdesfractures,dansdescouchesdefaibleépaisseur).

Lebonfonctionnementdesdrainsnécessite:

- ✓ une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- ✓ une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- ✓ un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure. [07] et [08]

d) Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées. [07] et [08]

e) Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de

long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).[07] et[08]

- **Terre armée :**

La technique de la terre armée date des années 60 et depuis elle n'a pas cessé d'évoluer tant au niveau des outils de dimensionnement qu'au niveau des matériaux et esthétiques du parement de protection.

Le principe de la terre armée repose sur l'association d'armatures synthétiques a un remblai mis en œuvre par couches successives.

Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol armatures. Les armatures sont solidarisées a un parement généralement en béton.

- **Soutènements en TEXSOL :**

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés.

Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitée.

- **Les géo synthétiques :**

Les géo synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est a base de polymère synthétiques ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, ect.

- **Le pneu sol :**

Le pneu sol est un matériau composite constitue de deux éléments ayant des modules de déformation très différents : d'une part le pneu et d'autre part le sol.

Le comportement global d'un tel matériau résulte des caractéristiques mécaniques des deux composants de base et de leurs proportions relatives.

I.2.2. Les renforcements rigides :

a) Introductiond'élémentsrésistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- ✓ Mursdesoutènement
- ✓ Tirantsd'ancrageetmursancrés
- ✓ Clouagespardesbarres,desmicrospieux
- ✓ Rangéesdepieux,debarrettesoudeprofilésmétalliques.

Cestechniquesnes'attaquentpasàlacausedesmouvementsmaisvisentàréduireouà arrêterlesdéformations.Ellessontintéressantesdanslescasoùlessolutionscuratives (terrassementsetdrainages)nepeuventpasêtretechniquementouéconomiquementmisesenœuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviterles déplacements,dontuneconséquenceseraitdediminuerlarésistanceaucisaillementdessols.La compatibilitédesdéplacementsdusoletdesstructuresdoitêtrepriseencomptelorsduchoixde cetypedetechnique.Eneffet,danslecadredetravauxdestabilisationdeglissementsdeterrain trèsactifs,l'exécutiond'ouvragesrigidestelsquedestirantsprécontraintsn'estpasenvisageable lesdéplacementsdusolconduiraientàlarupturedestirants.Ilestpréférabledeconstruire,dans cescas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations

b) Ouvragesdesoutènement

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à lastabilisationdesglissementsdeterrain,dufaitdeleurincompatibilitéavectoutedéformation;enoutre,ledimensionnementdoitprendreencompteleseffortstrèsimportantsengendrésparleglissement.Lorsquel'ouvrageestcorrectementancréetsuffisammentrésistantvis-à-visdeseffortsquiluisontappliqués,ilestfixe.Lapratiqueestdedimensionnerl'ouvrageenprenantencompteuneffortlimitedebutéedusolenamont,quiestl'effortmaximalapportéparlesmassesenmouvement(ladéformationdusolétantunecompression).

Lesouvragessouplessontdesstructuresobtenuesàpartirdegabions,demurscellulaires,oudesolrenforcéparfils,pararmaturessynthétiquesoumétalliques,parnappesdegéotextiles,pargrillesmétalliquesousynthétiques.Cesouvragesfonctionnentcommelesmassifspoidsdécritsci-dessus.Onlesdimensionneendeuxphases:vis-à-visdelastabilitéinterneselonuneméthodepropreàchacunedestechniques,etvis-à-visdelastabilitéexterneainsiquedécritprécédemment.

Cestechniques,quiadmettentlesdéformationsdusol,sontutiliséesnettementpluscouramment quelesmursrigides.[07] et [8]

c) Tirantsd'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroîtrelescontraintesnormaleseffectivessurlasurfacederupture.Pourcefaire,onancredestirantsconstituésdecâblesd'aciermultitoronsdansleterrainstablesituésouslasurfacederupture,etonappliqueentêteuneffortdetraction. [07] et [8]

Ceteffortpeutêtrerépartisurlasurfaceduterrainparl'intermédiairedeplaquesou depetitsmassifsenbétonarmé.Dansdenombreuxcas,lestirantssontcombinésàunmurouàdeslongrines. L'utilisationdetirantsprécontraintssuppose:

- ✓ qu'onaitdéterminélaforced'ancragenécessaireparmètrelinéairedeglissementpourassurerunevaleursuffisanteducoefficientdesécurité;
- ✓ qu'onjustifielechoixetlescaractéristiquesdestirants.
- ✓ Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité[07] et [8]

Danslecasd'unglissementàtroisblocs,commereprésentésurlafiguresuivante :

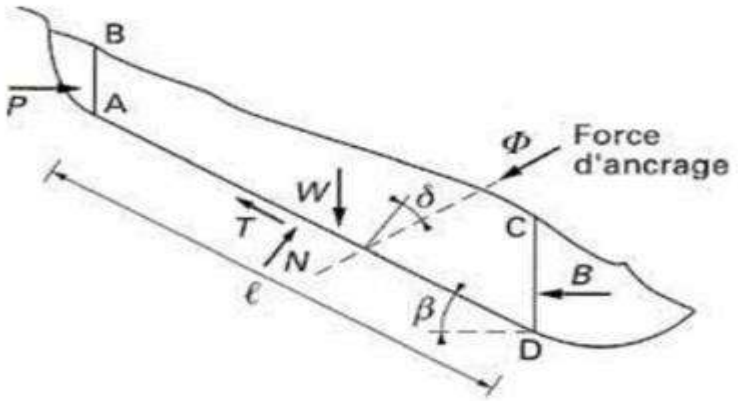


Figure I.13 : Stabilisation par ancrages précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de lafaçonsuivante.LamasseinstablepeutêtreassimiléeaublocABCDavecunétatdepousséesurAB(forceP)etdebutéesurCD(forceB).Sil'onsupposequeleterrainesthomogèneetsec,lecoefficientdesécuritéinitialestdonnépar:

$$F = \frac{C'l + (W\cos\beta + B\sin\beta - P\sin\beta)\tan\varphi'}{W\sin\beta + P\cos\beta - B\cos\beta} = \frac{numérateura}{dénominateurb} \qquad \textbf{Eq (1)}$$

AvecC′etφ′caractéristiquesdecisaillementdusol

Sil'onappliqueuneffortd'ancrageΦ,lecoefficientdesécuritédevient:

$$F + \Delta F = \frac{a + \emptyset\cos\delta\tan\varphi'}{b - \varphi\sin\delta} \qquad \textbf{Eq (2)}$$

PourunevaleurΔFàatteindre,onpeutminimiserl'effortd'ancrageenfaisantvarierl'inclinaison.L'effort$\boldsymbol{\varphi}$minimalestobtenupour:

$$\delta = arctan\frac{F + \Delta F}{\tan\varphi'} \qquad \textbf{Eq (3)}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un Suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillancedes tensions dans lestirants[07] et [8]

d) Renforcementparinclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durantlesdernièresannéescommeunetechniquedestabilisationdespentesinstables.Laraisonenestqu'ilestaiséetrapideàmettreEnœuvreetqu'iln'affectepaslagéométriedusite.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction del'inertiedesarmaturesutilisées:

Lesclousetmicropieux,constituésd'unearmaturedefaibleinertie(barresouprofilésmétalliquesparexemple)etd'uncoulisd'injection,etplacésobliquementouverticalement(FigureI.14);[07] et [8]

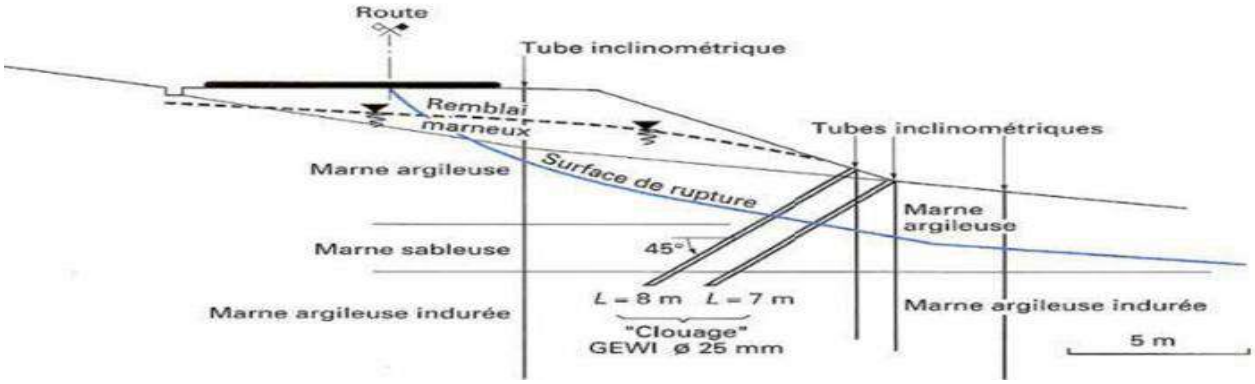


Figure I.14 : Exemple de clouage d'un glissement

Lespieuxetbarrettes(fûtsdebétonarmé,virolesenacierrempliesdebéton),quisontdeséléments degranderigidité,misenplaceverticalement.

e) Clousetmicropieux

Lastabilisationd'unglissementdeterrainparclouagereposesurleprincipesuivant:

La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage seferaenjustifiantunesécuritésuffisantevis-à-visdesrisquesdeRupture,quisesitue:

-dansleclou(barreoutubed'acier)partractionet/oucisaillement

-aucontactsol/clou,danslapartieinférieured'ancrage(arrachementduclou)

-danslesol,lelongdelasurfacederuptureparinsuffisanced'effortsapportésparlesclous

-etbienentendudanslesol,pourdesglissementsenprofondeurSousl'ouvrage(insuffisance defichedesclous),ouenavalsileclouageestplacétropenamontsurleversant,ouenamontsileclouageestplacétropenavalsurleversant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; On utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite où P est le périmètre du clou et le

frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5. [17]

f) Les palplanches :

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboitent différemment selon le modèle.

En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse. **[07] et [8]**

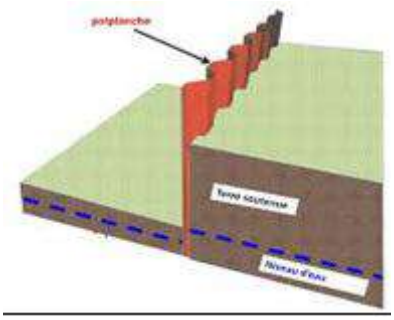


Figure I.15 : Exemple de palplanche

Les palplanches sont en principes utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain.

g) Gabions :

Mur de gabions (casiers remplis de pierre en grillage métallique) disposé en pied de glissement pour stopper son évolution vers la route. [07] et [8]

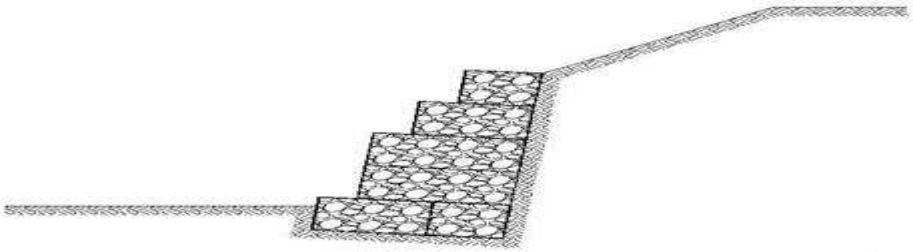


Figure I.16 : Exemple de gabion

h) Enrochement :

Eperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sure la chaussée**.**



Figure I.17 : Exemple d'enrochement

I.3 Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes :

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité **Fs**. Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis – en –vis de la rupture : si ce coefficient Fs.[07] et [8]

I.3.1. Calculs de stabilité :

Dans l'analyse de stabilité des pentes, il faut résoudre deux problèmes :

1- stabilité d'une masse (analyse des contraintes),
2- Définir la résistance au cisaillement mobilisable; [11] et [25]

a. Eléments de base du calcul :

Fondamentalement, il y a rupture lorsque contrainte de cisaillement appliquée ≥ résistance au cisaillement.

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).[02]

b. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite.

$$\boldsymbol{Fs = \frac{\sum forcederésistance}{forcesmotrices}} \qquad \textbf{Eq (4)}$$

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1 ; dans ce cas, la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour F_S=1, les caractéristiques correspondantes.

- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus. [11] et [25]

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau I.4) ; [02]

Tableau1.4 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973] [11] et [25]

Définition	**Formule**
Rapport de contraintes	$FS = \frac{\tau \max}{\tau}$
Rapport de forces	$FS = \frac{\text{E resist}}{\text{E moteur}}$
Rapport de moments	$FS = \frac{\text{M resist}}{\text{M moteur}}$
Rapport de grandeurs	$FS = \frac{\text{H max}}{\text{H}}$

Théoriquement, le talus est dit stable si FS > 1, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque FS = 1, mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyensde transport et par les séismes.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de *FS* en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau1.5 Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

FS	**Etat de l'ouvrage**
< 1	Danger
$1{,}0 - 1{,}25$	Sécurité contestable
$1{,}25 - 1{,}4$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
	Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la
	rupture serait catastrophique
$> 1{,}4$	Satisfaisante pour les barrages

c. Cas des ruptures planes (glissements plans) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure I.18).

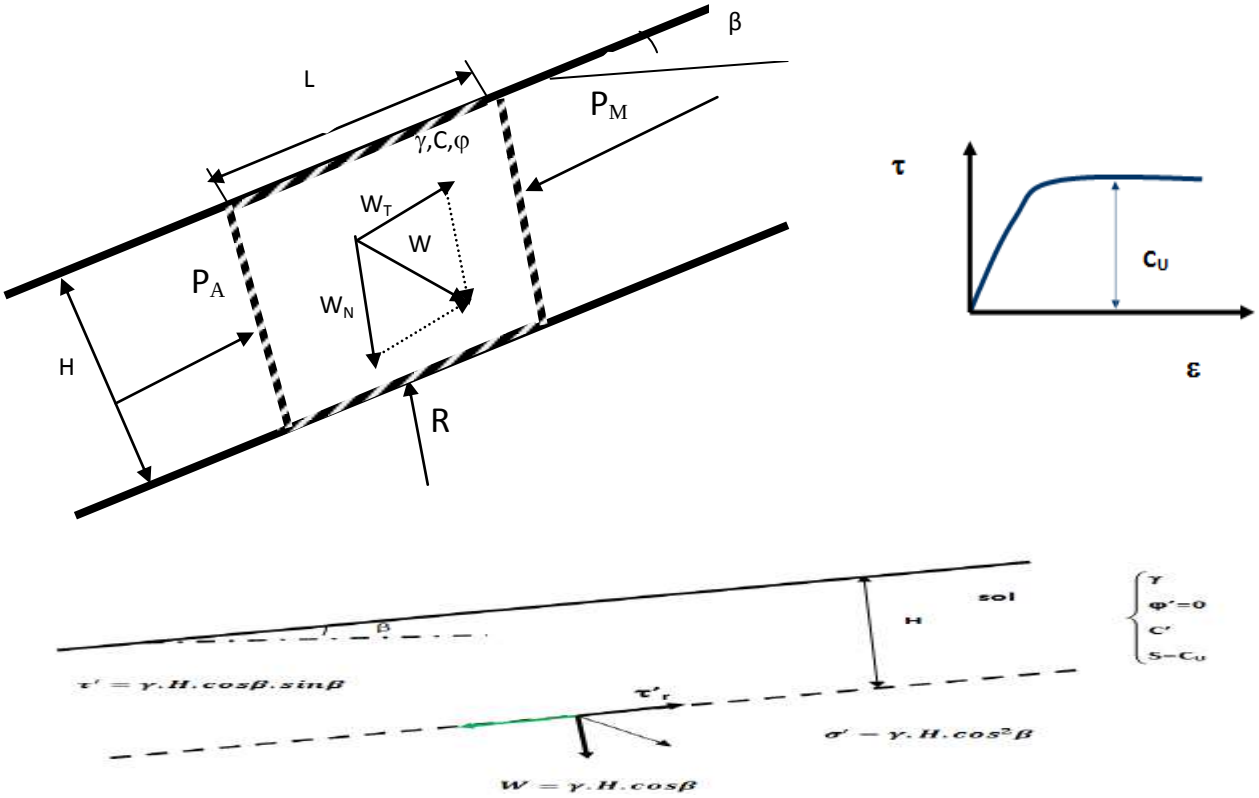


Figure I.18 : Schéma type d'une rupture plane

Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane[02]

1. Calculer la contrainte de cisaillement nécessaire pour équilibre sur un plan supposé de glissement;
2. Déterminer la résistance mobilisable sur ce plan (indépendante de s');
3. F.S. = résistance mobilisable / résistance de cisaillement nécessaire pour équilibre;
4. Déterminer la surface critique.

Analyse de stabilité→analyse de contrainte pour τ.

Le massif hachuré est soumis aux forces suivantes:

- les réactions latérales $\boldsymbol{P_A}$ et $\boldsymbol{P_M}$ qui sont égales (principe de l'action et de la réaction);
- le poids **W** (de composantes $\boldsymbol{W_N}$ et $\boldsymbol{W_T}$)
- la réaction **R** s'exerçant sur le plan (**AM**), de composantes normale $\boldsymbol{R_{NA}}$ et tangentielle $\boldsymbol{R_{TA}}$.

Le glissement du massif est du à la force motrice $\boldsymbol{W_T}$, il y a lieu selon le plan (**AM**). La force résistante notée **T** est la résultante de la contrainte de cisaillement $\boldsymbol{\tau}$ s'exerçant sur la surface de glissement. On définit le coefficient de sécurité $\boldsymbol{F_S}$par le rapport : [02]

$$\boldsymbol{F_S = \frac{T}{W_T}} \qquad \textbf{Eq (5)}$$

Où : $\boldsymbol{W_T = W \sin \beta}$ **Eq (6)**

Et : $\mathbf{W = \gamma HL \cos \beta}$ **Eq (7)**

T est la force due à la résistance au cisaillement du sol, qui est exprimée par :

$$\boldsymbol{T = CL + R_N \tan \varphi} \qquad \textbf{Eq (8)}$$

Où :

(CL) est le terme de cohésion ;

($R_N$tgφ) est le terme de frottement.

Sachant que l'on a : $\boldsymbol{R_N = W \cos \beta}$ **Eq (9)**

En tenant **compte de (Eq7),** l'expression du coefficient de sécurité d'après (Eq5) s'écrit :

$$\boldsymbol{FS = \frac{CL + \gamma HL \cos \beta^2 \, tan\varphi)}{\gamma HL sin\beta \cos \beta}} \qquad \textbf{Eq 5(a)}$$

En introduisant le paramètre adimensionnel **K** (appelé facteur de stabilité) défini par :

$$\boldsymbol{K = \frac{C}{\gamma H}} \qquad \textbf{Eq 5(b)}$$

L'équation (**5 (a)**) s'écrit alors :

$$\boldsymbol{FS = K \frac{2}{sin2\beta} + \frac{\tan \varphi}{tan\beta}} \qquad \textbf{Eq 5(c)}$$

On remarque que **F** est une fonction linéaire en **K**. D'autre part, on vérifie que si **β** augmente le coefficient de sécurité, ce qui est évident. **[25]**

Cas particuliers :

Pour un sol purement cohérent($C = C_U$; $\varphi_{uu} = 0$)le coefficient de sécurité s'écrit :

$$\boldsymbol{FS = \frac{2}{sin\beta} \frac{C_u}{\gamma H}} \qquad \textbf{Eq 5(d)}$$

Pour un sol pulvérulent (C=0) le coefficient de sécurité s'écrit :

$$FS = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \qquad \text{Eq 5(e)}$$

La valeur limite de β est égale à φ ($angledutalusnaturel$) , elle correspond à un **coefficient de sécurité$F = 1$.**

d. Cas des ruptures circulaire :

On étudie la rupture suivant une surface circulaire d'un talus, constitué d'un sol purement cohérent, angle **β** avec l'horizontale. Le cercle est supposé centré en **O** (figure I.19) et de rayon **R** tel que :

$$R = \frac{H}{\sin \beta} \qquad \text{Eq (10)}$$

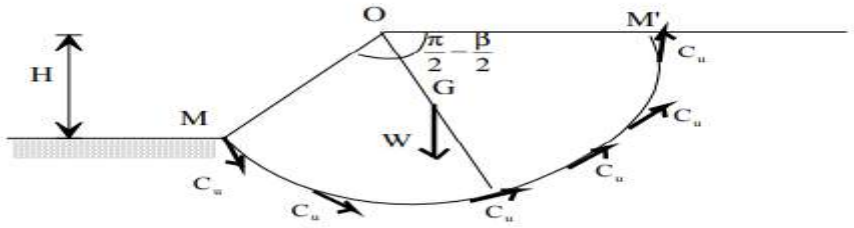


Figure I.19 : Rupture circulaire d'un talus en sol purement cohérent

Dans ce cas on définit le coefficient de sécurité F par le rapport des moments par rapport à O, entre les forces résistantes et les forces motrices. On a: [02]

$$FS = \frac{M_0(résistant)}{M_0\ (moteur)} \qquad \text{Eq (11)}$$

Avec :

$$M_0(résistant) = 2R^2 C_u(\frac{\pi}{2} - \frac{\beta}{2}) \qquad \text{Eq (12)}$$

$$M_0(moteur) = WOG\cos(\frac{\pi}{2} - \frac{\beta}{2}) \qquad \text{Eq (13)}$$

où:

$C_u$est la cohésion non drainée ;

Gest le centre de gravité de la masse de sol en rupture. En utilisant (**Eq5b**),en obtient :

$$FS = Kf(\beta) \qquad \text{Eq (14)}$$

I.3.2. Développement des méthodes d'analyse

Développement des méthodes d'analyse
$\varphi = 0$

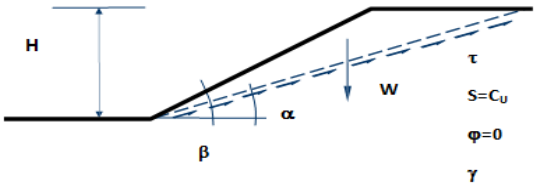


Figure I.20 : méthodes d'analyse $\varphi = 0$

- **Culman (1774)**

Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane. [25]

1. Calculer la contrainte de cisaillement nécessaire pour équilibre sur un plan supposé de glissement;
2. Déterminer la résistance mobilisable sur ce plan (indépendante de s');
3. F.S. = résistance mobilisable / résistance de cisaillement nécessaire pour équilibre;
4. Déterminer la surface critique.

Analyse de stabilité→analyse de contrainte pour τ.

Culman a trouvé une expression pour obtenir le facteur de sécurité en fonction deβ, H, α, γ et Cu.

Cette méthode montre que pour$\varphi = 0$ (donc pour un sol cohésif), F.S. = *f*(β, H, γ, Cu).

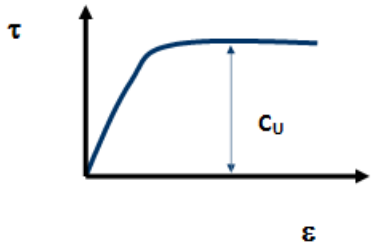


Figure I.21 : Analyse de stabilité.

- **Collin (1870)**

Collin a commencé en 1870 à traiter la stabilité des pentes par des cercles (selon observation)[25]

- **<u>Méthode suédoise (1912)</u>**

Méthode en$\varphi = 0$ (contrainte totale); Équilibre des moments autours
d'un point O; Rotation d'un bloc circulaire
W = gravité
Moment renversant : MR = -W.a
Moment résistant : MO = R.*l*.τ
À l'équilibre MR+MO =0
On n'a pas parlé de résistance encore – Analyse des contraintes pour trouverτ.
-Wa + R.*l*.τ =0 (τ = contrainte de cisaillement mobilisable et S est la résistance au cisaillement disponible)

Sol homogène : S = Cu

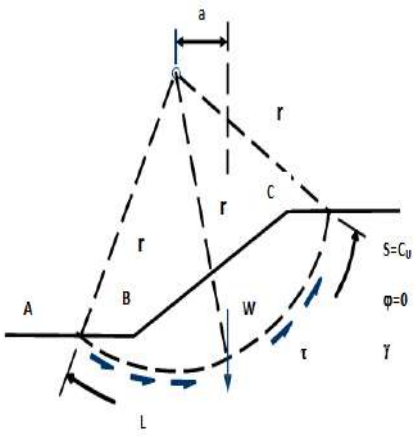


Figure I.22 : méthodes d'analyse $\varphi = 0$

F.S. = Cu/τ
= Cu/(Wa/R.*l*)
= Cu.R.*l*/ W.a

F.S. = Cu.R.*l*/ W.a **Eq (15)**

I.3.3. Les méthodes de calcul de stabilité des pentes :

Le coefficient de sécurité a été défini de deux manières différentes. Il existe aussi d'autres définitions pour ce coefficient, qu'on donne ci-dessous.

- Rapport à un élément géométrique : Dans le cas d'un talus vertical, le coefficient de sécuritéest :

$$F = \frac{H_c}{H} \qquad \textbf{Eq (16)}$$

Où H_c est la hauteur critique qui provoque la rupture du talus, **H** étant sa hauteur réelle.

- Rapport aux caractéristiques mécaniques : Le coefficient de sécurité est défini par :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad \textbf{Eq (17)}$$

Oùτ_{max}est la résistance au cisaillement maximal du sol, etτ est la contrainte de cisaillement réelle. C'est cette dernière définition qui est actuellement la plus utilisée par les méthodes usuelles de calcul de stabilité des pentes. On écrit d'après la courbe intrinsèque que :

$$\tau_{max} = C + \sigma \tan \varphi \qquad \textbf{Eq (18)}$$

D'après (Eq (15)), on a :

$$\tau = \frac{C}{F} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F} \qquad \textbf{Eq (19)}$$

D'après (Eq14), L'étude revient à considérer un sol ayant pour caractéristiques mécanique : $\frac{C}{F}$ et $\arctan(\frac{\tan \varphi}{F})$ dont la stabilité est étudiée avec un coefficient de sécurité égal à l'unité, figureI.23). [02] et [25]

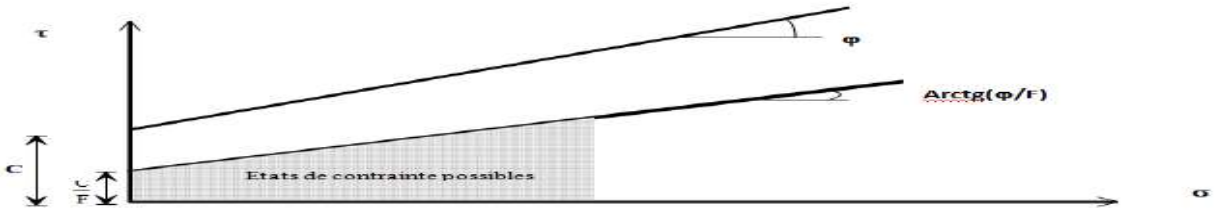


Figure I.23 : Caractéristiques mécaniques à retenir pour une étude de stabilité des pentes

I.3.3.1. Choix d'une courbe de calcul :

On étudie le glissement en considérant l'équilibre limite de la masse de sol limitée par lasurface de rupture et le parement d'un talus. La surface la plus défavorable étant inconnue, onfait une hypothèse sur sa forme. L'expérience montre d'habitude que la surface de glissementobservée peut être assimilée à un cylindre de base circulaire : donc la courbe de calcul àretenir est le cercle. On utilise aussi comme surface de rupture la spiral logarithmique. On précise dans quelles conditions on est amené à considérer cetype de surface.[06] ; [07], [13] et [08]

I.3.3.2. Méthode de calcul le long d'un cercle de glissement

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- on suppose que le talus est suffisamment long pour faire un calcul en déformation plane ;
- il n'y a pas de déformations du sol avant la rupture, cette dernière se produit au même instant en tout point du cercle de la même manière;
- les sols sont isotropes ;
- les calculs sont faits en contraintes effectives.

Considérons l'équilibre de la masse du sol (zone hachurée la figure I.24) qui subit une rupture circulaire selon la courbe AMN. Les forces qui s'y exercent sont les suivantes :

- le poids W ;
- la force due à la pression de l'eau u E appliquée sur le contour MN.
- la force due à la résistance au cisaillement du sol qui agit sur le contour AMN. Sur un élément «ds » de ce contour s'exerce une contrainte normale effective σ', et la contrainte de cisaillement τ' donnée à partir de (Eq 17), soit :

$$\boldsymbol{\tau' = \frac{C'}{F} + \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F}} \qquad \textbf{Eq (20)}$$

Ainsi la réaction effective due à la résistance au cisaillement se décompose en :

- une composante normale : $\boldsymbol{R'_N = \int_{AN} \sigma' ds}$
- une composante de cisaillement $\boldsymbol{T' = \int_{AN} \frac{C}{F} ds + \int_{AN} \frac{\sigma' \tan \varphi'}{F} ds}$

La résolution du problème se fait à partir des équations d'équilibre de la statique.
On étudie ci-dessous la méthode des tranches qui est très utilisée en pratique, et permet de traiter les cas de sol hétérogènes.

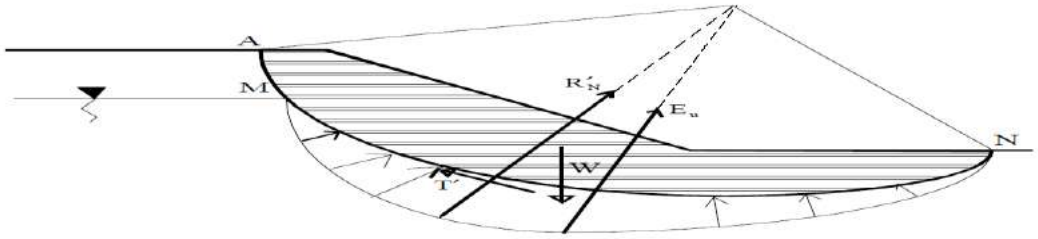


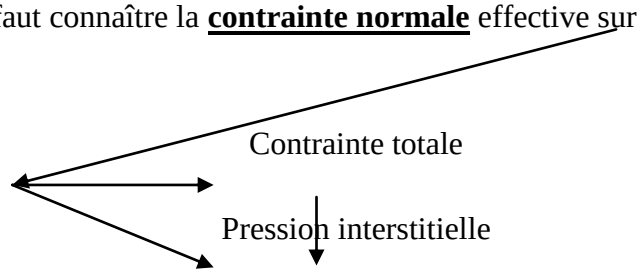
Figure I.24 : Force exercées sur une masse de sol en rupture par glissement circulaire

I.3.3.3. Méthode d'analyse par contrainte effective

(Pouvant utiliser contraintes effectives S → c′et φ′(i.e. résistance effective par changement de contraintes effectives;résistancevarie avec la profondeur)

Les méthodes que nous avons vues précédemment sont proposées pour $\varphi = 0$ (i.e. pour un sol dont la résistance ne varie pas avecla contrainte normale).

Il existe plusieurs situations où on est intéressé de représenter le sol par $\boldsymbol{\sigma = c' + \sigma \tan \varphi}$
En contrainte effective $\boldsymbol{S = c' + (\sigma - u) \tan \varphi}$
Ceci signifie que si on veut déterminer la résistance au cisaillement qui peut être mobilisée sur la surface de rupture, il faut connaître la **contrainte normale** effective sur ce plan.



Maintenant analyse de contrainte = $\boldsymbol{\tau et \sigma_N}$ → pour déterminer S. [07], [13] et [08]

I.3.3.4. Méthode globale

Il existe des méthodes qui vont surtout être utilisées pour tracer des abaques. Ces méthodes ne font pas intervenir des tranches, considérant toute la masse du sol limitée par la surface de rupture. Elles ne considèrent que des sols homogènes. Elles sont utiles surtout pour faire des abaques.

Ex.
- Log spiral
- Cercle de friction

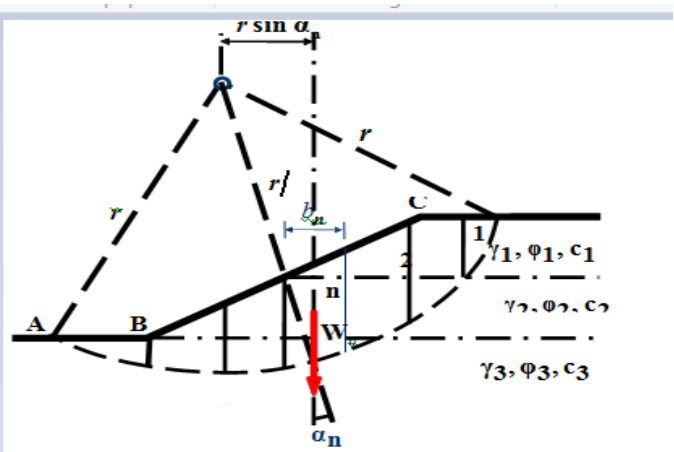


Figure I.25 : Force exercées sur une masse de sol en rupture par glissement circulaire

Forces sur une tranche :

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. Les inconnus et équations pour un système de n tranches est :

- n équations des moments pour chaque tranche;
- n équations des forces verticales pour chaque tranche
- n équations des forces horizontales pour chaque tranche;

$$\left.\begin{array}{l}\sum M = 0\\ \sum F_Y = 0\\ \sum F_X = 0\end{array}\right\} 3n$$

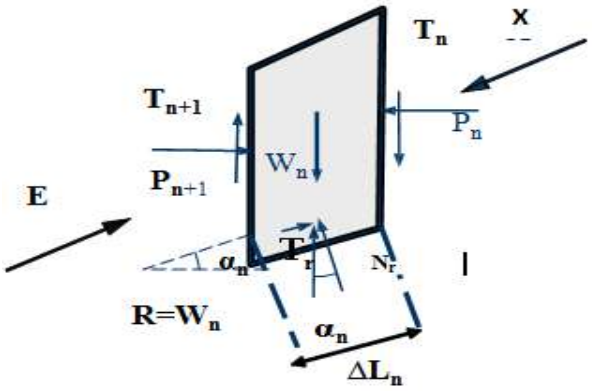


Figure I.26 : Force exercées sur une tranche de sol

Les inconnus sont comme suit :

- 1 facteur de sécurité
- n forces normales N à la base de chaque tranche
- n localisations de la force normale
- n-1 forces normales entre les tranches
- n-1 forces de cisaillement
- n-1 localisations des forces entre les tranches

} 5n-2 inconnus

Si on veut satisfaire toutes les conditions d'équilibre, nous avons 5n-2 inconnus à déterminer. Or nous ne disposons que de 3n équations.

→ **Lesystèmeestdoncstatistiquementindéterminé**

Les méthodes que nous allons voir ne pourraient donc pas satisfaire rigoureusement aux 3 conditions d'équilibre. Les méthodes vont habituellement satisfaire l'équation des moments et peut être une autre condition.

Dans le cas de l'équilibre d'une surface circulaire, il est possible de faire quelques hypothèses. Il est possible d'assumer que W et N agissent au centre de la base de la tranche. Ainsi la localisation de la force normale à la base de la tranche n'a plus d'importance et disparaît (-n inconnus). Il reste donc (4n-2) inconnus.

I.3.3.5. La méthode des tranches

Elle consiste à diviser la masse du sol comprise entre le cercle de glissement et le parementdu talus en tranches verticales. En faisant une hypothèse sur les forces exercées sur la tranche« n »

Elle consiste à diviser la masse du sol comprise entre le cercle de glissement et le parementdu talus en tranches verticales. En faisant une hypothèse sur les forces exercées sur la tranche« n ».

Par les tranches « n-1 » et « n+1 » (figure 1.27), on calcule la contrainte σ′exercée sur le côté inférieur de la tranche. $\boldsymbol{G_n, W_n, \alpha_n, O_n}$

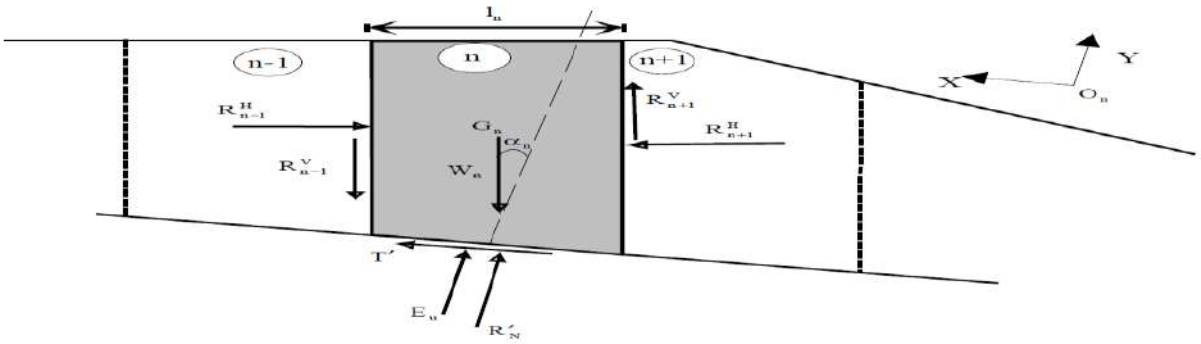


Figure I.27 : Forces appliquées sur une tranche de sol

Dans cette méthode, nous assumons que les forces résultantes (E et X) entre les tranches sont parallèles et que leur somme est négligeable de sorte qu'elles ne causent pas de moment autour du centre du cercle de rupture. De cette façon, nous avons éliminé n inconnus et nous avons maintenant (3n-2) inconnus et 3n équations.

Si on fait maintenant l'équilibre des moments autour de O.

$$\boldsymbol{M_R + M_O = 0} \qquad \textbf{Eq (21)}$$

$$\boldsymbol{M_O = \sum W_i a_i F_s = \frac{S}{\tau} \rightarrow \tau = \frac{S}{F_s}} \qquad \textbf{Eq (22)}$$

$$\boldsymbol{M_R = \sum \tau_i l_i R_i \qquad \rightarrow \qquad \tau = \frac{c + \sigma_N \tan \varphi}{F_s}} \qquad \textbf{Eq (23)}$$

Eq (24)

$$M_R = \frac{\sum l_i R_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi)}{F_s}$$

$$M_R = \frac{R}{F_s} \sum l_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi) \qquad \textbf{Eq (25)}$$

$\sigma_N$est la contrainte normale $\sigma_N = \frac{N_r}{l_i} = \frac{W_i \cos \alpha_i}{l_i}$ (il s'agit d'une hypothèse).

T est la contrainte nécessaire à l'équilibre ou la contrainte de cisaillement à l'équilibre.

S est la résistance au cisaillement mobilisable (inconnue) et elle est reliée à F_s

À l'équilibre :

$$M_R + M_O = 0 \qquad \textbf{Eq (26)}$$

$$\rightarrow -W_i a_i + \frac{R}{F_s} \sum l_i (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi) = 0$$

$$\rightarrow F_s = \frac{R. \sum l_i \ (c_i + \sigma_{Ni} \tan \varphi)}{W_i a_i} \qquad \textbf{Eq (27)}$$

On a :

$$a_i = R \sin \alpha_i \qquad et \qquad \sigma_{N_i} = W_i \cos \alpha_i \qquad \textbf{Eq (28)}$$

$$\rightarrow F_s = \frac{\sum l_i \ (c_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi)}{W_i \sin \alpha_i} \qquad \textbf{Eq (29)}$$

Si on veut exprimer F.S. en fonction de la contrainte effective $\sigma' = \sigma - u$

Donc :

$\sigma = c' + \sigma'_N \tan \varphi'$

et $\sigma'_N = \sigma_N - u$

$\rightarrow \ \sigma'_N l = \sigma_N l - ul$

$\rightarrow \ \sigma'_N l = W \cos \alpha - ul$

$\rightarrow \ \sigma'_N l = W \cos \alpha - ul$

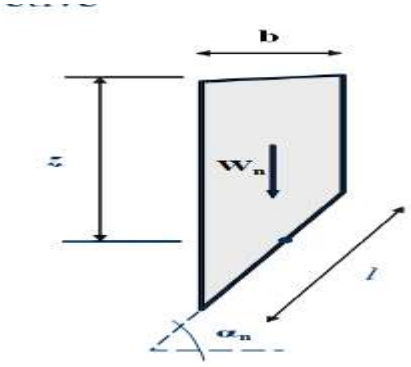


Figure I.28 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode des tranches

Donc :

$$F_s = \frac{\sum l_i (c'_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi')}{\sum W_i \sin \alpha_i} \qquad \textbf{Eq (30)}$$

Cette formulation amène cependant certaines difficultés. Lorsque α augmente, $\sigma_n d$evient de plus en plus petite

$$\sigma_N = \frac{W_i \cos \alpha_i}{l_i} \qquad \text{Eq (31)}$$

$$W = \gamma . Z . b \qquad \text{Eq (32)}$$

$$\rightarrow \quad \sigma_N = \frac{W_i \cos \alpha}{l} = \frac{\gamma . Z . b . \cos \alpha}{l} \qquad \text{Eq (33)}$$

On a : $l = \frac{b}{\cos \alpha}$

$$\rightarrow \sigma_N = \frac{\gamma . Z . b \cos \alpha}{(b/\cos \alpha)} = \gamma . Z . \cos^2 \alpha \qquad \text{Eq (34)}$$

Donc si le plan de cisaillement est vertical

$$\alpha = 90° \rightarrow \sigma_N = 0$$



Figure I.29 : Forces appliquées sur une tranche de sol

En présence de l'eau (u > 0)

$$\sigma'_N = \gamma . z . cos^2 \alpha - Z . \gamma_w = \gamma . Z . cos^2 \alpha - Z . \frac{\gamma}{2}$$

$$\rightarrow \sigma'_N = \gamma . z . (cos^2 \alpha - \frac{1}{2})$$

Donc : **si** $\alpha = 45° \; et \; nappe \; en \; surface \; \sigma'_N = 0$

Ce que nous venons de voir implique qu'il est possible d'avoir à un certain moment des contraintes effectives $\sigma'_N < 0$.

Si par exemple $\gamma = 20 \, KN/m^3 \; et \; \alpha > 45°$

$$\sigma'_N = \gamma . Z . cos^2 \alpha - Z . \gamma_w = z . (20 . cos^2 \alpha - 10) = 10 . z . (2 < 0.5) - 1) < 0$$

Si par exemple $\gamma = 1720 \, KN/m^3 \; et \; \alpha > 45°$

$\sigma'_N = 0 \rightarrow 17 cos^2 \alpha - 10 = 0 \; \alpha = 39.9° \; donc \; pour \; \alpha > 39.9°, \sigma'_N < 0$

En terme en termes d'analyse des contraintes →il existe à des endroits des zones dites de traction.

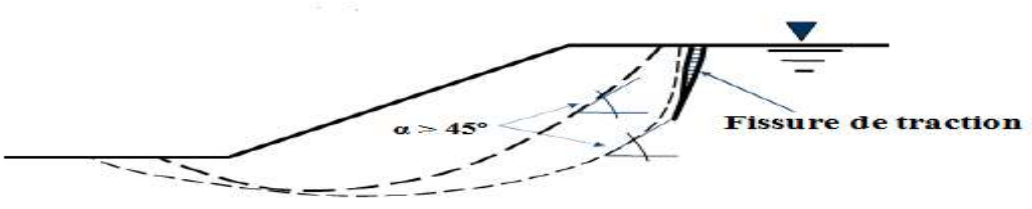


Figure I.30 : Forces appliquées sur une tranche de sol

I.3.3.6. Méthode de Bishop (qu'on appelle habituellement Bishop simplifiée)

La méthode de Bishop diffère de celle des tranches surtout parce qu'elle fait l'équilibre dans chacune des tranches pour trouver σ_N au lieu d'assumer celle ci comme étant égale à $Wcos\alpha . \sigma_N \rightarrow \sum F_V$.
En fait on voit que si on fait l'équilibre des forces pour obtenir σ'_N, on n'a pas nécessairement $Wcos\alpha$.

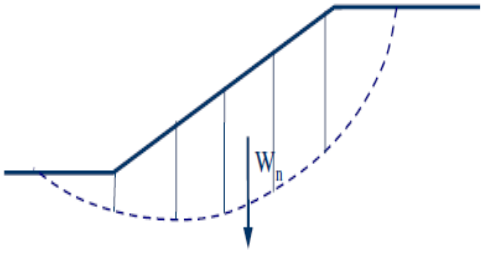
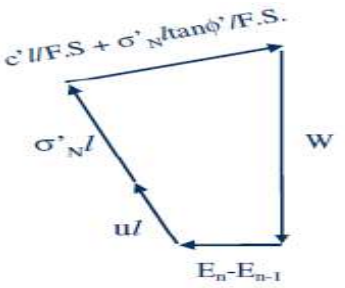


Figure I.31 : Forces appliquées sur une tranche de sol

Hypothèse : $X_n - X_{n-1} = 0$
Si on trace le polygone des forces pour trouver σ_N pour chaque tranche,
on a alors :



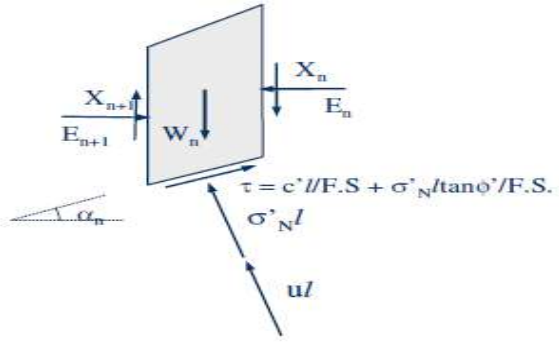


Figure I.32 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

Dans la $\sum F_V, E_n - E_{n-1}$ n'entre pas en ligne de compte mais influence le polygone à l'équilibre:

$$\sum F_V = 0 \rightarrow -W + ulcos\alpha + \sigma'_N\, l\, cos\alpha + c' lsin\alpha / F_s + \frac{\sigma'_N l tan\varphi sin\alpha}{F_S} = 0$$

$$\sigma'_N l = \frac{(W - ul\, cos\, \alpha - \frac{c' lsin\alpha}{F_s})}{cos\alpha + tan\varphi\, .sin\alpha / F_s}$$

Méthode des tranches : $\boldsymbol{\sigma'_N l = Wcos\alpha - ul}$

I.3.3.7. Méthode de Bishop

Équilibre de l'ensemble : $\sum M = 0$ pour déterminer F_s.

De l'équilibre des moments, on a déjà établie : $\boldsymbol{F_s = \frac{\sum(l_i c'_i + \sigma'_{N_i} l_i tan\varphi')}{\sum W_i sin\alpha_i}}$

Bishop est différent que dans le calcul de $\boldsymbol{\sigma'_{N_i}}$ Si nous remplaçons dans l'équation :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i}\right).\sum\left((l_i c'_i + \left\{\frac{(W - u l\cos\alpha - \frac{c' l \sin\alpha}{F_s})}{\sum cos\alpha + tan\varphi\, sin\alpha / F_s}\right\} \tan\varphi'\right) \quad \textbf{Eq (35)}$$

Si on veut une expression avec le même dénominateur, nous faisons $m_\alpha = \cos\alpha + \tan\varphi \sin\alpha / F_s$ **Eq (36)**

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i sin\alpha}.\frac{\sum(l_i c'_i \cos\alpha + (W - u\, l\cos\alpha)\tan\varphi')}{m_\alpha} \quad \textbf{Eq (37)}$$

À noter $m_\alpha$contient F_s (inconnu). Il faut donc procéder par itération → converge rapidement.
Si on travaille à la main, il est plus simple de réécrire cette équation avec : $b = lcos\alpha \rightarrow m_\alpha = hbsin\alpha\,; W = \gamma hb$

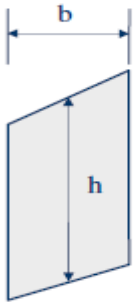


Figure I.33 : les démentions d'une tranche

$$F_s = \frac{1}{\sum \gamma h_i b_i sin\alpha_i}.\frac{\sum(b_i\,(c'_i + (\gamma h_i - u_i)\,)\tan\varphi')}{m_\alpha} \quad \textbf{Eq (38)}$$

I.3.3.8. Méthode à surface générale

Lorsqu'on travaille à la main, le terme m_α est assez fastidieux à évaluer. Il existe cependant des tables qui permettent de donner directement le terme en fonction de α et de $\tan\varphi$/F.S. [15]

Si on utilise des tranches, quelle que soit la forme assumée de la surface de rupture, nous avons comme déjà vu :
(5N – 2) inconnus et 3 N équations.

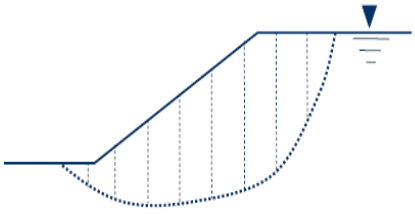


Figure I.34 : Forces appliquées sur une tranche de sol

À peu près toutes les méthodes assument que la force normale à la base de la tranche est appliquée au centre de celle-ci, nous avons alors : [15]

(4N – 2) inconnus et 3N équations

Nous devons donc faire N-2 autres hypothèses.
Dans la suite de ce chapitre, nous ne verrons pas tous les détails de formulation des méthodes d'analyse (surface générale). Nous verrons surtout les hypothèses et les relations de calcul.**[15]**

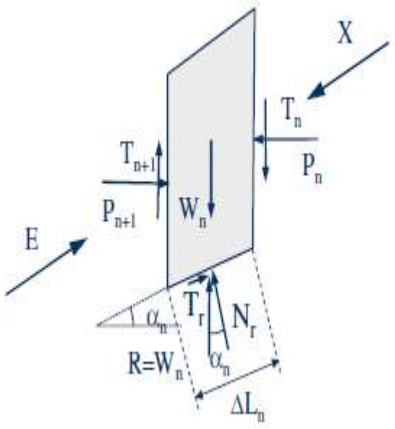


Figure I.35 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

I.3.3.9. Méthode deFellenius:

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.
C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicitéde la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à lamain.
Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de latranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. Lacomposante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnellemobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de larupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité. [15] et[02]

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de touteeau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_S = \frac{\sum(\mathbf{clcos\alpha + W\ cos\alpha\ tan\varphi})}{\sum W sin\alpha} \qquad \textbf{Eq (39)}$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (I-37) la force normale de la méthodeOrdinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$F_S = \mathbf{W.cos\alpha} \qquad \textbf{Eq (40)}$$

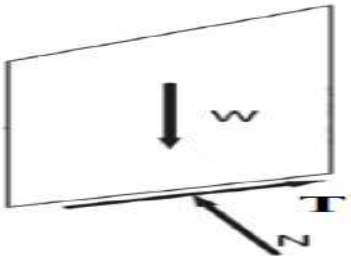


Figure I.36 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

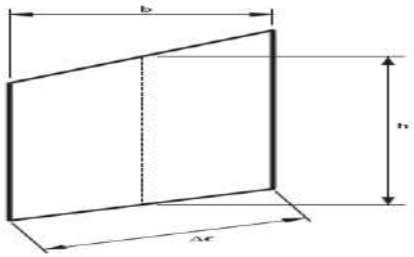


Figure I.37 : les démentions d'une tranche

I.3.3.10. Méthode simplifiée de Janbu et al. 1956

C'est une bonne méthode à utiliser à la main.
Cette méthode assume la localisation des forces P = N-1
hypothèses. On a donc 3N-1 inconnus et 3N équations.
Nous nous retrouvons avec un système surdéterminé. Ceci peutcauser certaines instabilités de la solution surtout lorsqu'on utilisel'ordinateur. [15]et [02]

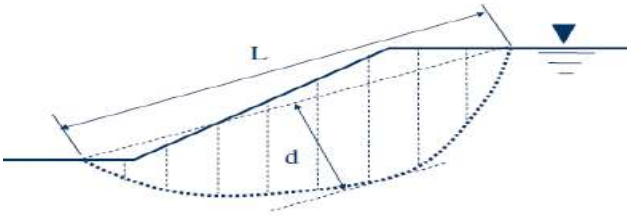


Figure I.38 : Variation de L

La méthode utilise un coefficient correcteur f0 pour tenir compte des forces entre les tranches. On calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé F_{S0} est déterminé comme suit :

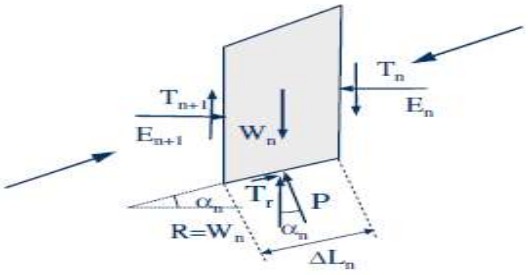


Figure I.39 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

$$F_{S0} = \frac{\sum(c'l\cos\alpha + (P - ul)\tan\varphi')\cos\alpha}{\sum P\sin\alpha} \qquad \textbf{Eq (41)}$$

$$P = \frac{\left[W - \frac{c' l\sin\alpha}{F_S} + \frac{ul\tan\varphi' \sin\alpha}{F_S}\right]}{m_\alpha} \qquad \textbf{Eq (42)}$$

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F_S = f_0 . F_{S_0} \qquad \textbf{Eq (43)}$$

Pour obtenir les valeurs de f0, Il existe aussi la méthode dite rigoureuse de Janbu où les forces de cisaillement sont incluses dans le calcul de P.

I.3.3.11. Méthode de Morgenstern-Price 1965

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire :

T/E = λ f(x) N-1 hypothèses

L peut varier entre 0 et 1. La figure I.40 montre les fonctions typiques de f(x).

Dans cette méthode, les forces entre les tranches sont déterminées de la même façon que dans la méthode rigoureuse de Janbu. Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0.
Lescoefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour divers valeurs de □ .

La première série correspond à l'équilibre des moments et ladeuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécuritésont mis en graphique en fonction de l.

Le point d'intersectionsatisfait les deux conditions d'équilibre.

Cette méthode est précise, mais demande une certaine pratiquepour donner le bon f(x). [15]et [02]

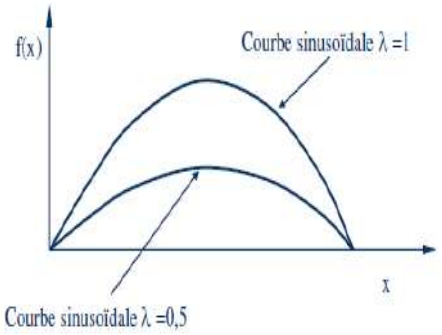


Figure I.40 : les fonctions typiques de f(x).

I.3.3.12. Méthode de Spencer 1967

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright l'a développée pour une surface non circulaire. [15]

Spencer assume que le rapport des forces verticale et horizontale est constant pour toutes les tranches :

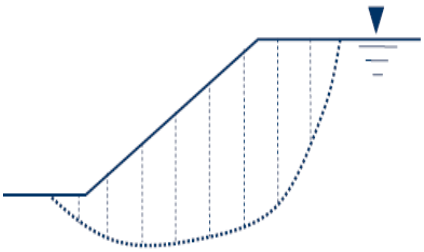


Figure I.41 : Tranche du sol

$$\boldsymbol{T/E = (T + dT)/(E + dE) = tang\theta} \qquad \textbf{Eq (44)}$$

N-1 hypothèses. Où θ est l'angle formé par la résultante etl'horizontale. Dans ce cas, la force P est donnée par : [15]

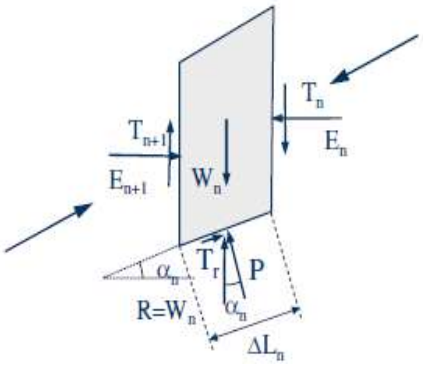


Figure I.42 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.

$$P = \frac{\left[W - dE.tan\theta - \frac{c' lsin\alpha}{F_S} + \frac{ultan\varphi' sin\alpha}{F_S}\right]}{m_\alpha} \qquad \text{Eq (45)}$$

$$F_S = \frac{\sum(c'lcos\alpha + (P - ul)tan\varphi')cos\alpha}{\sum Psin\alpha} \qquad \text{Eq (46)}$$

Pour chaque angle q, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle q, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibredes forces et des moments sont satisfaites.

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec *f*(x)=0. [15]

I.3.3.13. Méthode des coins (rupture par translation)

Il s'agit d'une méthode approximative. La masse sur le plan de rupture potentiel est séparée en une série de coins et l'équilibre de chaque coin est considéré.

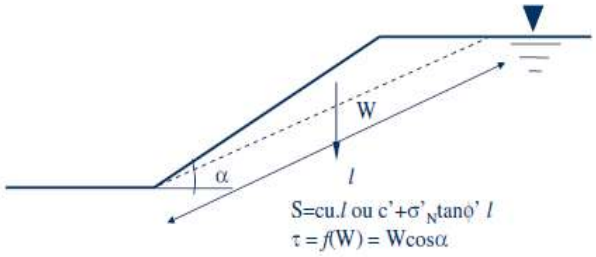


Figure I.43 : La représentation des forces sur une tranche dans le coin

- Équilibre des forces horizontales et verticales.
- On doit cependant faire une hypothèse sur l'inclinaison de la force entre les coins :

$10^o < \delta < 15^o$ - $\delta = 0_o$ conservateur

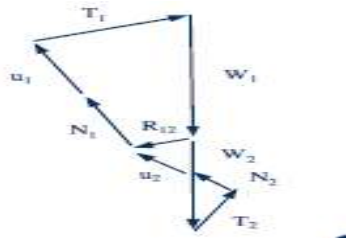


Figure I.44 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode des coins

En A et B, on voit que en plus de la translation du bloc sous son propre poids, il y'aurai des efforts à chacune des extrémités.
En A semblable à pousser sur un mur
En B semblable à buté sur un mur

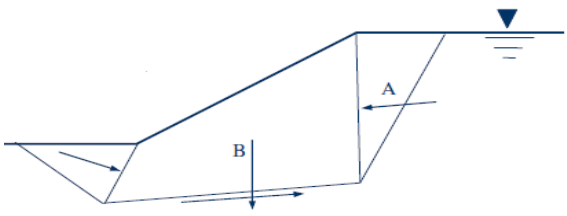


Figure I.45 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode des coins.

On retrouve donc deux façons de traiter ce problème.

D'abord on fait l'équilibre des forces sur les blocs où on considère toutes les masses, incluant celles à l'extérieur.
Problème : il faut maintenant considérer l'interaction des coins.

On assume un facteur de sécurité de départ. Résolution par polygone des forces du coin 1 (on obtient R12). R21 étant égal à R12, le polygone des forces du coin2 doit fermer si équilibre.
Si le polygone ne ferme pas, il faut assumer un autre F. **[15]**

I.3.3.14. Évaluation et limitation des méthodes

Il faut distinguer méthode : [15] Circulaire
non circulaire
contrainte totale et contrainte effective.

1. Méthode Suédoise : pour $\varphi = 0$ et surface circulaire
méthode simple qui donne F de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non homogènes.

Méthode Circulaire :

1. Méthode des tranches : Lorsque cette méthode est employée pour $\varphi = 0$, c'est la même que la méthode Suédoise.
Il s'agit de la méthode la plus simple employée pour $\varphi \neq 0$.
Elle s'applique à des dépôts de sol non homogènes.
La méthode est conservatrice.

Limitations : Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et φ', surtout si u est élevé.
Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
Elle ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre.

2. Bishop simplifié : s'applique à des dépôts de sol non homogènes.
$\varphi' \neq 0$et donne des facteurs de sécurité > à ceux obtenus par la méthode des tranches.
Elle est par contre plus précise que la méthode des tranches.
Elle donne les mêmes résultats que la méthode des tranches pour $\varphi = 0$.

Limitations : Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.
La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

I.3.4. Évaluation et limitation des méthodes

Il faut distinguer méthode : Circulaire
[15] non circulaire
contrainte totale et contrainte effective.

2. Méthode Suédoise : pour $\varphi = 0$ et surface circulaire
méthode simple qui donne F de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non homogènes.

Méthode Circulaire :

Lorsque cette méthode est employée pour$\varphi = 0$, c'est la même que la méthode Suédoise.

3. Méthode des tranches : Il s'agit de la méthode la plus simple employée pour $\varphi \neq 0$.
Elle s'applique à des dépôts de sol non homogènes.
La méthode est conservatrice.

Limitations : Elle sous-estime le facteur de sécurité en$c' \neq 0. et\ \varphi' \neq 0.$, surtout si u est élevé.
Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
Elle ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre.

4. Bishop simplifié : s'applique à des dépôts de sol non homogènes.
$\varphi' \neq 0$et donne des facteurs de sécurité > à ceux obtenus par la méthode des tranches.
Elle est par contre plus précise que la méthode des tranches.
Elle donne les mêmes résultats que la méthode des tranches pour$\varphi = 0$.

Limitations : Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.
La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

<u>Méthode non circulaire :</u>

1. Méthode de Jambu : Surface non-circulaire pour $\varphi \neq 0$.
Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces non circulaires et elle peut être utilisée à la main

2. Méthode de Spencer : semble être une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaire
c'est une méthode à utiliser sur ordinateur.
3. Morgenstern Price : Peut être la meilleure méthode mais demande plus de travail et de pratique que la méthode de

Spencer

4. Méthode des perturbations (européenne) : même remarque que Morgentin Price (beaucoup de similitude).

Discussion sur circulaire et générale :

- Homogène → circulaire sauf si restriction (ex. longue berme).
- Si plan de faiblesse (coin ou général)

Mise au point

Méthode demeure un outil - Le problème est d'évaluer la résistance et u à utiliser.
Perturbation : générale et circulaire.
peu utilisée en Amérique.
Donne le même facteur de sécurité que Morgenstern Price.

I.3.5. La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence.

On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ mais leur mise en œuvre demeure complexe .d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. Talren – **Plaxis** – Geostudio –Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal…[17]

I.3.6. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur :

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité $\mathbf{f_s}$ et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. a cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.
Le logiciel comporte en général trois phases principales:

- L'entrée des données

- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs
- Géométriques (profil topographique)
- Géotechniques (γ, c, φ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

Par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement. [17]

I.3.7. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dansles méthodes d'équilibre limite:

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.
Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et d'obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus. [17] ; Le tableau (I.6) énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau1.6 Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	Etendue infinie ; - La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	- ∑ Forces perpendiculaires à la pente. - ∑ Forces parallèles à lapente.	- Le coefficient de sécurité. - La force normale (N) à la base.
Fellenius	- La surface de rupture est circulaire; - Les forces sur lescôtés des tranchessont négligées.	- ∑ moments par rapportau centre du cercle deglissement.	- Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	La surface de rupture est circulaire; - Les forces sur les côtés des tranches sont horizontaux (pas de cisaillement entre les tranches).	-∑moments par rapport au centre du cercle de glissement. -∑des forces dans le sens vertical.	- Le coefficient de sécurité. - La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Spencer	-Les forces inter tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison).	-∑Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. -∑des forces dans le sens vertical.	- Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base.
Spencer	La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	∑ des forces dans le sens horizontal.	-L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). -Résultante des forces inter-tranches (Z). - Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x)\, E$. ☐La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	-∑Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. -∑des forces dans le sensvertical. -∑des forces dans le senshorizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. - Le coefficient (λ). - Les forces inter tranche horizontales. - Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

I.3.8. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte :

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées $(C_{u,}, \varphi_u)$ par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques $(C_{CD,}, \varphi_{CD})\ ou\ (C', \varphi')$.[17]

CHAPITRE II :
PRESENTATION DU PROJET ET SYNTHESE GEOTECHNIQUE

II.1 La reconnaissance du site :

Pour tout ouvrage et problèmes posés en génie civil, une reconnaissance des sols, préalable à la conception du problème et à la construction, est recommandée dont les résultats doivent être pris en compte.

Le programme de reconnaissance exécuté :

- Tient compte des données géologiques générales de la région,
- Tient compte des renseignements ou enseignements tirés de constructions voisines, s'il en existe (fissuration sur les murs, tassement des fondations…,)
- Est adapté à la nature et aux dimensions générales de l'ouvrage à construire ou à conforter.

II.2 Objet de la reconnaissance des sols :

La reconnaissance des sols a pour objet d'identifier les sols sous et au voisinage immédiat de l'ouvrage et de quantifier certains paramètres de comportement. Elle est menée jusqu'à une Profondeur qui dépend des dimensions en place de l'ouvrage, ainsi que de l'importance relative des contraintes appliquées au sol à différents niveaux, par rapport à celles dues à la gravité préexistante à ces mêmes niveaux.

Le nombre de sondages est adapté aux dimensions de l'ouvrage d'une part et à la nature présumée des travaux d'autre part.

On peut en particulier limiter le nombre de sondages, lorsque la nature des couches de sol est nette et homogène et que les pendages sont faibles.

II.3 Description du site a étudié :

II.3.1. Présentation général du projet :

Le projet de fin étude qui nous à été confié est basé sur l'étude de renforcement de sols par clouage, dans le cadre du projet de mis à niveau de l'autoroute Est-Ouest, section Lakhdaria- laison RN5 sur 33 km Bouira ,

- Le grand remblai de l'autoroute s'étendue entre le PK 177+450 et le PK 178+00.
- Les remblais de moins grande hauteur (inferieur à 5m) coté gauche de l'autoroute entre le PK 178+000 et le PK 178+500.

Du point singulier localisé au **PK178 (du PK 177+450 au PK 178+150)** des deux coté, on été effectuées. Afin d'alléger le texte, cette section problématique est **nommée** site ou **zone du PK 178 dans le reste du rapport.**

De façon générale, la chaussée dans la zone du PK178 est dégradée à plusieurs endroits, ou des fissures et dépressions ont été observées. La GBA du TPC est ouverte à une multitude de places et les déformations de la chaussée rendent globalement la circulation automobile inconfortable sur certains passages. De plus, le chemin asphalté(CW) situé en contrebas de l'autoroute dans le secteur du PK 177+650 est détérioré de même que le fossé longeant le pied du talus et aboutissant à la sortie du Dalot A Cet Endroit. La Zone Détériorée Est Limitée Par Le PK 177+550 A L'ouest Et Le PK 178+150 A l'Est.

Le But Est D'assurer Un Confortement Adéquat Et Sécuritaire A Long Terme Problématique De L'autoroute.



Figure I I.1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (avant le glissement) (Google earth; date d'édition de l'image: 04/04/ 2019)

II.3.2. Historique du site :

Plusieurs informations pertinentes ont été obtenues sur le terrain et dans les documents d'exécution concernant la construction du remblai autoroutier et l'historique des dégradations survenues. Les principales informations se résument comme suit :

Les principales dégradations constatées, plusieurs particularités ont été relevées et deux zones ont été mises en évidences :

- ✓ Zone de remblai majeur (PK 177+450 au PK 178+000)
- ✓ Zone des remblais coté gauche au-delà du PK 178+000

Le tronçon concerné par les dégradations est approximativement limité par le PK suivants :

- Limite ouest du tronçon : PK177+550
- Limite est du tronçon : PK178+150

Le tronçon à l'étude, d'une longueur approximative de 600m, montre un très grande nombre de fissures, affaissements, bris, etc. et semble être dans un état de dégradation continuelle .afin de faciliter la description du site, et en raison de la multitude des dégradations observées et de leur répartition variable et éparpillée, le tronçon a été subdivisé en 07 zones de dégradation. Chaque zone est présentée et décrite séparément dans ce qui suit. Les PK approximatifs de ces zones sont présentés ci-après.

- Zone 1 : PK 177+450 au PK 177+680, D
- Zone 2 : PK 177+870 au PK 177+940, G et D
- Zone 3 : PK 178+070 au PK 178+110, G
- Zone 4 : PK 178+000 environ G
- Zone 5 : PK 178+150 environ G
- Zone 6 : PK 177+680 au PK 177+870, D
- Zone 7 : PK 177+750 au PK 177+920, G et D

II.3.2.1 : Zone de remblai majeur (PK 177+450 au PK 178+000)

L'observation des dégradations et des réparations de plateforme relevée dans cette zone montre qu'il s'git essentiellement d'un tassement du remblai avec un étirement en direction d'Alger (mouvement longitudinal à l'autoroute). Ces déplacements forment une véritable « marche d'escalier » sur les deux voies.

Mis c'est surtout l'observation des glissières béton sur le TPC qui sont particulièrement à retenir : les photographies présentées ci-après montrent sans aucune ambigüité que le mouvement du remblai est un déplacement vers Alger, longitudinal à l'autoroute sans composante transversale.





Photo.1 : Ouverture des joints de glissières : les joints entre éléments se sont ouverts en extension ; les déplacements transverses sont très faibles.

Photo.2 : Illustrations photographiques de la déformation des glissières en béton



Vue du remblai en direction Alger depuis le TPC, montre le fort tassement des glissières. Il est à rappeler que les éléments de glissières font 12 m et que les joints de reprise sont des joints secs ou avec de petites dépassées d'armatures, les éléments jouent en « dominos ».
La rupture de pente est bien perpendiculaire à l'autoroute

Photo.3 : Vue du remblai en direction d'Alger



Vue du remblai en direction Bouira depuis le bord droit de l'autoroute.
Le tassement différentiel des glissières se produit sur 5 éléments, soit sur un linéaire de 60 m environ

Photo.4 : Vue du remblai en direction de Bouira

Dans sa partie la plus haute, le remblai est bien dissymétrique et sur une pente transverse faible (7% environ) en direction sud comme le montre le profil transversal présenté sur la Figure 1.

Le remblai atteint une hauteur de 14 m ; son talus est réglé avec une pente à 2H/1V sans berme intermédiaire.**(Voir annexe Profil en travers du remblai au PK176+625)** [21]

Au-delà du PK177+735, la pente transverse s'inverse du fait que l'on vient toucher les pentes de la butte qui donnera lieu au grand déblai du PK178/179.

La hauteur du remblai diminue alors très rapidement pour s'annuler au PK177+850. Le dalot localisé au PK177+680 de dimension 1.5 × 1.5, présente de fortes avaries (constat de l'inspection visuelle de ce dalot effectuée en avril 2015) ; ces avaries sont essentiellement mises en évidence en partie centrale du remblai de l'autoroute avec des ouvertures entre plot plus ou moins importantes.

En 2001, ce remblai a subi une amorce de glissement transverse ; le schéma relevé de ces glissements est présenté sur la Figure 2, tels que :

- ✓ En noir ligne de glissement (lèvre amont et bourrelet aval) ;
- ✓ En bleu périmètre de la bèche proposée (et réalisée suivant plan Cosider) ;
- ✓ En rouge crête de l'excavation du remblai ;
- ✓ En jaune le pied du déblai provisoire.

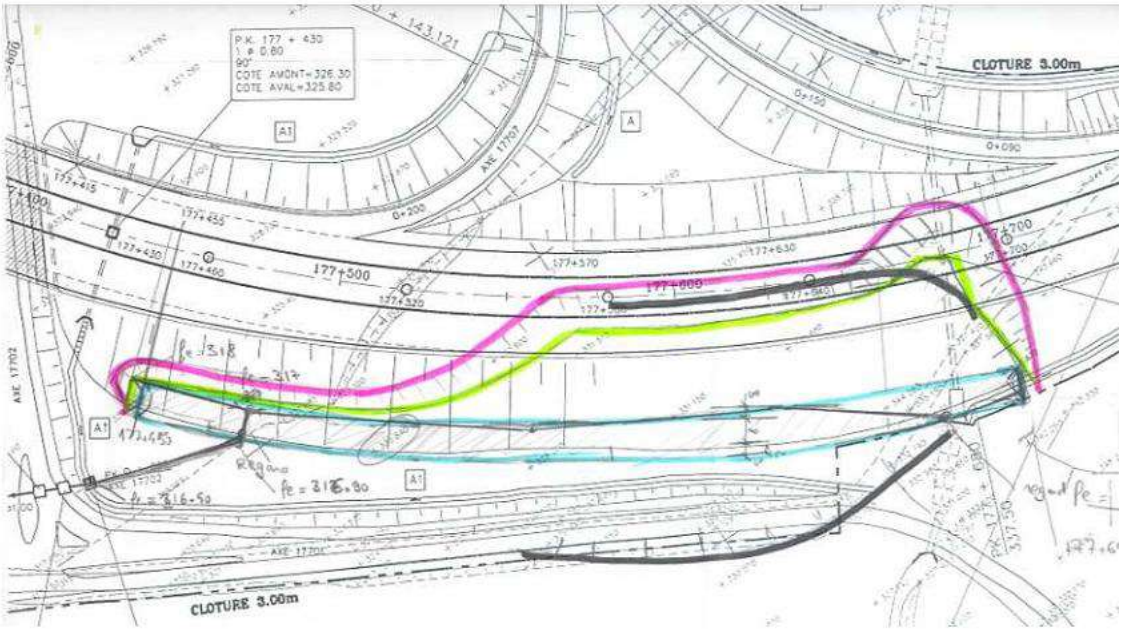


Figure I I.2 : Illustration des amorces de glissement de 2001

Entre les PK177+650 et PK177+750, on observe bien, coté aval, les traces d'un bourrelet de glissement (Figure II.4 pour localisation) ; on relève aussi que le chemin qui a été construit en pied de remblai est instable sur un terrain mal drainé et réalimenté en eau dans la zone où ce chemin croise l'extrémité Est du bourrelet.

Ce bourrelet est celui créé par la rupture initiale du remblai avant sa reconstruction. Aujourd'hui, ce bourrelet est toujours visible mais n'a pas évolué depuis la reconstruction.

On doit regretter que les plans de récolement ne mentionnent pas la géométrie de la bèche construite après ce premier glissement ; les sondages du LCTP de 2013 indiquent qu'une forte épaisseur de remblai a été mise en place en dessous du TN.

On notera aussi sur la vue en plan (Figure II3) que :

1. Coté Nord, le remblai est adossé aux remblais de l'échangeur qui ne présentent pasde désordres.
2. Au PK177+393, le passage inférieur, inspecté sommairement, ne montre pas de désordres : les joints de chaussées ne sont pas fermés, pas de fissuration des murs de culées.

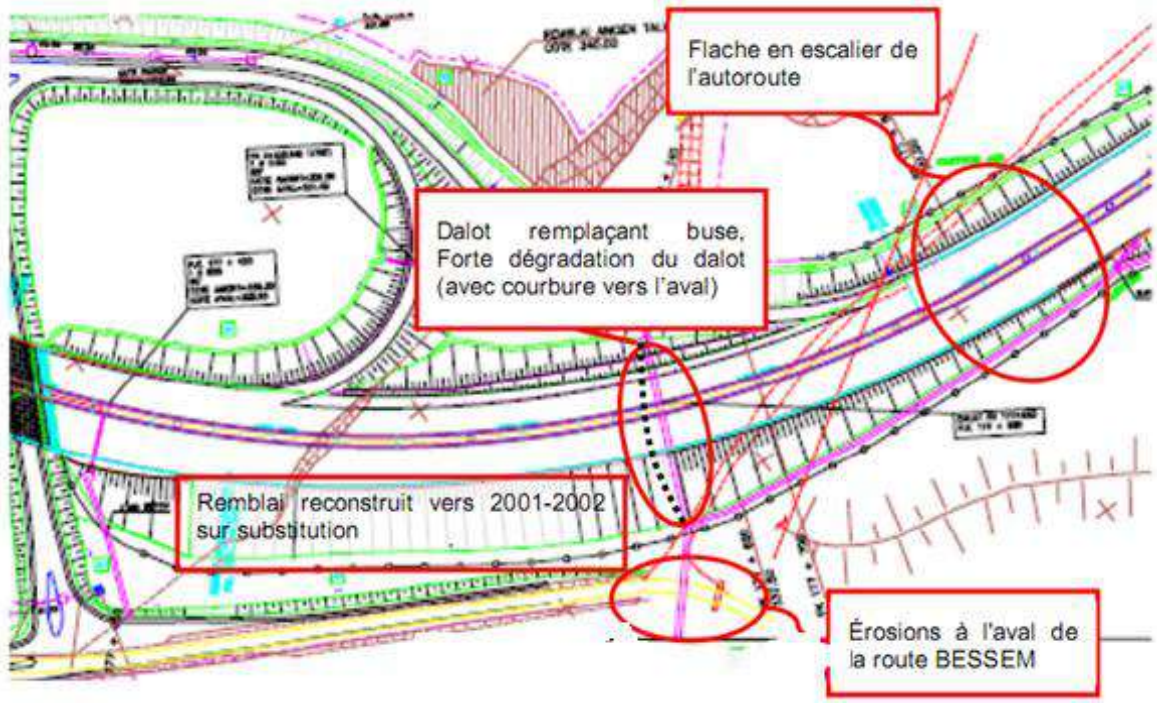


Figure I I.3 : Vue en plan du projet dans ce secteur

Il est également observé de fortes érosions en aval de la route d'Ain Bessem du fait de l'augmentation des débits dans ce talweg depuis la construction de l'autoroute. Une protection par enrochements est à prévoir dans ce secteur pour stabiliser la route et éviter la poursuite des érosions régressives qui entrainera des désordres, tout d'abord, sur la route d'Ain Bessem.

II.3.2.2 : zone de l'extrémité du remblai majeur (PK177+900 AU PK178+100)

Deux notes de 2004/2006 des plans de récolement figurent au dossier et exposent les travaux de renforcement qui ont été faits après réparation du remblai en TVO du PK176+650.
Bien que la note de 2004 parle de deux bèches, il semble qu'une seule a été exécutée, mais c'est une tranchée très large et équipée de drains captant deux sources et débouchant coté Nord en pied des remblais.

II.3.2.3 : zone au-delà du pk178+000 (remblai coté gauche)

Dans cette zone, la pente naturelle descend en direction Nord. Cette zone longe les bases vies de construction de l'autoroute. Il s'agit de remblais peu importants (H = 6m) et qui n'avaient pas inquiété les concepteurs et les constructeurs lors de la mise en place. L'autoroute est en remblais, puis en léger déblais ou profil rasant sur ce coté gauche de l'autoroute au-delà de la zone concernée par la présente étude**. (Voir annexe Profil en travers du remblai au PK178+000)**

Ces remblais ont subi des déformations assez longtemps après leur construction puisque en 2005, des fissures sont apparues au moment de la construction des chaussées, d'où le recours à des bêches d'ancrage en pied de remblai.

II.4 Collecte des données

II.4.1 : Présentation des données :

a) Données géologiques

La consultation de la carte géologique de Bouira (Feuille 66 au 1/50 000e) et les travaux de recherches systématiques menées en 1984 et 1985 par l'ORGM, montre quel site et ses proches environs sont formes essentiellement par un ensemble de terrains Quaternaire et Méso-Cénozoïques ayant des relations plus ou moins complexes, la succession litho-stratigraphique de plus récent au plus ancien est représentée par des :

- **dépôts d'âge Quaternaire**: nous distinguons des formations alluvionnaire (récentes)résultants des crues qui sont moins répandues sur la zone d'étude, elles sont localisées principalement dans les lits des Oueds (notées &a2), elles sont composées essentiellement de limons sablonneux, vases, cailloutis, graviers, galets, et sable non classes. Par ailleurs des fenêtres d'ancien dépôts alluvionnaires des plateaux (notées q //) qui occupent la zone centrale de la feuille, ces formations sont le résultat d'anciennes actions torrentielles, qui ont précède le creusement des vallées et dépressions actuelles constituées de matériels non classes faiblement cimente, tels que les sables, graviers, blocs et limon sableux.

- **dépôts d'âgeCénozoïque**:

L'oligocène occupe une grande étendue au Sud-est de la feuille (notes m/b et m/), il s'agit de terrain détritique, d'origine alluvionnaire, compose de conglomérats, de grés grossiers, d'argiles sableuses d'une coloration rouge, ces dépôts sont plisses avec inclinaison générale vers le Nord. La partie supérieure est formée d'argiles bariolées (m/b). Néanmoins l'Eocène n'est pas développe et n'affleure pas dans notre région d'étude il se trouve probablement sous-jacent aux formations précédentes (zone SUD-EST), il correspond a un ensemble de roches variées par leur nature et composition ; constitue principalement de marnes, grés et calcaires d'une puissante assise, atteignant jusqu''a 300m d'épaisseur, bien caractérise par ses strates régulières lits calcaires, et bancs trochoïdes a nummulites (note e).

- **dépôts d'âge Mésozoïque**: sont représentes par les formations du Trias, Jurassique et le Crétacé.

- Crétacé : il est assez développe dans notre région d'étude et ses alentours et occupe une grande partie. Selon les conditions de sédimentation, le crétacé présente des caractères distincts.

Dans l'ensemble, la séquence est rythmique et montre des éléments flysch ides Crétacé inferieur ou on constate des facies argileux légèrement gréseux devenant franchement argileux au Crétacé supérieur. La part des roches carbonatées s'accroit dans le même sens (Crétacé inf. – Crétacé-Sup.). Dans le Crétacé, on distingue : les formations du Maestrichtien (notées C9), non développer dans cette extrait de la feuille, il s'agit des Argiles feuilletées, brunes et verdâtre, intercalées de lits de quartzite fendilles sans fossiles. Les formations du Sénonien (notées C8-7), elles occupent une grande étendue de la feuille et occupe toute la zone d'étude. Elles sont constituées de marnes

schisteuses bleuâtres et calcaires marneux, de rares fossiles, de grande puissance de plus de 500m d'épaisseur aux zones les plus culminants, n'est susceptible d'aucune division stratigraphique.

Les formations du Cénomanien (notées C5-4), se trouve en lambeaux disperse ouvrant ainsi des fenêtres sur la formation de Sénonien, trouvant dans la partie Ouest de la zone d'étude. Elles représentées par des calcaires en bancs bien lites, sépares par des lits marneux. Les formations du l'Albien (notées C3-1), la aussi ces formation occupent une grande aire, les formations qui régissent cette étage sont les argiles brunes schisteuses et quartzites. **Trias**: sont peu développes et sont représentes principalement par des formations terrigènes et carbonaro-terrigènes. A l'Est de la région des épointements triasiques en situations anormale dans le Crétacé supérieur, se compose d'argiles bariolées, jaunâtre en surface avec cargneules surmontées de quelques bancs réguliers de dolomie bleuâtre et violacée. Néanmoins de gros amas de gypse (notes tgv) sont présent dans la partie Est de l'extrait de la feuille.

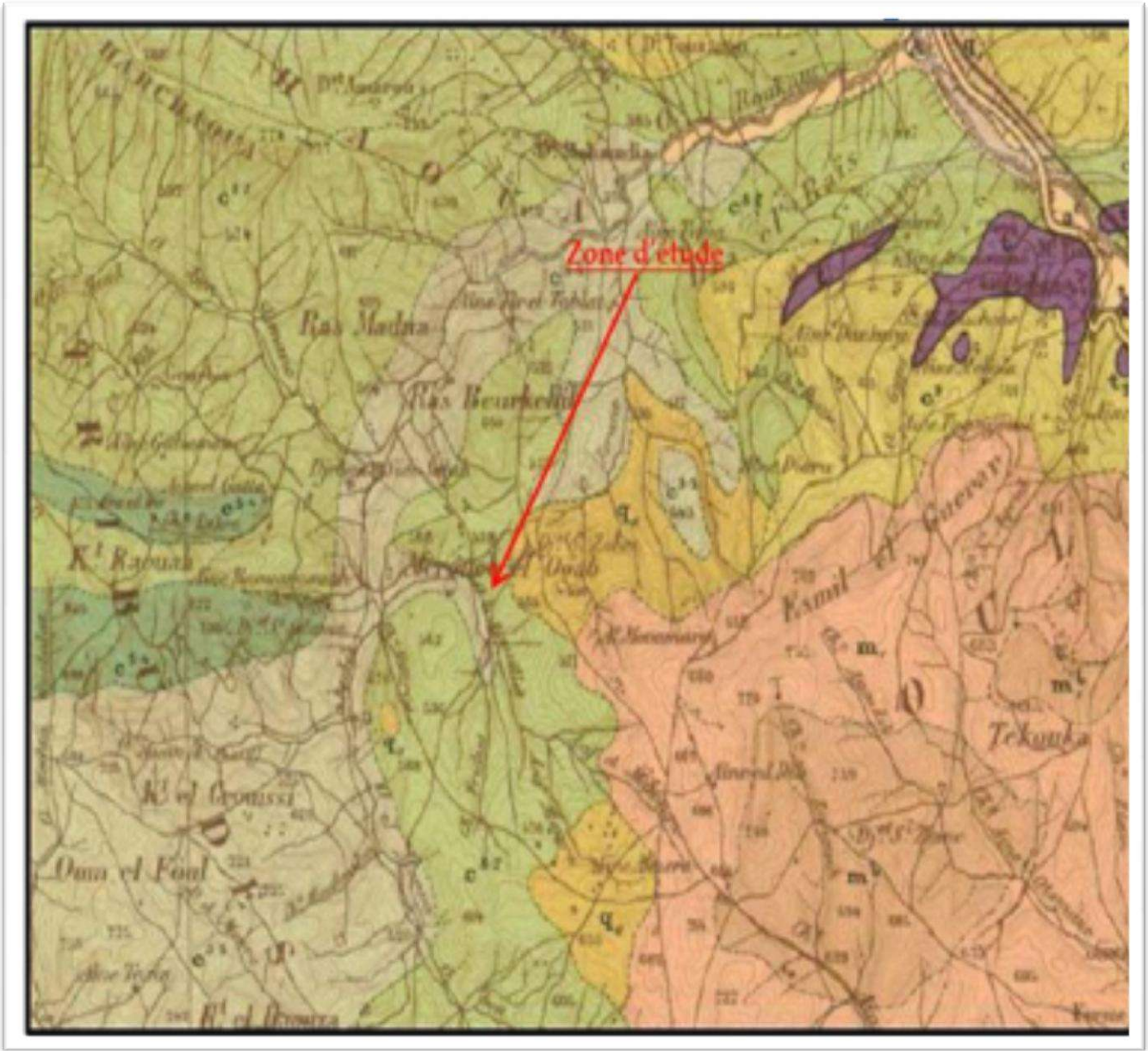
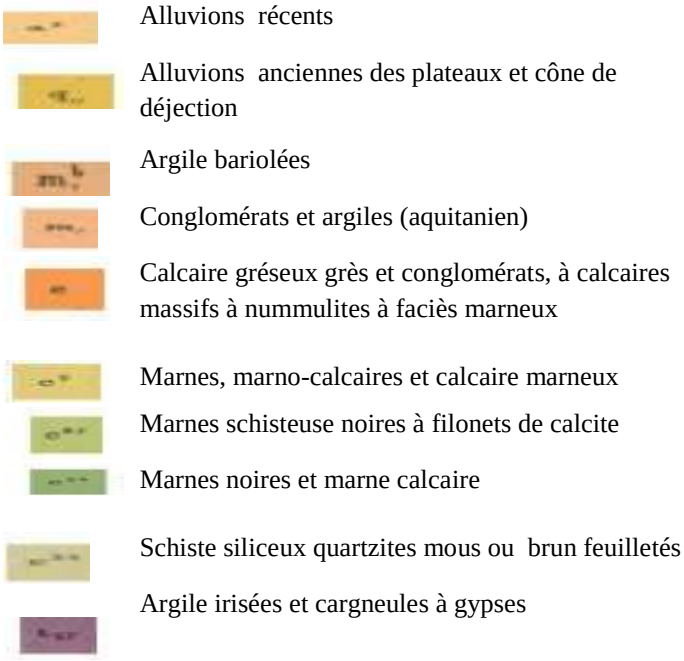


Figure I I.1 : Extrait de la carte géologique de Bouira -feuille N°66



Alluvions récents

Alluvions anciennes des plateaux et cône de déjection

Argile bariolées

Conglomérats et argiles (aquitanien)

Calcaire gréseux grès et conglomérats, à calcaires massifs à nummulites à faciès marneux

Marnes, marno-calcaires et calcaire marneux

Marnes schisteuse noires à filonets de calcite

Marnes noires et marne calcaire

Schiste siliceux quartzites mous ou brun feuilletés

Argile irisées et cargneules à gypses

b) contexte géologique et hydrogéologique général

Le contexte géologique mis en évidence dans ce secteur se caractérise par une couverture formée d'éboulis et colluvions argileux surmontant le substratum d'argile marno-sableuses grises dont le toit est souvent altéré.

C'est essentiellement la frange altérée du substratum et les éboulis de couverture qui participent aux glissements observés.

Ce contexte avait été mis en évidence lors de l'exécution des travaux et confirmé par les diverses campagnes de reconnaissance réalisés dans ce secteur mais aussi celui localisé.

Au droit de l'échangeur de Djebahia (camp agne CTTP de juillet 2005, campagne LTPE de janvier 2012 (NAFTAL), campagne du LCTP en septembre 2012).

Quelques passage sableux à gréseux sont également mis en évidence dans le substratum marneux.

Du point de vue géomorphologique, le site présente une topographie assez vallonnée coté amont mais évoluant en pente douce vers l'aval (4 à 5%).

En outre, il a été rapporté dans le dossier de récolement de cette section que le pendage du substratum pouvait atteindre une pente de 10% notamment dans le sens de la ligne de plus grande pente.

Les passages sableux à gréseux mis en évidence dans les niveaux de marnes grises, constituent des cheminements préférentiels des écoulements en profondeur.

Comme évoquer ci-avant, les trava ux de reprise du remblai au PK177+650 ont mis en évidence de nombreuses nappes localisées vers 3 à 4 m de profondeur sous le niveau du TN.

Sismicité: LawilayadeBOUIRA, est classée dans une zone de moyenne sismicité ZoneIIa

II.4.2 : données géotechniques spécifiques

II.4.2.1 :Introduction

Comme évoqué dans ce qui précède, de nombreuses campagnes géotechniques ont été réalisées soit au droit du projet soit dans le voisinage proche. Le contexte géologique général est apparu cohérent dans l'ensemble. Pour la caractérisation géo-mécanique des sols d'assise de fondation du tracé dans ce secteur, on se focalisera dans ce qui suit à la campagne de reconnaissance réalisée par SNC LAVALIN dans le cadre de sa mission d'expertise géotechnique de février 2013.
La présente note est basée sur la réinterprétation de l'ensemble des données disponibles pour établir le modèle géotechnique et définir les hypothèses de base pour le dimensionnement de la solution de renforcement.

II.4.2.2 : Campagne de reconnaissance du LCTP (Janvier 2013)

Une campagne spécifique a été réalisée par le LCTP entre novembre 2012 et janvier 2013 pour le compte de SNC LAVALIN dans le cadre d'une mission d'expertise de ce glissement.
La consistance de cette campagne se présente comme suit :

- ✓ 4 sondages carottés (20 à 30 m de profondeur)
- ✓ 4 sondages pressiométriques (20 à 30 m de profondeur)
- ✓ Equipement en piézomètre des sondages pressiométriques
- ✓ 4 inclinomètres mis en œuvre dans les sondages carottés
- ✓ Essais de laboratoire sur des prélèvements d'échantillons des sondages carottés

L'implantation des sondages a été définie en tenant compte des résultats de l'inspection du site ainsi que des résultats préliminaire de levés topographiques qui avaient été effectués dans ce secteur.
Ainsi, les implantations retenues sont comme suit :

- ✓ Sondage F178-1 / SP178-1 : localisé au PK178+100 sur la chaussée nord (sens retour)
- ✓ Sondage F178-2 / SP178-2 : localisé au PK177+900 sur la chaussée coté doit (sens aller) à l'emplacement de la « marche d'escalier » apparue sur la chaussée ;
- ✓ Sondages F178-3 / SP178-3 et F178-4 / SP178-4 localisées respectivement en crête et en pied de remblai au PK177+650 coté sud (sens aller), profil au droit duquel un affaissement
- ✓ de la chaussée a été relevé mais aussi un bourrelet en pied est mise en évidence (route d'Ain Bessem).

Les principaux résultats obtenus sont récapitulés ci-après pour chacune des zones prédéfinies.

II.5 Zone de remblai majeur (PK176+450 au PK178+000)

II.5.1. Sondages carottés

Les sondages F178-3 et F178-4 qui intéressent cette zone montrent des particularités importantes :

- ✓ Le sondage F178-3 (localisé en crête) met en évidence un remblai, constitué par une argile caillouteuse rouge et de TVO sur 17.5 m d'épaisseur (donc 3.5 m en dessous du terrain initial correspondant à la substitution des sols d'assise) ; ce remblai surmonte une argile brune de 3 m d'épaisseur puis une argile marneuse grise ;
- ✓ Le sondage F178-4 (localisé en pied de remblai) met en évidence un remblai d'apport constitué d'argile caillouteuse rouge et de TVO sur 5,7 m d'épaisseur (substitution des sols

d'assise), surmontant une argile marneuse ocre de 3 m d'épaisseur puis une argile marneuse grise ; cette substitution permet d'affirmer que le remblai a bien été reconstruit avec mise en place d'une bèche.

La coupe des sondages extraite du rapport SNC LAVALIN (Figure II.8) montre l'étendue de la purge mise en œuvre en partie centrale et en pied de remblai.

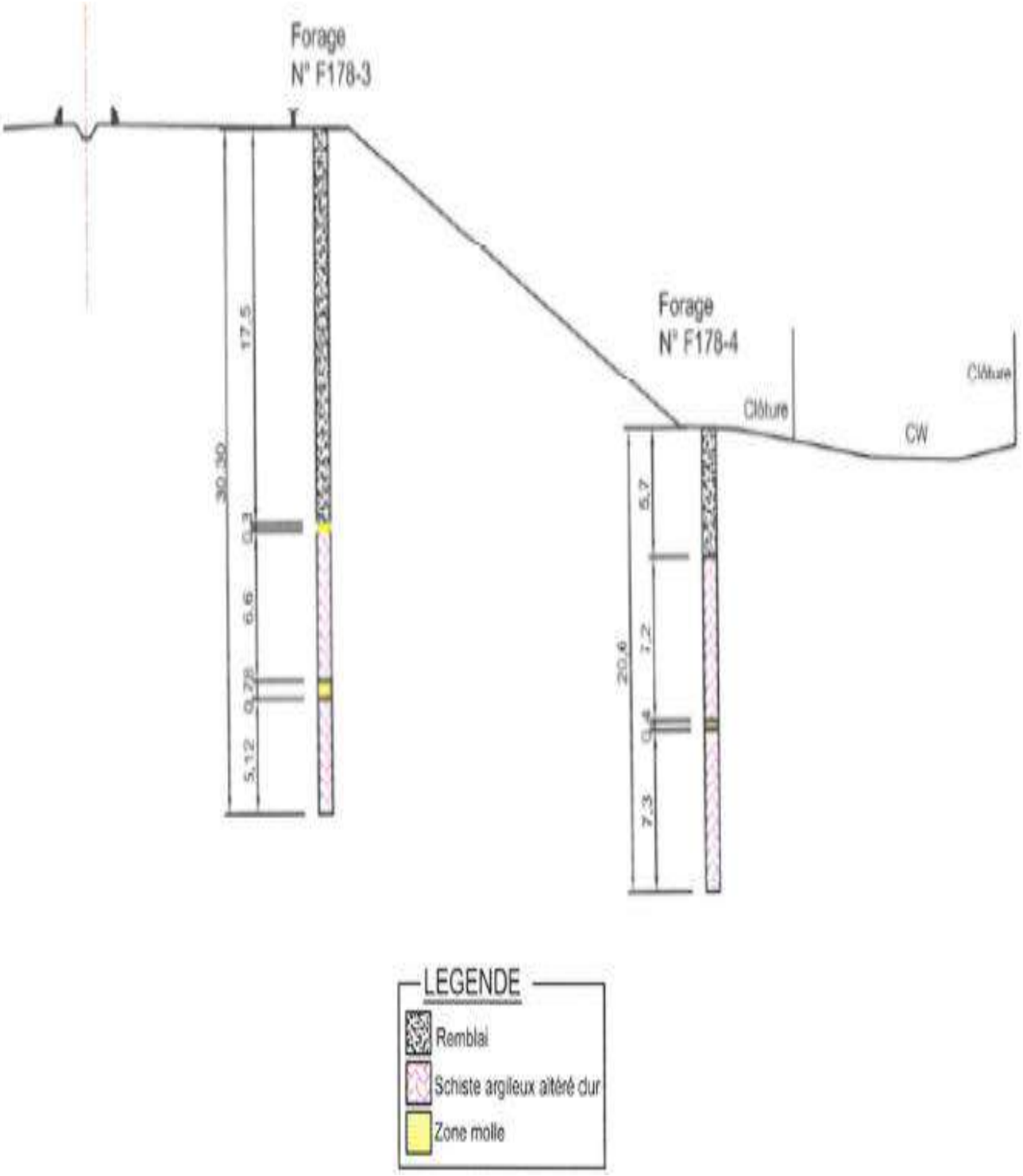


Figure I I.2 : Profil en travers des sondages au PK177+650 (extrait du rapport SNC LAVALIN)

II.5.2.Sondages pressiométriques

Les sondages pressiométriques ont été réalisés tous les mètres. Ces sondages montrent des Caractéristiques moyennes à bonnes pour les matériaux de remblai et de substitution.

Certaines valeurs obtenues traduisent des caractéristiques médiocres. De notre point de vue, ces valeurs très faibles ne correspondent qu'à la très grande difficulté de faire des sondages pour essais pressiométriques dans un TVO ; ceci d'autant plus que la bèche est éventuellement mal drainée ; Les argiles brunes sous-jacentes sont mises en évidence avec des caractéristiques moyenne à bonnes excepté dans la zone en pied de talus où les valeurs obtenues traduisent des terrains médiocres (pl variant de 0.4 à 0.5 MPa). Le rapport Em/pl, de l'ordre de 8, traduit un état sous-consolidé altéré et remanié.

Les argiles marneuses grises sont mises en évidence avec des caractéristiques bonne à compactes. Le toit de cette formation est relevé vers 8 à 9 m de profondeur par rapport au TN initial. Cependant, on note qu'au droit du sondage SP178-3 (localisé au droit de la plateforme), le banc compact du substratum n'a pas été mis en évidence (seul le faciès altéré est relevé jusqu'à 35 m de prof, soit à 23 m sous le TN initial), alors qu'au sondage SP178-4, le toit du substratum compact est mis en évidence vers 14 m de profondeur.

Il s'agit probablement d'un accroissement local de l'épaisseur d'altération du substratum.

Les principaux résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau II.1.

Tableau I I.1 : Synthèse des essais pressiométriques (LCTP – Janvier 2013)

Nature	**Détail**	**E_m(Mpa)**	**P_i(Mpa)**	**E_m/(Pi)**
Remblai +TVO (épaisseur variable)	Nombre de valeurs	22	22	22
	Min	5.9	0.4	7.2
	Max	57.7	2.2	119.4
	Moyenne (*)	**15.0**	**0.9**	**16.7**
	Ecart type	13.0	0.4	22.9
Argile ocre altérée (épaisseur :3m)	Nombre de valeurs	7	7	7
	Min	2.4	0.4	5.8
	Max	37.5	1.7	22.2
	Moyenne (*)	**7.1**	**0.9**	**7.9**
	Ecart type	**14.0**	**0.6**	**6.1**
Argile grise altérée (épaisseur : 6à > 14m)	Nombre de valeurs	**19**	**19**	**19**
	Min	**9.5**	**0.7**	**6.3**
	Max	**165.7**	**2.4**	**184.1**
	Moyenne (*)	**22.7**	**1.2**	**18.9**
	Ecart type	39.9	0.5	41.3
Argile grise compact (épaisseur : 4 à 6m)	Nombre de valeurs	6	6	6
	Min	63.8	3.6	16.0
	Max	110.9	4.4	29.4
	Moyenne (*)	92.0	4.0	23.0
	Ecart type	16.6	0.2	4.8
(*) : moyenne harmonique pour le module et moyenne géométrique pour la pression limite				

II.5.3. Relevé de la piézométrie

Les sondages pressiométrique ont été équipés de piézomètres. Selon les indications du rapport de SNC Lavalin, il s'agit de piézomètre de type Casagrande permettant de renseigner du niveau des nappes souterraines et limitant l'influence des écoulements de surface.

Le suivi des piézomètres s'est limité à la période de réalisation des sondages (novembre 2012 à janvier 2013). Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau II.2.

Il apparait à travers ces mesures que le niveau d'eau se stabilise vers 3.5 à 4.5 m de profondeur sous le TN initial, avec un écoulement probable vers le sud.

Il s'agit probablement des écoulements d'eau qui prennent place dans les matériaux de substitution et qui ont pour origine à la fois les sources d'eau mises en évidence lors des travaux de terrassement mais aussi les fuites du dalot localisé au PK176+680 qui, lors de son inspection, a montré d'importantes fissurations entre plots. Ce point sera étayé ci-après.

On peut logiquement estimer que la bèche forme drain et que le niveau d'eau s'établit au niveau de l'exutoire aval situé près de l'OA au PK 177+393.

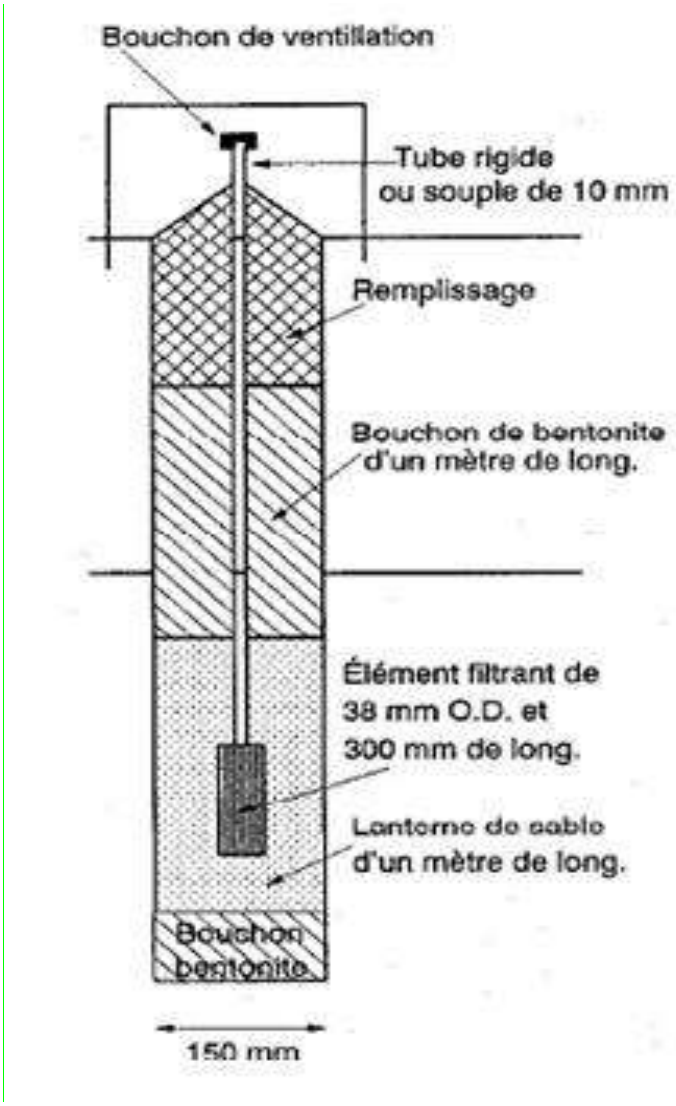


Figure I I.3 : Détail d'un piézomètre de type Casagrande

N° piézo	Implantation approximative	Date de mesure	Prof /tete du piézo(m)	Niveau d'eau/TN initial(m)	Cote (m)
F 178-3	PK 177+650(crête de RBT) Cote #347 m	22/11/2012	21.6	9.5	306.9
		06/12/2012	18.3	6.3	310.2
		22/01/2013	15.3	3.3	313.3
F 178-4	PK 177+650(pied de RBT) Cote #333.5 m	22/11/2012	4.54	4.54	311.8
		06/12/2012	4.54	4.54	311.8
		22/01/2013	4.53	4.53	311.8

Tableau I I.2 : Synthèse du suivi piézométrique au PK 177+650 (zone de remblais majeur)

II.5.4. Mesures inclinométriques

Les 2 sondages carottés ont été équipés en inclinomètres. Le suivi de ces inclinomètres, effectué entre novembre 2012 et janvier 2013, a mis en évidence les résultats suivants (Figure II.10) :

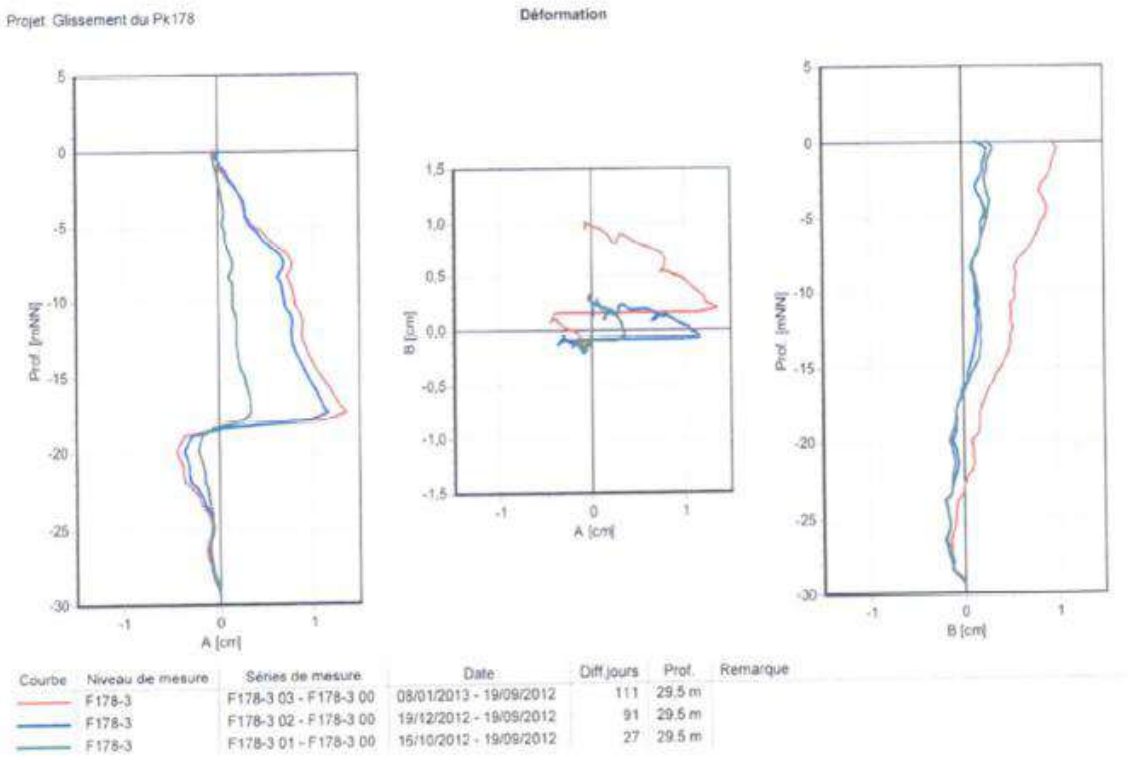
- ✓ F178-3 (crête de remblai) : un mouvement vers le Sud-Ouest d'une amplitude de 1 cm environ; le mouvement est localisé à 18 m de profondeur (soit à la base de la substitution des sols en place).

Ce mouvement n'est pas véritablement interprétable bien qu'il soit certain que l'inclinomètre a « bougé » de 1 cm vers 17 m de profondeur suivant l'axe A (et de 1 cm en tête suivant l'axe B voir nota 1) : en effet la tête de l'inclinomètre ne s'est pas déplacée alors que dans un glissement et à la position où se trouve l'inclinomètre (crête du remblai), la tête de l'inclinomètre se déplace plus ou au moins autant que la zone de cisaillement.

On interprète ce mouvement comme étant dû:

- ✓ soit à un pur artefact : mouvement de l'inclinomètre (dû à la mise en place des terrains autour du forage traduisant un défaut de scellement ou autre aléa de ce type de mesure) ;
- ✓ soit à l'érosion interne du sol due aux écoulements parasites des eaux.
- ✓ F178-4 (pied de remblai) : un mouvement non interprétable ; il a néanmoins été indiqué que cet inclinomètre a subi un cisaillement à 12.5 m de profondeur entre la deuxième et troisième mesure.

La position (en rouge sur le graphique) de l'inclinomètre lors de la deuxième mesure n'est pas logique pour le F178.4 : les courbes rouges sont à superposer aux courbes bleues) et le mouvement net à 14m lors de la première mesure alors que le rapport SNC indique un mouvement à 5 m.



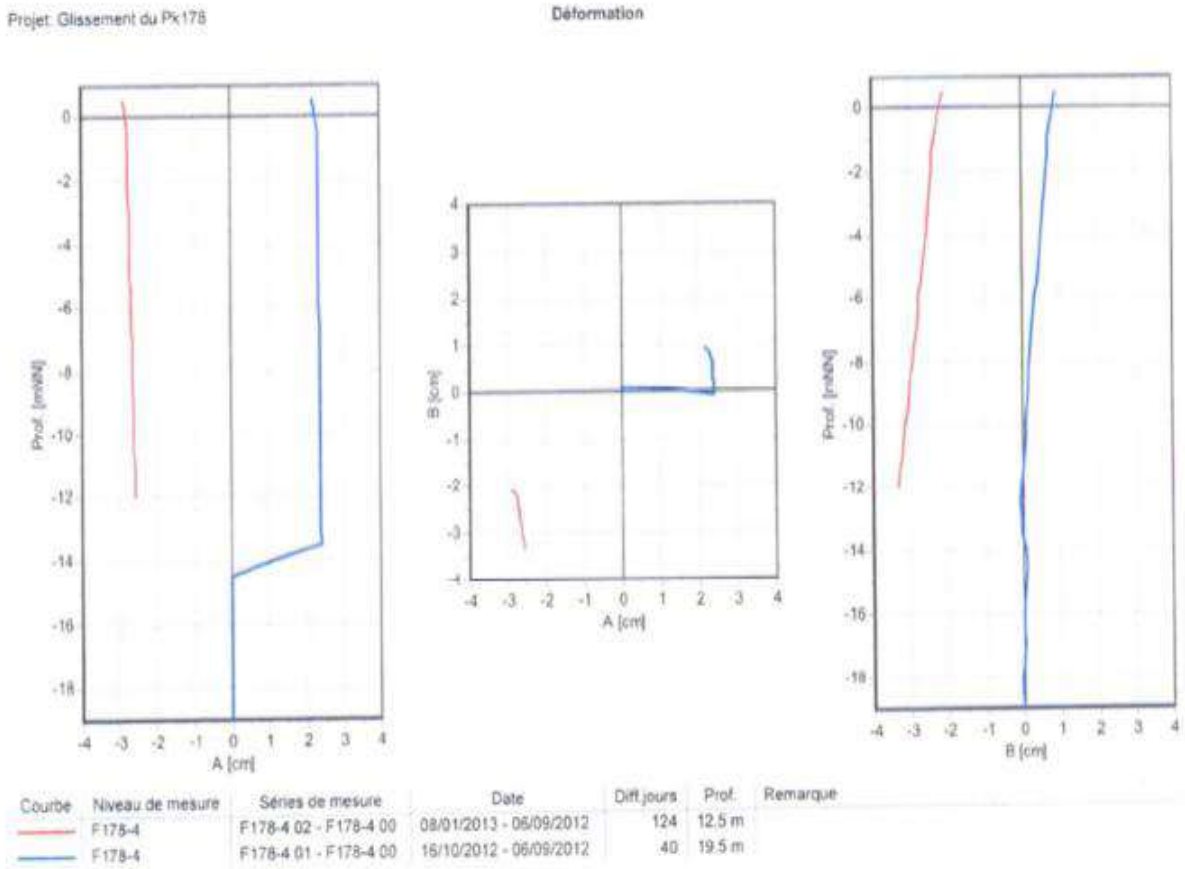


Figure I I.4 : Suivi des inclinomètres au PK177+600 (remblai majeur)

NOTA1 : Pour ces deux inclinomètres, bien que les directions de mesure ne soient pas clairement indiquées, il est d'usage d'orienter les inclinomètres d'un site avec l'axe A dans la direction des mouvements majeurs attendus, et l'axe B perpendiculairement; or, pour les deux inclinomètres, les déplacements dans les deux sens sont incohérents et du même faible ordre de grandeur ; on peut en conclure que le mouvement éventuel du terrain n'est pas biais sur ces axes ; or les mouvements suivant les deux axes sont du même ordre.
Il aurait été souhaitable de disposer de levés topographiques afin de disposer d'une meilleure précision des mouvements des inclinomètres.

II.6 zone au-delà du PK178+000

II.6.1 : Sondages carottés

Les sondages F178-1 et F178-2 qui intéressent cette zone montrent un contexte stratigraphique analogue, avec à priori une purge intégrale des éboulis de surface.
Au regard du dossier de récolement fourni, le profil en travers attendus au droit des sondages sont des profils rasant. Or, les logs de sondage montrent des épaisseurs de remblais variant de 3 m au droit du sondage F178-2 (PK177+900 – coté droit) à 6 m au droit du F178-1 (Pk178+100 – coté gauche).
Le profil en long des sondages entre les PK177+900 et PK178+100 extrait du rapport SNC LAVALIN (Figure II. 11) montre l'étendu de la substitution des sols d'assise.

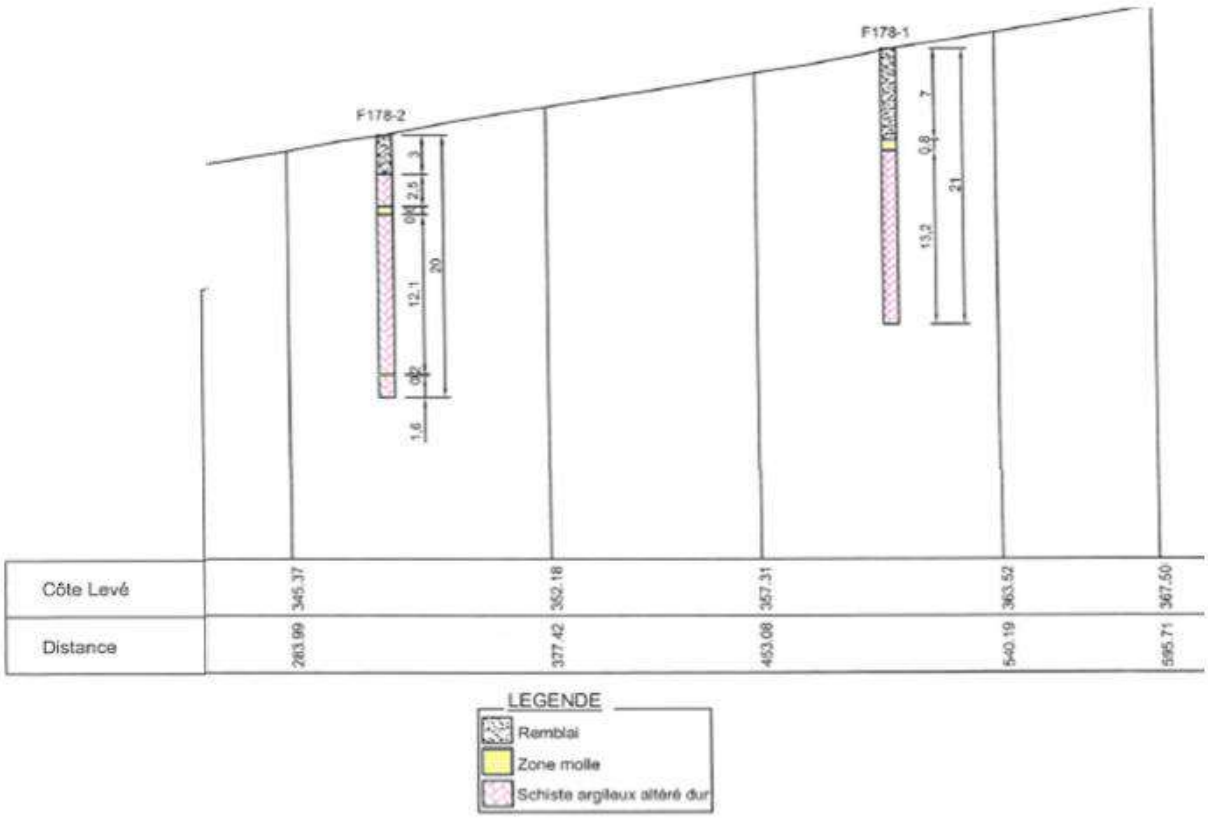


Figure I I.5 : Profil en long des sondages entre PK177+900 et PK178+100(extrait du rapport SNC LAVALIN)

Les logs de sondage mettent également en évidence des passages gréseux de 1.0 à 1.5 m d'épaisseur dans les argiles marneuses grise. Ces passages constituant souvent des cheminements préférentiels d'écoulement d'eau dans le massif.

II.6.2 : Sondages pressiométriques

Comme pour la zone de remblai majeur, les essais pressiométriques ont été réalisés tous les mètres et ont mis en évidence des caractéristiques moyennes à bonnes pour les matériaux de substitution. De même, les argiles marneuses grise sont mises en évidence avec des caractéristiques bonne à compactes. Le toit de cette formation est relevé vers 5 à 7 m de profondeur par rapport au TN initial avec un faciès altérée sur une épaisseur de 4 à 5 m.

Certaines valeurs pressiométriques obtenues traduisent des caractéristiques médiocres. De notre point de vue, ces valeurs très faibles ne correspondent qu'à la très grande difficulté de faire des sondages pour essais pressiométriques dans un TVO mais aussi des argiles marneuses à débit de feuillet (schisteux) ; ceci d'autant plus que les essais est réalisé sous nappe.

Les principaux résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau II.3.

Nature	**Détail**	**E_m(Mpa)**	**P_i(Mpa)**	**E_m/(Pi)**
RBT (substitution) (épaisseur variable)	Nombre de valeurs	7	7	7
	Min	6.3	0.6	7.3
	Max	15.0	0.9	16.3
	Moyenne (*)	**9.1**	**0.7**	**13.3**
	Ecart type	3.2	0.1	3.1
Argile grise altérée (épaisseur :3m)	Nombre de valeurs	6	6	6
	Min	21.9	1.9	9.5
	Max	51.6	3.7	27.4
	Moyenne (*)	**32.0**	**2.5**	**12.8**
	Ecart type	**12.2**	**0.6**	**6.5**
Argile grise compact épaisseur : 4à 6m)	Nombre de valeurs	**4**	**4**	**4**
	Min	**35.8**	**3.2**	**9.1**
	Max	**149.7**	**5.8**	**30.6**
	Moyenne (*)	**58.9**	**4.7**	**12.5**
	Ecart type	51.1	1.1	9.8
(*) : moyenne harmonique pour le module et moyenne géométrique pour la pression limite				

Tableau I I.3 : Synthèse des essais pressiométriques (LCTP – Janvier 2013)

II.6.3 : Mesures inclinomètres

Les 2 sondages carottés ont été équipés en inclinomètres. Le suivi de ces inclinomètres, effectué entre novembre 2012 et janvier 2013, a mis en évidence les résultats suivants :

- ✓ F178-1 (PK178+100 – coté gauche) : un mouvement d'une amplitude de 0.7 cm environ, mais en fait les deux mesures sont totalement contradictoires et le déplacement change de direction entre les deux mesures. Un mouvement serait localisé à 8 m de profondeur (soit à la base des argiles sablo-graveleuse surmontant des argiles marneuses grise) par le rapport SNC Lavalin, profondeur à laquelle d'ailleurs l'inclinomètre s'est rompu.
- ✓ F178-2 (PK177+900 – coté droit) : un mouvement essentiellement vers l'Ouest (sens retour de l'autoroute) d'une amplitude de 0.7 cm environ. Dans son rapport, SNC LAVALIN a indiqué que cet inclinomètre aurait été obturé à 14 m de profondeur désignant cette cote comme étant le plan de rupture. Au vue de l'allure de la courbe de déformation relevée lors de la mesure du 05/11/2012 mais aussi de la coupe de sondage, le mouvement serait plutôt localisé vers 7 m de profondeur (soit dans la marne gris altérée sus-jacente au banc gréseux).

II.6.4 : Résumé des dégradations observées sur le site du PK 177+450 au PK 178+150

Endroit	Localisation	Ouvrages pertinents ou terrain	Description des dégradations
Zone 1	PK 177+550 au PK 177+680, D Photos 1 à 30 et 64 à 66	• Surface de la chaussée. • Talus en remblai. • Chemin asphalté et terrain privé. • Thalweg et dalot	. fissures et dépressions dans la chaussée sud. .fissures transversales dans la chaussée vis-à-vis l'axe du dalot. . partie inférieure du remblai semble bombée (ou en bourrelet). .surface du talus non uniforme et abrupte. . bourrelet important en pied de talus. Dans le chemin asphalté et dans le chemin asphalté et dans le terrain privé. . Dalot fissuré à se sortie aval. . décrochement et affaissement dans le talus.
Zone 2	PK 177+870 au PK 177+940, Get D Photos 32 à 50	**.** surface de la chaussée . TPC et GBA . fossés	**.** dégradations des chaussées nord et sud. **.** fissures multiples, affaissements, etc. **.** Dénivellation de la chaussée. . Bris dans les fossés . GBA ouverte et décalée.

Zone 3	PK 178+070 au PK 178+110,G Photos 69 à 71	**.** surface de la chaussée. . TPC et GBA . fossés	**.** dégradation concernant principalement la chaussée nord .Fissures et affaissement .Ouverture de la GBA au niveau des joints .Fossé dégradé en pied de talus.
Endroit	**Localisation**	**Ouvrages pertinents ou terrain**	**Description des dégradations**
Zone 4	PK 178 environ, G photos 67 et 68	. surface de la chaussée. . Talus en remblai	. dégradation concernent principalement la chaussée nord. . fissures et léger affaissement. . bourrelet de paroi du talus en remblai.
Zone 5	PK 178+150 environ. G. photos 76 [21]	. surface de la chaussée	. fissures et léger affaissement.
Zone 6	PK 177+680 au PK 177+870, D Photos 31 et 51 à 63 [21]	. talus en remblai de l'autoroute . Talus du versant naturel. . fossés, clôture	. décrochement dans le talus en remblai. . déplacement de massif de sol. . dégradation du fossé et obstruction totale par endroits. . rétrécissement du fossé. . Plusieurs fissures et décrochements dans le talus versant. . Clôture déformée.
Zone 7	PK 177+750 au PK 177+920, G Photos 73 à 75 [21]	.talus en remblai . fossé	. talus non-uniforme et bosselé . fossé obstrué par détritus et sol.

Tableau I I.4 : Tableau résumé des dégradations observées suer le site du PK177+450 au PK 178+150



Photo.5 : Vue général vers le sud ouest du PK177+600. Bourrelet dans le chemin asphalté et le long de la clôture.06/01/2013



Photo.6 : Vue vers l'ouest du secteur du PK 177+600. Remblai de l'autoroute et bourrelets dans le remblai et le chemin asphalté 6-01-2013



Photo.7 : Décrochement du talus sud de l'autoroute et fossé obstrué



Photo.8 : Vue vers l'ouest du remblai de l'autoroute dans la zone du PK 177+600.Bourrelet en pied du remblai et dans le chemin asphalté. 06/01/2013



Photo.9 : Vue vers l'ouest de la zone aval du remblai autoroutier dans la zone du PK 177+600.Bourelets.



Photo.10 : Vue générale vers le sud-est de la zone du PK 177+600.bourrelet dans le chemin asphalté 6-1-2013



Photo.11 : Vue générale vers le sud –est de la zone du PK 177+600.bourrelet dans le chemin asphalté et le terrain en contrebas.6-1-2013



Photo.12 : Vue rapprochée vers l'ouest du bourrelet en pied du remblai, dans le chemin asphalté. clôture brisée.6-1-2013



Photo.13 : Vue rapprochée vers le sud-ouest du bourrelet en pied du remblai de l'autoroute et dans le chemin asphalté. clôture brisé.6-1-2013



Photo.14 : Vue rapprochée vers le sud-du chemin asphalté en pied talus du remblai de l'autoroute .bourrelet .6-1-2013

Photo.15 : Fissure de tension dans le bourrelet monté la photo 17.



Photo.16 : Vue rapprochée vers l'est du bourrelet dans le chemin asphalté.



Photo.17 : Fissure de tension dans l'asphalte



Vue rapprochée du bourrelet et clôture détérioré



Photo.18 : Vue rapprochée vers l'ouest du bourrelet de pied de remblai



Vue rapprochée vers l'Est du bourrelet de pied de remblai



Photo.19 : Vue de dégradation du secteur du PK 177+900 environ chaussée nord



Photo.20 : *Limite ouest de la zone de dégradation su secteur du PK 1776900*



Photo.21 : Dégradation au secteur du PK 177+900.chaussée sud. Vers l'est

Photo.22 : Dégradation au secteur du PK 177+900 chaussée sud vue vers le nord forage F 178-2



Photo.23 : Fissure ouverte et déformation du TPC dans le secteur du PK 177+900. Vue vers l'ouest chaussée sud et nord.



Photo.24 : Dégradation au secteur du PK 177+900



Photo.25 : Vue rapproché vers l'ouest du fossé et fissure ouverte. Limite ouest de la zone dégradée



Photo.26 : Vue rapproché vers l'est du fossé et fissure ouverte, limite ouest de la zone dégradée.



Photo.27 : Fissures et dégradation de la chaussée nord dans le secteur du PK 178+000 environ



Photo.28 : Fissures te dégradations de la chaussée nord dans le secteur du PK 178+000 environ



Photo.29 : Exemple d'ouverture de GBA, secteur du PK 177+900





Photo.30 : Carottes du forage F178-1 de 0 à 9m de profondeur



Photo.31 : Carottes du forage F178-1 de 9 à 14m de profondeur



Photo.32 : Carottes du forage F178-1 de 14 à 19m de profondeur



Photo.33 : Carottes du forage F178-2 de 19 à 21m de profondeur



Photo.34 : Carottes du forage F178-2 de 7.5m à 13,4m de profondeur



Photo.35 : Carottes du forage F178-2 de 0 à 7.5m de profondeur



Photo.36 : Carottes du forage F178-2 de 18.4 à 20m de profondeur



Photo.37 : Carottes du forage F178-3 de 0 à 7.5 m de profondeur



Photo.38 : Carottes du forage F178-2 de 13.4 à 18.4 m de profondeur



Photo.39 : Carottes du forage F178-3 de 7.5 à 14.5 m de profondeur



Photo.40 : Carottes du forage F178-3 14.5 à 21m de profondeur



Photo.41 : Carottes du forage F178- 21m à 26.2 m de profondeur



Photo.42 : Carottes du forage F178-3 26 à 32.2m de profondeur



Photo.43 : Carottes du forage F178-3 26.2 à 30.2m de profondeur



Photo.44 : Carottes du forage F178-4 de 0 à 6.5m de profondeur

Photo.45 : Carottes du forage F178-4 de 6.5 à 12m de profondeur



Photo.46 : Carottes du forage F178-4 de 16.5 à 20.5m de profondeur



Photo.47 : Carottes du forage F178-4 de 12 à 16.5m de profondeur

II.5.5. travaux d'investigation sur le terrain et essai en laboratoire :

Des investigations géotechniques de même que des relevés topographiques ont été effectués sur le terrain dans le cadre de l'expertise de la stabilité du tronçon autoroutier situé au PK 178. Ces investigations se résument comme suit :

- Relevé topographique du site afin de déterminer la topographie ainsi que la localisation de différents points pertinents reliés à la stabilité.
- Installation de repères et suivi topographique des déplacements de la chaussée et des secteurs environnants.
- Inspections du site et relevé des dégradations.
- Réalisation de sondages et essais en laboratoire.
- Installation d'équipements d'auscultation.

La réalisation des sondages et installation d'équipement d'auscultation ont été menées dans le but de déterminer les conditions réelles du site. Ces investigations se résument comme suit :

- Réalisation de 4 forages carottés identifiésF178-1, F178-2, F178-3 et F178-4.
- Installation d'inclinomètre dans les trous des 4 forage, une fois ceux-ci complétés.
- Réalisation de 4 séries d'essais pressiométriques à proximité de chacun des 4 forages carottés.
- Installation de piézomètre de type Casagrande dans les trous des 4 sondages pressiométriques dans le but de mesurer le niveau de l'eau souterraine sur le site .

La localisation des sondages carottés et des équipements d'auscultation sur le terrain a été retenue en tenant compte des résultats des inspections du site ainsi que des premiers résultats de suivi topographique et autres relevés effectués. C'est ainsi que :

- Le forage carotté identifié F178-1 à été réalisé à l'emplacement de la dégradation survenue au PK178+100, dans la chaussée nord.
- Le forage carotté identifié F178-2 a été réalisé à l'emplacement de la dénivellation survenue dans la chaussée au PK 177+900, laquelle dénivellation est entourée de dégradations importantes.
- Le forage carotté identifié F178-3 à été réalisé en haut et en pied du remblai autoroutier de grande hauteur situé dans le secteur du PK 177+650, il faut rappeler qu'à cet endroit, la chaussée s'est affaissée alors qu'un bourrelet est apparu en pied de talus.

Une série d'essais en laboratoire a été effectuée sur des échantillons sélectionnés provenant des 4 sondages carottés

Le programme d'investigation complété est récapitulé dans le tableau suivant :

Type d'essai	Unité	F178-1	F178-2	F178-3	F178-4
Forage carottés	ML	21,00	20,00	30,30	20,60
Essais pressiométriques	ML	20,00	20,00	35,00	20,00
Inclinomètre	ML	19,50	19,00	29,50	19,50
Piézomètre	ML	20,00	20,00	35,00	20,00
Teneur en eau naturelle	Unité	6	6	4	4
Densité apparente	Unité	6	6	4	4
Limites d'Atterberg	Unité	5	5	5	5
Analyse granulométrique (tamisage)	Unité	5	5	5	5
Analyse granulométrique (sédimentomètrie)	Unité	5	5	5	5
Essai oedomètrique	Unité	-	2	3	-
Cisaillement triaxial CU+U (3 points sur échantillon intact)	Unité	-	1	2	1
Analyses chimiques (CaCO3, sulfate, chlorure, Co2)	Unité	2	2	2	2

Tableau I I.5 : Récapitule sur le programme d'investigation

II.5.6. Nature et caractéristiques des matériaux :

La nature et les caractéristiques des matériaux composant les formations en place sont résumées dans le présent chapitre. Ce résumé est basé sur les résultats des forages carottés, des essais in-situ et des essais en laboratoire.

Le site est caractérisé par la présence d'une chaussée prenant appui dans une grande partie du tronçon sur un remblai, lequel recouvre le sol naturel. Dans le secteur du Pk 177+650, le remblai est d'une épaisseur importante et un thalweg traverse l'autoroute à travers un dalot en béton. L'unité stratigraphique principale sur le site est la formation de **schiste argileux**, laquelle contient des horizons mous par endroits.

Notons enfin que la nature et les caractéristiques des matériaux du sous-sol, présentées ci dessous. Sont vérifiées et inférées uniquement à l'emplacement des sondages et que des variations stratigraphiques pourraient être rencontrées ailleurs sur le site.

a) Résumé de la stratigraphie :

La stratigraphie des matériaux à l'emplacement des 4 sondage F178-1, F178-2,F178-3 et F178-4 est résumée au tableau ci –dessous. Les paragraphes qui suivent présentent quelque détail sur la nature et les caractéristiques des matériaux rencontrées à ces endroits.

Sondage N°	F178-1		F178-2		F178-3		F178-4	
Niveau en surface	361,04 m		347,88 m		328,54		316,29	
couche	Prof. (m) (épaisseur)	Niveau (m)	Prof. (m) (épaisseur)	Niveau (m)	Prof. (m) (épaisseur)	Niveau (m)	Prof. (m) (épaisseur)	Niveau (m)
Chaussée Remblai	0 à 7,00 (7,00)	361,04 à 354,04	0 à 3,00 (3,00)	347,88 à 344,88	0 à 17,50 (17,50)	328,54 à 311,04	0 à 5,70 (5,70)	316,29 à 310,59
Schiste argileux	7,00 à >21,00 (>14,00)	354,04 à < 340,04	3,00 à >20,00 (>13m)	344,88 à <327.88	17,50 à >30,30 (>12.80m)	311.04 à <298,24	5,70 à >20.60 (>14,90m)	310,59 à <295,69
Substratum estimé	17,00	344,04	16,00	331,88	>35,00	293,54	15,00	301,29

Tableau I I.6 : Résumé de la stratigraphie aux sondages

b) Description des formations rencontrées :

- **Remblai et chaussée :**

Dans les endroits ou les sondages ont été réalisés dans la chaussés, celle-ci s'est avérée être en général d'une épaisseur totale de l'ordre du mètre.

Sous la chaussée ou en surface, selon les endroits, se trouve un remblai constitué principalement d'un mélange de gravier, de sable et de limon avec un pourcentage élevé d'argile. L'épaisseur est variable et dépend de l'emplacement des sondages. C'est ainsi que cette épaisseur varie de 3.00 m environ au sondage F178-2 à quelque 17,50 m au sondage F178-2 à quelque 17,50m au sondage F178-3. Il s'agit dans ce dernier cas du remblai autoroutier érigé dans la dépression située au passage du thalweg au PK 177+650 approximativement. Notons que l'épaisseur est de 7,00 m au sondage F178-1 et 5,70 m au sondage F178-4.

Les essais pressiométriques réalisés dans le remblai, dans les 4 sondages, montrent que les pressions limites sont particulièrement faibles dans le remblai au sondage F178-1 alors qu'elles sont variables avec la profondeur au sondage F178-3. Quelque horizon de faible résistance sont notés également dans ce dernier sondage.

Des essais en laboratoire ont été effectués sur u échantillon provenant du remblai au forage 176-2 les résultats obtenus sont résumé au tableau ci-dessous alors que les résultats détaillés sont présentés en annexe.

Sondage N°	**F178-3**	**F178-4**
Echantillon N°	1	1
Profondeur (m)	10,70 à 11,80	1,20 à 1,50
Analyse granulométrique		
Gravier (%)	31	6
Sable(%)	21	20
Limon et argile (%)	48	74
Argile(%)	34	48
Limites d'Atterberg		
Limite de liquidité WL(%)	39,2	45,9
Limite de plasticité WP(%)	17,7	21,2
Indice de plasticité IP(%)	21,5	24,7

Tableau I I.7 : Résumé des résultats des essais en laboratoire – remblai

Il résulte des essais effectués que le matériau de remblai est constitué d'argile limoneuse et sableuse avec des proportions variables de gravier. Les résultats des limites d'Atterberg indiquent que le matériau a le comportement d'une argile inorganique de plasticité moyenne.

- **Schiste argileux :**

La formation stratigraphique principale sur le site est schiste argileux, laquelle formation a été rencontrée à l'endroit de tous les sondages. Cette formation est présente à partir des profondeurs respectives de 7,00 m ; 3,00m ; 17,50m et 5,70m aux sondages F178-1 à F 178-4.Des essais en laboratoire ont été effectués sur plusieurs échantillons provenant de cette formation aux 4 forage F178-1 à F178-4. Ces essais concernent les analyses granulométriques, les limites d'Atterberg, les teneurs en eau de même que les poids volumiques. Les résultats obtenus sont résumés au tableau ci-dessous alors que les résultats détaillés sont présentés en annexe.

- **Substratum** :

La formation de schiste est altérée dans sa partie supérieure et le substratum a été à l'aide des résultats des essais pressiométriques à des profondeurs respectives de 17,00m, 16,00m et 15,00m aux sondages F178-1, F178-2 et F 178-4. Dans le sondage F178-3, le substratum ne semble pas avoir été atteint ; même après une pénétration de 35m sous la surface.

Sondage N°	F178-1						F178-2						F178-3				F178-4			
Echantillon N°	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	2	3	4	5	2	3	4	5
Profondeur (m)	7.45 à7.7	7.8 à 8.3	9.39 à 9.85	13.5 à 13.9	16.2 à 16.17	18.2 à 18.65	3.6 à 3.9	5.85 à 6.4	7.1 à 7.5	9.6 à 10	13.4 à 13.9	18.5 à 18.85	18 18.3	20.05 à 20.5	24.45 à 29.9	29.5 à 30	5.7 à 6.1	9.4 à 9.8	13.35 à 13.7	18 à 18.5
Analyse granulométrique																				
Gravier (%)	1	-	0	5	0	0	0	0	-	0	0	3	2	0	1	1	2	1	0	0
Sable (%)	12	-	12	16	23	33	18	2	-	19	13	10	9	24	12	17	20	10	27	7
Limon et argile (%)	87	-	88	79	77	67	82	98	-	81	87	87	89	76	87	82	78	89	73	93
Argile(%)	61	-	55	39	34	30	36	56	-	42	45	42	56	49	53	46	44	51	30	48
Limites d'Atterberg																				
Limite de liquidité (%)	58.0	-	48.6	40.9	31.1	35.5	39.8	42.8	-	34.5	37.2	35.9	53.2	46.0	52.2	39.8	35.0	47.4	46.0	45.3
Limite de plasticité (%)	29.5	-	27.6	25.0	18.0	21.2	17.6	24.2	-	17.3	20.6	20.9	23.0	22.1	27.8	13.5	16.9	21.1	24.4	26.4
Indice de plasticité (%)	28.5	-	21.0	15.9	13.1	14.3	22.2	18.6	-	17.2	16.6	15.0	30.2	23.9	24.4	26.3	18.1	26.3	21.6	18.9
Autres caractéristique																				
Teneur en eau (%)	29.9	19.6	9.8	8.2	9.04	12.4	18.9	16.7	10.3	8.2	14.9	16.1	16.1	21.3	24.9	11.4	14.7	15.5	17.0	19.9
Poids volumique (t/m^3)	1.82	1.86	2.32	2.39	2.25	2.11	2.11	2.16	2.16	2.36	2.18	2.16	2.16	2.07	2.00	2.26	2.20	2.16	2.04	2.12

Tableau I I.8 : Résumé des résultats des essais en laboratoire

Il résulte qu'en général, le matériau de cette formation correspond à une argile limoneuse, sableuse à un peu de sable avec des traces de gravier. De plus, les résultats des limites d'Atterberg indiquent que le matériau a le comportement d'une argile inorganique de plasticité moyenne, mais localement de grande plasticité.
Par ailleurs, des essais mécaniques de même que des analyses chimiques ont été réalisés sur des échantillons provenant de la formation de schiste.
Les résultats de ces essais sont résumes ci-après alors que les résultats détaillés sont présentés en annexe.

Sondage N°	**F178-2**	**F178-2**	**F178-3**	**F187-3**	**F178-3**
Profondeur (m)	5.85 à61.10	13.40 à 13.9	18.00 à 18.30	20.05 à 20.50	20.5 à 24.90
Pression de consolidation (bar)	1.36	1.49	1.15	3.00	2.61
Indice de compression (%)	17.06	12.6	16.74	19.10	21.94
Indice de re-compressions (%)	5.03	5.03	11.37	7.34	8.49

Tableau I I.9 : Résumé des résultats des essais de consolidation

Sondage N°	**Profondeur (m)**	**Ccu (bar)**	**C' (bar)**	**φcu(°)**	**φ'(°)**
F178-2	7.10à 7.50	1.43	1.35	13.77	16.59
F178-3	20.05 à 20.50	0.60	0.39	17.39	21.83
F178-3	24.45 à 24.90	0.54	0.15	6.32	12.56
F178-4	31.35 à 13.70	0.45	0.20	21.11	28.87

Tableau I I.10 : Résumé des résultats des essais de détermination des caractéristiques mécanique

Les résultats des analyses chimiques sont :

Sondage N°	**F178-1**		**F178-2**		**F178-3**		**F178-4**	
Profondeur (m)	9.35 à 9.85	16.20 à 17.7	9.6 à 10.00	13.40 à 13.90	20.05 à 20.50	29.50à30.00	9.40 à 9.8	13.35 à 13.70
Sulfates ($CaSo4, 2H_2O$	Traces	Trace						
Chloruezs (NaCl)	0.58	0.47	0.23	0.29	0.58	0.53	0.35	0.41
Carbonates ($CaCO_{3)}$	31.90	34.48	23.28	21.74	27.59	17.24	22.86	29.31
Anhydride carbonique (CO2)	**14.03**	**15.17**	**10.24**	**9.57**	**12.14**	**7.59**	**11..38**	**12.90**

Tableau I I.11 : Résultats des analyses chimiques

Les résultats ci – dessus permettant de déduire que l'argile en place est marneuse. Mais ne semble pas être agressive vis-à-vis le béton. De plus, les résultats des essais oedométriques sont à l'effet que les matériaux en place sont dans un état généralement normalement consolidé, si l'on tient compte de la présence de remblais réalisés.

II.5.7. Résultats des mesures des déformations :

Des repères de déplacement ont été installés sur le site en suivant des sections sélectionnées sur le site, en tenant compte des informations qui étaient disponibles mais également des résultats des inspections des lieux. il faut souligner que les résultats des mesures topographiques des déplacements doivent être interprétés avec prudence en raison de l'influence des différentes interférences qui peuvent affecter les résultats.ces mesures ont été effectuées afin de servir de guide préliminaire pour la compréhension des conditions de comportement du site vis-a- vis la stabilité.
Mentionnons que les résultats pressiométriques ont également été combinés à ceux des lectures inclinométriques pour identifier la profondeur probable de la surface de rupture. Il s'agissait aussi de déterminer à l'aide des résultats des lecteurs inclinométriques l'orientation et le sens du mouvement de terrain. Les résultats préliminaires obtenus sont présentés ci-après.

- La profondeur probable de la surface de la rupture se trouve à environ 16m, 13m, 18m et 14.5m aux forages F178-1 à F178-4&, respectivement.
- La surface de la rupture se trouve en général dans le terrain naturel, sous-jacent au remblai.
- Le mouvement de terrain est orienté vers le nord-ouest à l'emplacement du forage F-A178-2 et vers le sud ouest dans les forages F-178-3 et F178-4. Dans le forage F78-1, le mouvement se fait vers le nord.
- Les inclinomètres ont subi un bris par torsion ou cisaillement à des profondeurs de 8,4 m , 14,0m et 5,0m aux forages respectifs de F178-1, F178-2 et F178-4
- Les déplacements mesurés durant là période des investigations sont relativement importants
- Les déplacements ne semblent pas être arrêtés entre une lecture et une autre. Ce qui implique que le mouvement du terrain est toujours en cours.

Conditions de l'eau souterraine :tel indiqué précédemment, des piézomètres type Casagrande ont été installés dans les trous des 4 forages effectuées le 22november et le 6 décembre 2012 ainsi que le 22 janvier 2013 les résultats des lecteurs sont données dans le tableau suivant :

Date de la lecture	F-178-1		F-178-2		F-178-3		F-178-4	
	Niveau (m)	Prof.(m)	Niveau (m)	Prof.(m)	Niveau (m)	Prof.(m)	Niveau (m)	Prof.(m)
22-11-2012	356,20	4,84	344,61	3,27	306,93	21,61	311,75	4,54
06-12-2012	355,85	5,91	344,47	3,41	310,21	18,33	311,75	4,54
22-01-2013	355,98	5,06	344,24	3,64	313,26	15,28	311,76	4,53
Niveau de la surface (m)	**361,04**		**347,88**		**328,54**		**316,29**	

Tableau I I.12 : Résultats des lecteurs des mesures des déformations

Rappelons que **la profondeur du terrain naturel est située** respectivement **à 7,00m ; 3,00 m , 17,50 m et 5,70 m** à l'emplacement des sondages F-178-1, F-178-2, F-178-3 et F-178-4 les résultats des lectures montrés au tableau ci-dessus permettent de déduire les principaux points suivants :

- La nappe se situe à environ 5m de profondeur, soit à quelque 2m au –dessus de la surface du terrain naturel,au forage F178-1, la partie inférieure du remblai serait donc saturée sur une épaisseur d'environ 2m.
- Au forage F178-2, la nappe est située à un peu plus de 3,6 m de profondeur, soit légèrement sous la surface du terrain naturel.
- Dans le secteur des forages F178-3 et F178-4, la nappe est située entre 1 et 2 m au –dessus du terrain naturel ; la partie inférieure du remblai serait donc saturée.

II.7 Conclusion :

Les premières constatations, concernant la zone d'étude, nous ramènent auxrésultats suivants :

- L'ensemble des sites étudiés se caractérisent essentiellement par des formationshétérogène, à dominance argileuse de type argileuse de type argilo-marneuses.
- La conjugaison de ces caractéristiques intrinsèques du sol constituant les couches au facteur eau atténué en saison hivernale a développé le glissement survenu sur site et favorise son déclanchement futur.

II.8. CALCUL ET SIMULATION

II.8.1. Définition des phases de calcul :

Après avoir effectué l'ensemble de ses paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir ''calculation''. L'interface ''input'' de « PLAXIS » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface ''calculation''. Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le type de calcul, les phases de calcul correspondant par exemple aux étapes de construction. De nouvelles phases de calculs peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements en activant ou en désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau
d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être crée à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.

D'autre types de phases peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude est terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ce point. Après avoir appuy sur« calculate » les calculs se lance. Une fois terminée, les résultats peuvent être visualisés grâce à la touche « output ».

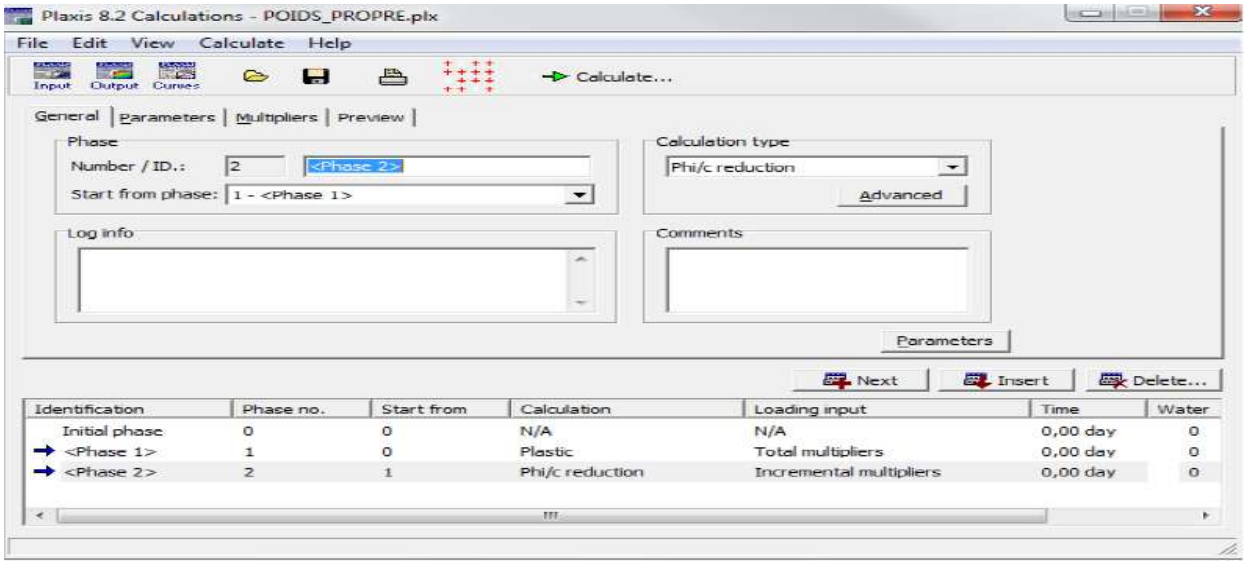


Figure II.8.1. Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS

PLAXIS permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pore pressure » qui consiste à déterminer le temps de l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixé par l'utilisateur.

II.8.1.1.**Exploitation des résultats :**

PLAXIS permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée du maillage
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- Les déformations
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- Les contraintes totales
- Les contraintes effectives
- Le coefficient de sur-consolidation
- Les points de déformation plastique
- Le degré de saturation
- Le champ d'écoulement
- Le niveau de l'eau
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par
- rapport à la situation d'origine.
- Ces résultats sont visibles sous trois formes :
    - ✓ de vecteurs
    - ✓ d'iso-valeur par zone (« shading »)
    - ✓ courbe contour des différentes zones.**[24]**

II.8.2.Confortement et application sur le site

II .8.2.1.Présentation du cas étudie

II .8.2.1.1 Géométrie et caractéristiques des couches et des éléments structuraux

La zone instable qui caractérise la chaussée de droit de la section autoroutière au PK-178, sur une longueur de 600m, est une zone de prolongement au glissement déjà prononcé Cette section est classée comme étant une zone de stabilité précaire.

Notre analyse repose sur un levé de terrain et sur l'exploitation des résultats des sondages de reconnaissance en carottage et les données de la zone Suite aux résultats obtenus, deux modèles géotechniques (déblai/ remblai) sont examinés pour modéliser le glissement, nous avons retenu le modèle qui reflète bien la zone instable dont le profil topographique et les données sont présentés ci-dessous :

- Pour les calculs de vérification de stabilité, n o u s avons considéré

que chaque couche de sol représente un milieu homogène, caractérisée par sa densité et ses paramètres de résistance (angle de frottement et la cohésion). [17]

- Pour notre cas, on a choisi :

- Eléments 15 noeuds pour le sol
- Eléments 6 noeuds pour clou
- Unités : m, kN, s

II.8.3.1 Donnes de talus :

X	0	0	0	0	0	0	6	22	23	36	40	55.1	56.40	67.055	34.8	90.326	96	138	138	138	138	31.997	73.2	69.8
Y	0	19	24	29	38	43	42	50	50	50.667	50.3	50.9	50.8	45.190	36.7	36.157	35	31.4	22.4	17.4	0	26.812	37	37.5

Tableau III.1. :CoordonnéedeTalus

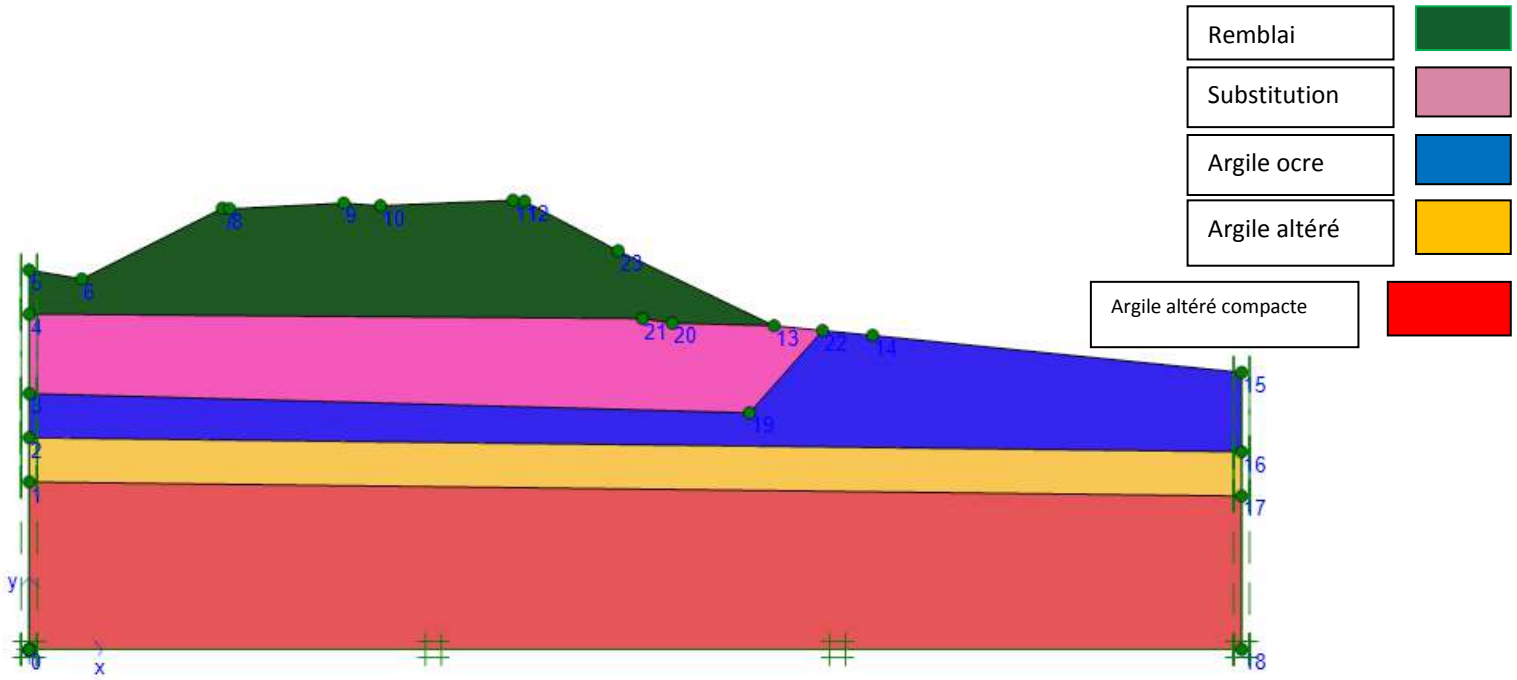


Figure II.8.2. Coupegéologique du site

Les caractéristiques géo mécaniques des terrains sont très dispersées. On en a reproduit une synthèse sur le tableau suivant et retenu caractéristiques mécaniques moyennes utilisées dans les calculs.

Couches	Modèle du matériau	Typedecomport-ement	Densité(γ_d γ_{unsat}(kN/m^3)	Densité γ_{sat}(kN/m^3)	anglede frottem-e-ntφ(°)	Cohésion C_u(kn/m2)	v	module de young E (kN/m^2)	Angle de dilatance ψ	Perméabilité vertical (m/day=m/j)	Perméabilité horizontale (m/day=m/j)
Remblai	M-C	Drainé	16.0	20	25	7	0,30	10000	0	10^{-3}	10^{-3}
substitution	M-C	Drainé	16.0	20	25	7	0,3	15000	0	10^{-3}	10^{-3}
argile ocre	M-C	Drainé	15.0	19	15	5	0,3	10000	0	$8{,}64x10^{-7}$	$8{,}64x10^{-7}$
argile altéré	M-C	Drainé	15.0	19	20	15	0.300	33000	0	$4{,}32x10^{-6}$	$4{,}32x10^{-6}$
argile gris compact	M-C	Drainé	16.0	20	25	100	0.25	190000	0	$4{,}32x10^{-6}$	$4{,}32x10^{-6}$

Tableau III.2. Lesparamètresphysico-mécaniques des matériaux

II.8.3.2 Génération du maillage

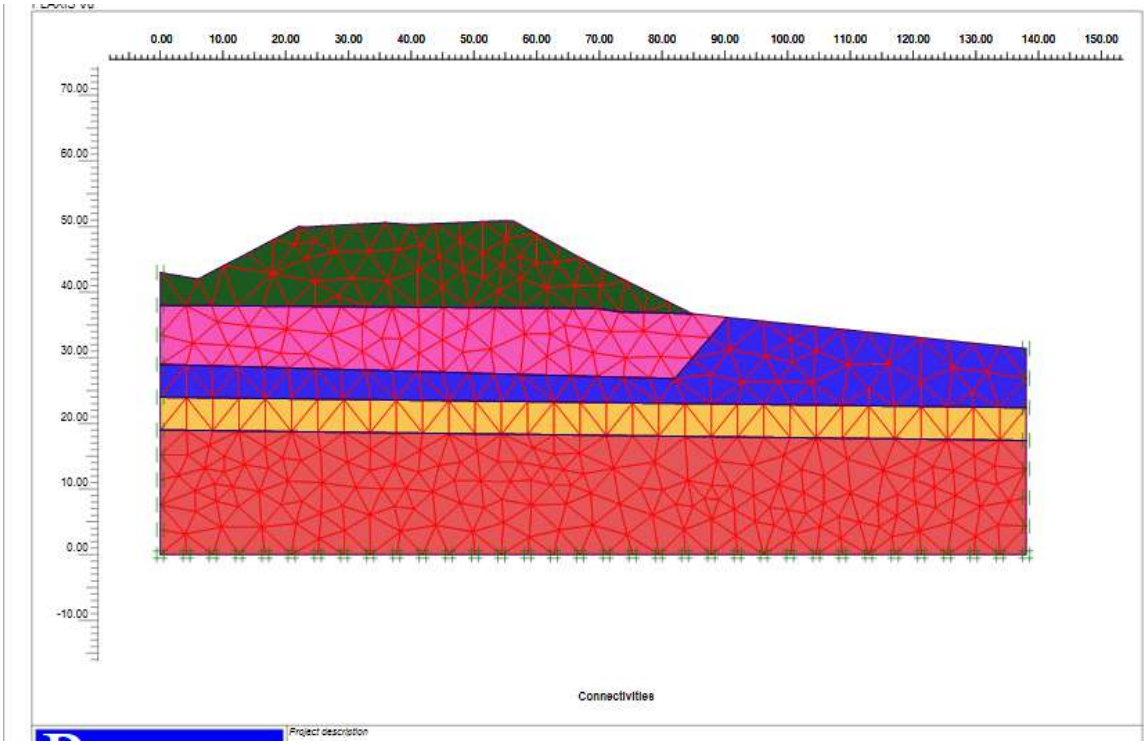


Figure II.8.3. Maillage du projet.

II.8.3.3 Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant la procédure K_0: il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

La fonction *Initial conditions* est donc utilisée pour définir uniquement le poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\ KN/m^3$) et une ligne phréatique générale.

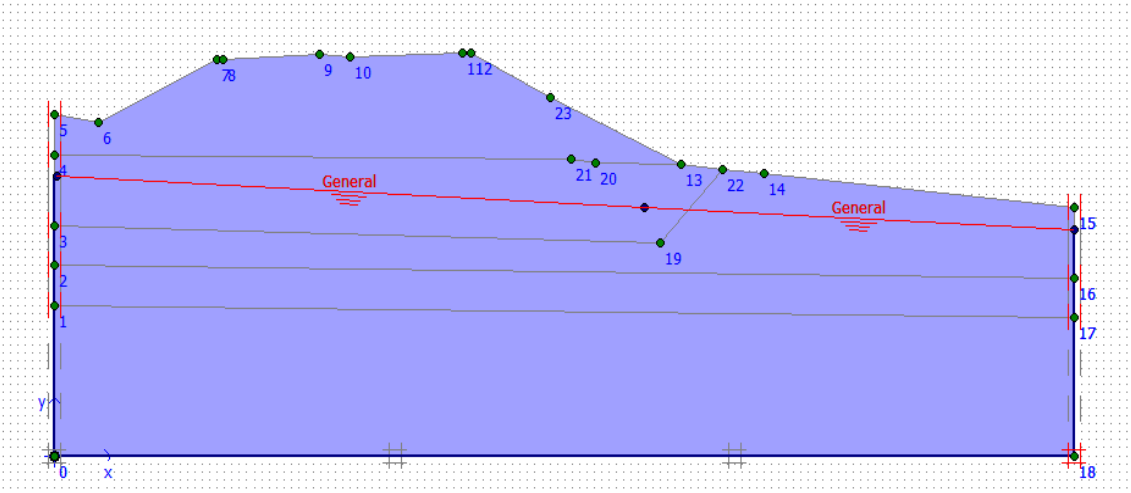


Figure II.8.4. Conditions hydrauliques initiales.

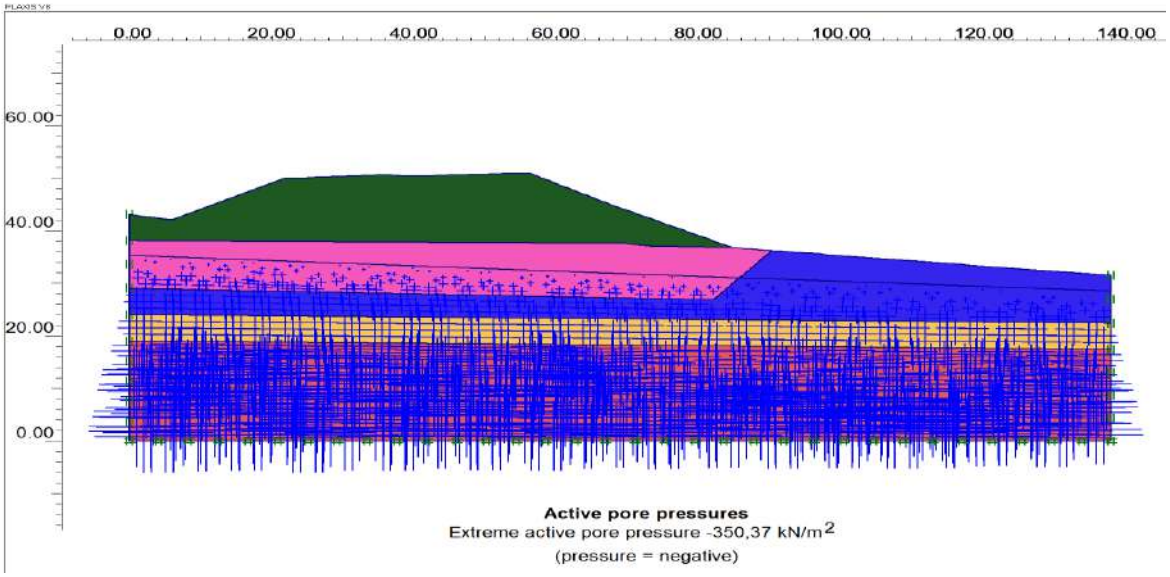


Figure II.8.5. Génération des pressions interstitielles initiales.

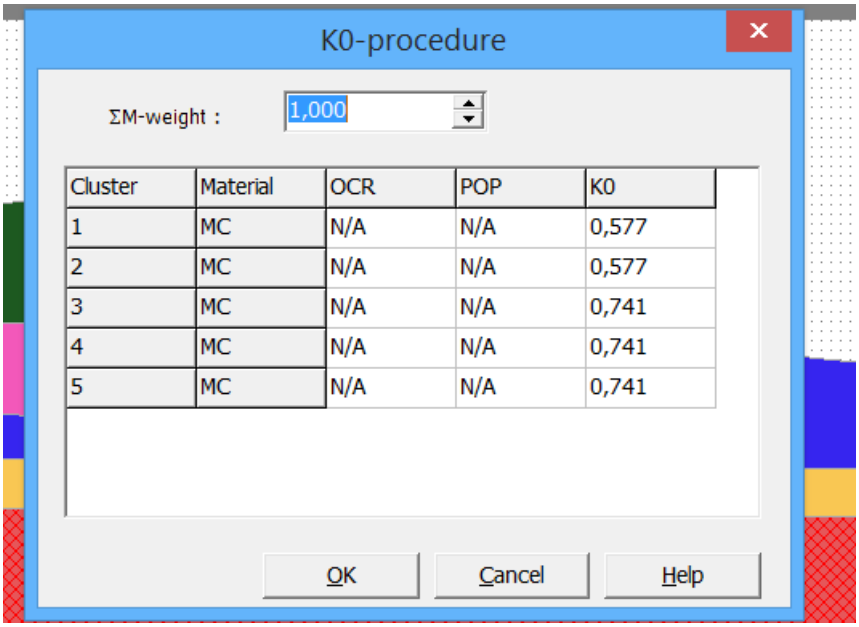


Figure II.8.6. Procédure K_0

II.8.3.4 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 4 phases :

Phase 0 :

Initiale des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : **Application de la gravité**

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique

- Activer l'option *Ignore undrainedbehaviour ;*

- Entrer 'total multipliers' $Mweight$=1;

- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

Phase 2 : **Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales**

- Calcul phi-c réduction

- Activer les deux options *Reset displacements to zero*et*Ignore undrainedbehaviour*

- Accepter le choix de l'incrément standard =0,1.

Phase 3 : **Mise en place des clous**

- Calcul plastique

- Choisir la phase 1 comme phase initiale ;

- Activer les deux options *Reset displacements to zero*et*Ignore undrainedbehaviour*

- Choisir l'option staged construction dans le menu *loading input*

- Activer les clous à partir du bouton *Define*qui nous permet d'accéder au menu de géométrie

Phase 4 : **calcul du coefficient de sécurité avec la présence des clous**

- Calcul *phi-c réduction*

- Activer les deux options *Reset displacements to zero*et*Ignore undrainedbehaviour*

- Accepter le choix l'incrément standard =0,1

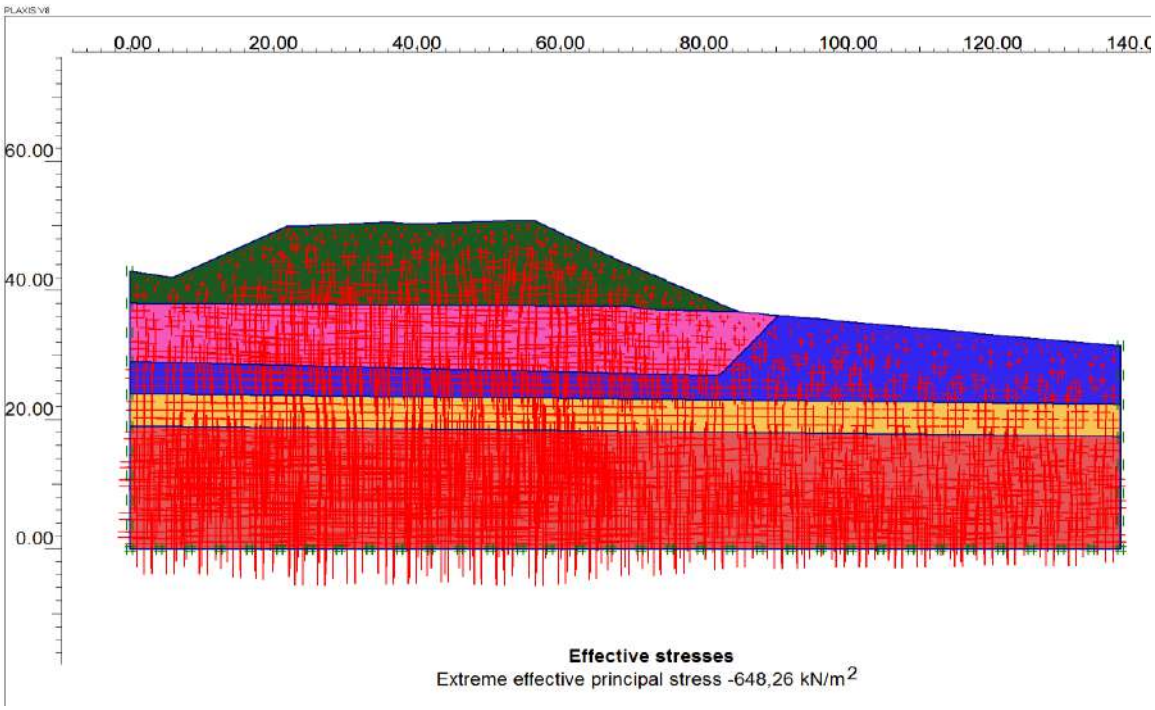


Figure II.8.7. Contraintes initiales avant d'accéder au module de calcul.

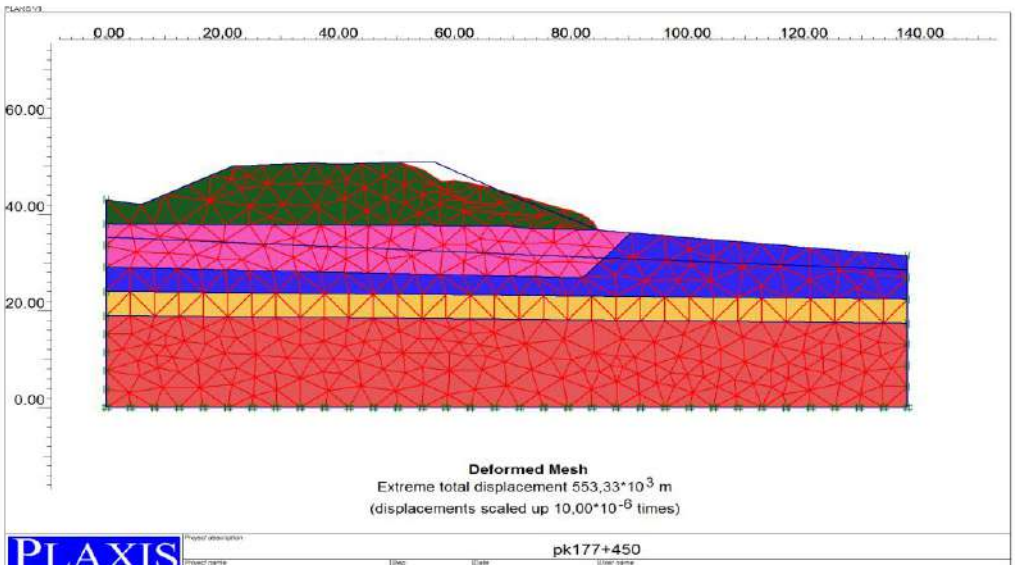


Figure II.8.8. Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)

II.8.3.5 Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

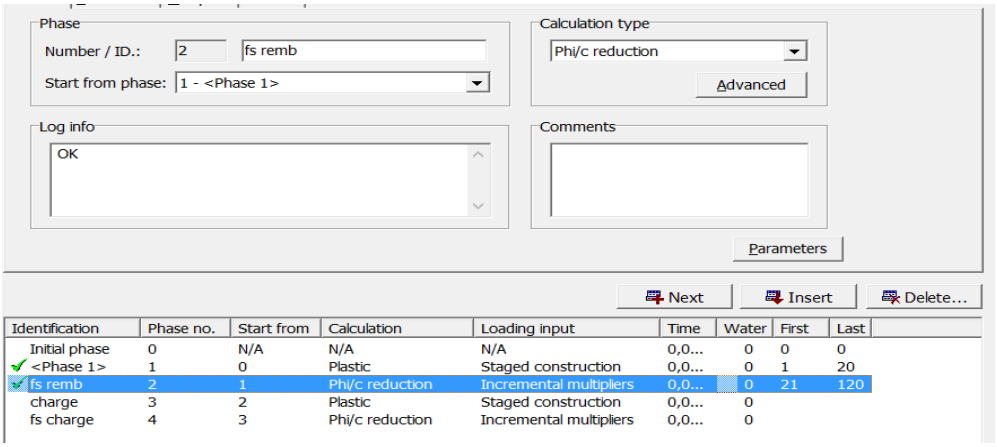


Figure II.8.9. Phase de calcul

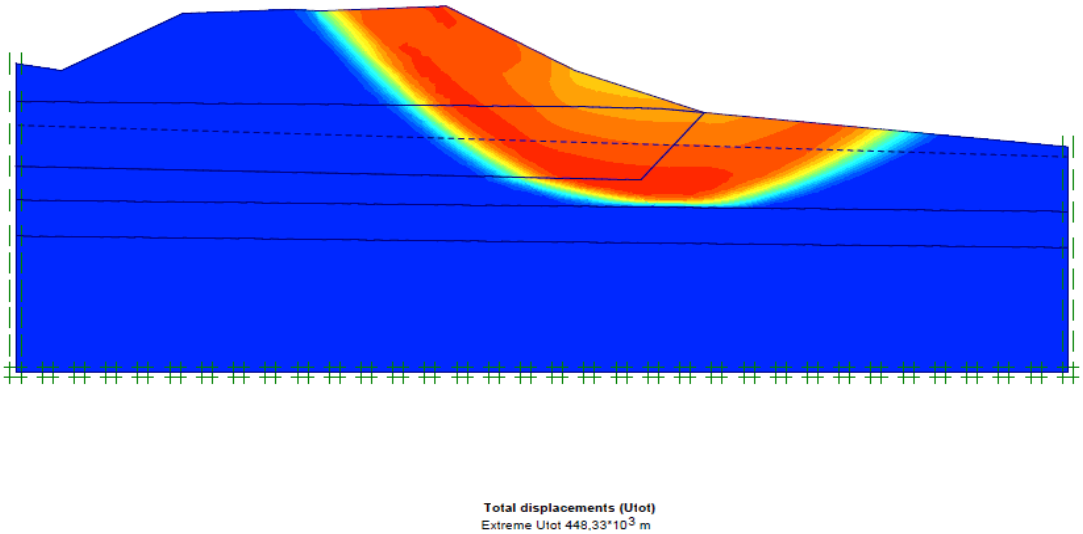


Figure II.8.10. Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (phase2)

Le coefficient de sécurité calculé par ce talus est :

$$F_s = \frac{\text{résis tance disponible}}{\text{résis tance a la rupture}} = \text{Msf à larupture}.\Sigma Msf = 1.39$$

Donc le talus est instable.

On remarque que la surface de glissement représentée par la ligne rouge est grande profonde.
Les résultats montrent que sous l'effet du poids propre, le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à 1.39 < 1,5 c'est-à-dire que l'état d'équilibre n'est pas atteint, ce qui entraine un effondrement du talus, dû à son instabilité.

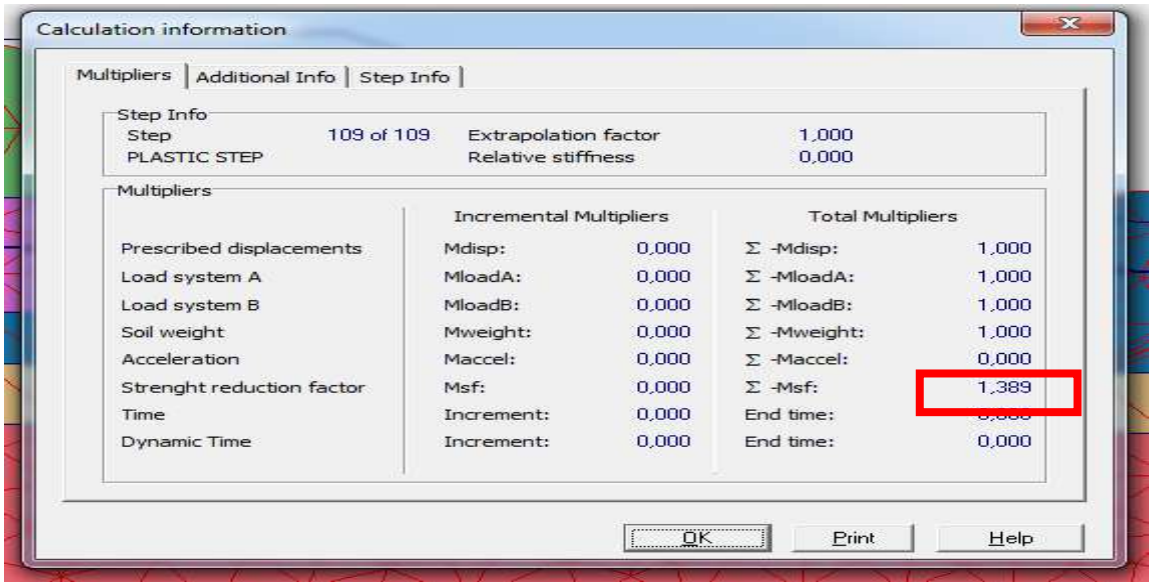


Figure II.8.11. La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf =1,389

II.8.3.6 Examen des résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme *output.*

a) Application de la gravité

La déformation du maillage est représentée sur la figure II.13. On note un déplacement total maximum d'une valeur de 4.73x10-3m.

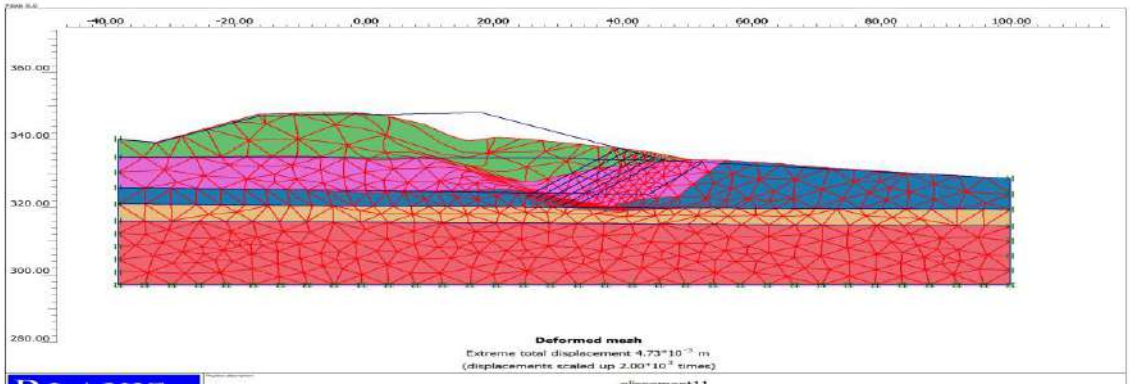


Figure II.8.12. Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)

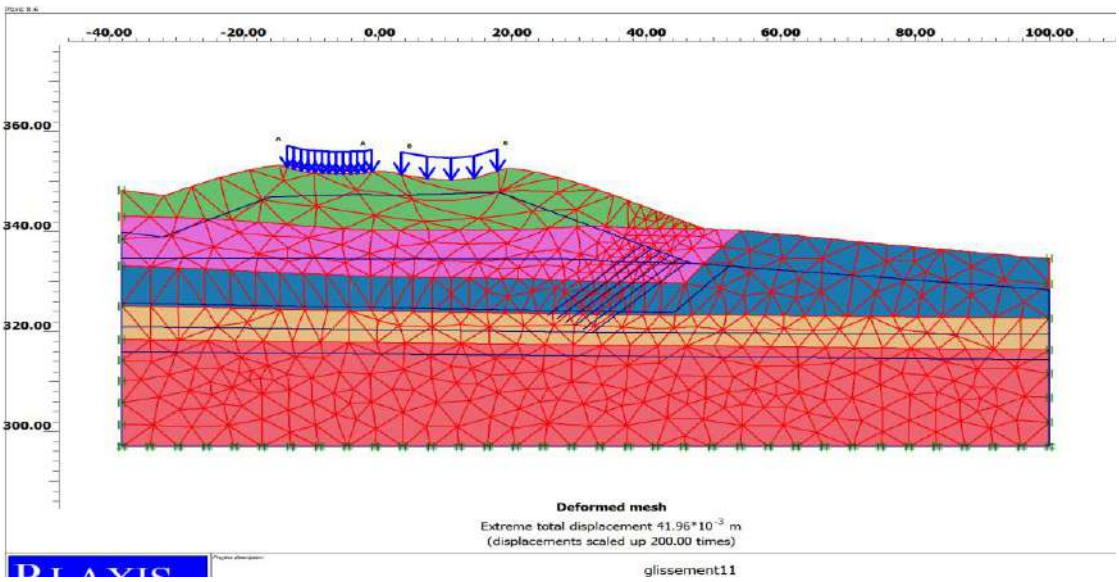


Figure II.8.13. Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)

b) FS AVEC LA CHARGE =1.37(la charge A=charge B=10KN/m^2

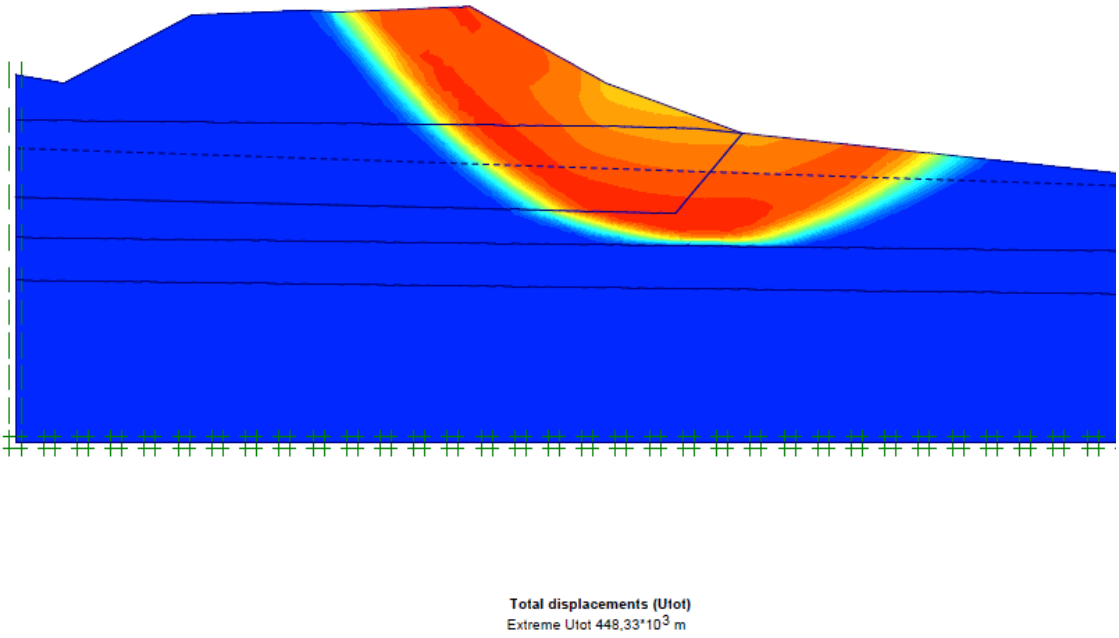


Figure II.8.14. Ligne de rupture

II.8.3.7 Conclusion:

D'après les résultats obtenus, on remarque que le tronçon étudié est complètement instable dans toutes les sections analysées, en particulier avec des charges qui présentent l'état actuel du site.

Les combinaisons des actions accidentelles (augmentation de la nappe et le séisme) ont les effets les plus violents et donne toujours les coefficients de sécurité les plus faibles. La variation des conditions et des actions extérieures sur le site a permet de détecter les principaux facteurs qui ont provoqué la déstabilisation du talus.

Les mauvaises conditions de drainage permettant l'infiltration des eaux sous la chaussée, le trafic routier des camions lourds, et la forte pente sont les principaux paramètres qui ont provoqués l'instabilité du tronçon étudié.

Cette connaissance est très importante pour trouver les méthodes de confortement pour stabiliser le terrain en toutes sécurités.

Toute étude de confortement doit tien compte la combinaison des actions et surcharge la plus violente (pour assurer la stabilité du talus de la route en tous cas. Le chapitre (III) à pour but d'étudier les méthodes de confortement du talus, pour dégager les meilleurs solutions qui assure la sécurité du talus.

CHAPITRE III:

CONFORTEMENT DES TALUS AU PK178

CHAPITRE III: CONFORTEMENT DES TALUS AU PK178

CHAPITRE III: Confortement du talus au PK178

III .1. Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabilisés la masse de terrant instable. Le choix de la méthode de confortement varié d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortent).

III.2. confortement des talus :

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

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution) ;
- Organes résistants en pied ; Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile) ; Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

III .3.Etude du confortement du site étudié :

D'après les analyses effectuées et les résultats obtenus dans le chapitre III, on a constaté que les infiltrations des eaux et les surcharges routières sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité de 1.389 dans la section principale PK 178 ; qui présente l'état actuel du site qui a déjà subie une rupture.

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et avec le coût économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part, on a prés en considération le système de drainage et la forte pente du talus.

Après une comparaison avec d'autres méthodes de confortement il apparaît que la stabilisation du talus peut être assurée par une combinaison de deux dispositifs de confortement :

- Chargement du pied de talus par un organe renforcé par un système clouage ; Le choix de ce système est plus économique et sécurisé par rapport aux autres méthodes de confortements comme les pieux et micro pieu ou un mur de soutènement en béton armé ou un mur poids, ces derniers sont inutiles vu :

- La grande hauteur du talus qui atteint 14 m de hauteur ;
- La sécurité pendant la mis en œuvre ;
- La durée de réalisation ;
- Et le coût économique.

CHAPITRE III: CONFORTEMENT DES TALUS AU PK178

III. 4.Méthodes de confortement et application sur le site

a) Modèles après renforcement :

Renforcement avec des clous de diamètre 20mm; les propriétés du système de renforcement sont :

Paramètres	**Nom**	**Clous (d=20mm ; D=10cm du trou) S_h= S_v= 1.5m**	**Clous (d=20 mm ; D=10cm du trou)S_h= S_v= 2m**	**Clous (d=20 mm ; D=10cm du trou) ; S_h= S_v= 3m**	**Béton projeté** Esp=1.5m	**Béton projeté** Esp=2 m	**Béton projeté** Esp=3m	**Unité**
Typede comportement	Matérieltype	Elastique		Elasti-que	Elasti-que			_
Rigidité normale	EA	$1.79*10^5$	$1.33*10^5$	88750	$4.0*10^6$	$5.4*10^6$	$8.1*10^6$	kN/m
Rigidité deflexion	EI	112	83.2	55.47	5625	$1.458*10^4$	$4.5*10^4$	$kN.m^2/m$
Espacement	$L_{spacing}$	1.5	2	3	1.5	2		m
Epaisseur équivalente	d	0.087	0.087	0.087	0.129	0.018	0.258	m
Coefficientde poisson	*V*	0.200		0.2	0.200	0.20	0.20	_

Tableau III.1. Les propriétés des clous et béton ^projeté

b) Stabilité du terrain après renforcement :

- **Variante 1 : Clouage avec 04 clous de diamètre 20mm espacement 1.5 et la longueur 20 m**

❖ **Principes**

Nous avons considère dans cette phase de calcul les éléments suivants :

- 04 clous
- Un espacement horizontal de 1.50m,
- Un espacement vertical de 1.50m

❖ **Eléments structuraux :**

- **Clous:** on suppose ici avoir un espacement de 1.5 m. entre les clous ; Les propriétés sont présentées sur le tableau III.1 :

Le phasage : le calcul du talus est reparti sur **04phases**

- **Béton projeté:** en choisissant les matériaux de type poutre (plate), talus de béton projeté de 10 cm ; Pour **les trous diamètre 10 cm**, on saisi les propriétés présentées dans le tableau III.1

CHAPITRE III: CONFORTEMENT DES TALUS AU PK178

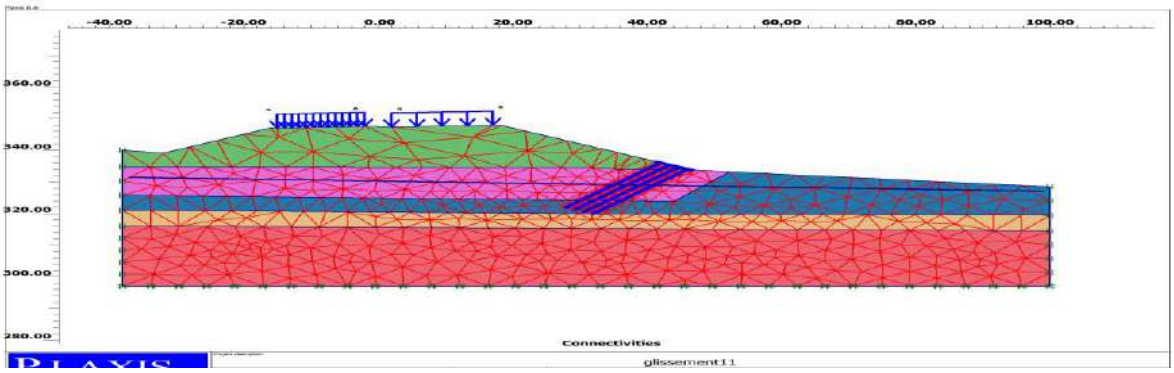


Figure III.1 Maillage 4 clous longueur 20m et espacement 1.5m.

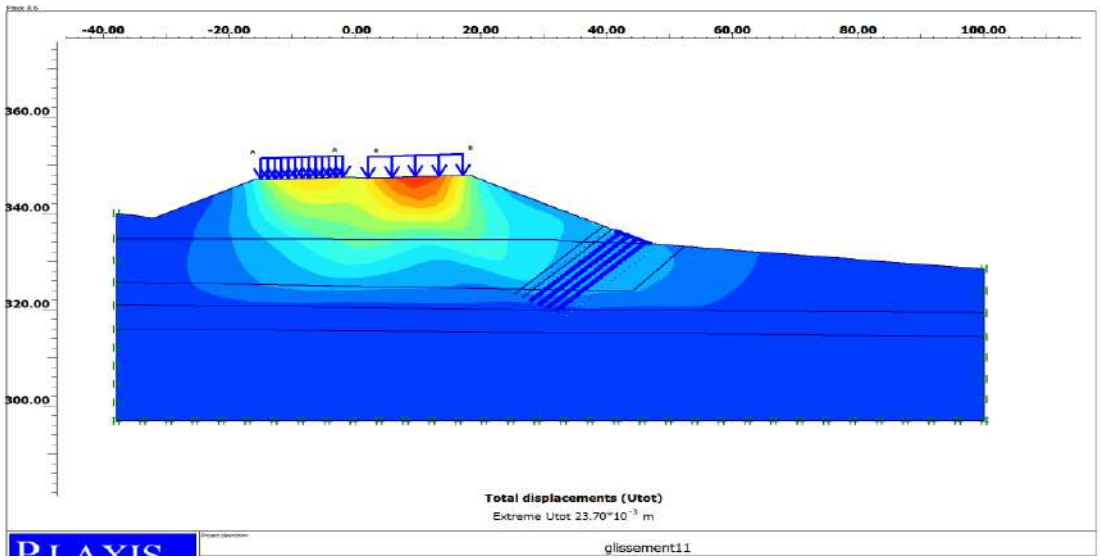
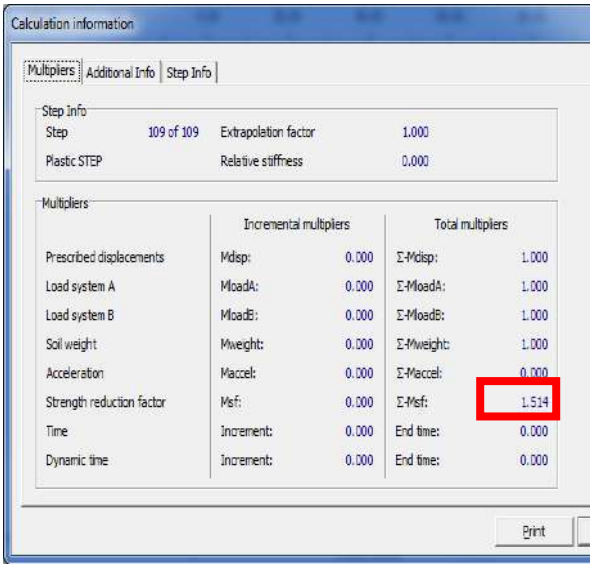


Figure III .2 Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et séisme

Les déplacements totaux sont de l'ordre de 23.70*10-3 m
La valeur maximale du déplacement total est de l'ordre de **$23.70*10^{-3}$ m** qui est raisonnable par rapport aux déplacements totaux avant renforcement (à savoir **$448,33*10^{-3}$ m**).
Le calcul de coefficient de sécurité de la solution du clouage a donne un **msf=1.514>1,5** doncletalus est stable.



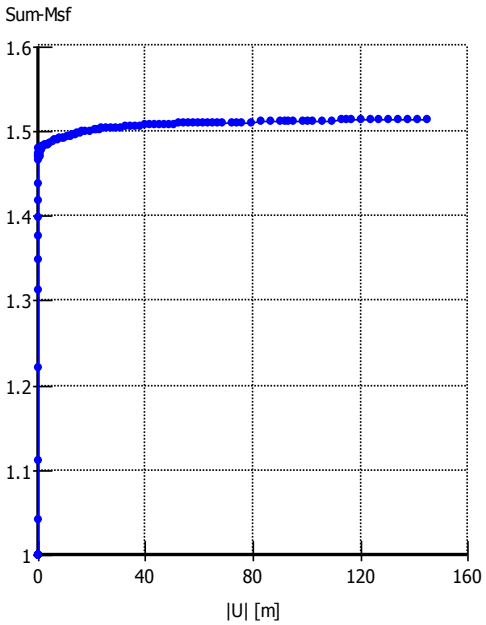


Figure III.3 Evolution du coefficient de sécurité

- **Variante2: clouage avec des clous de 20mm de diamètre, espacement 2m et longueur de 20 m nombre 08 clous**

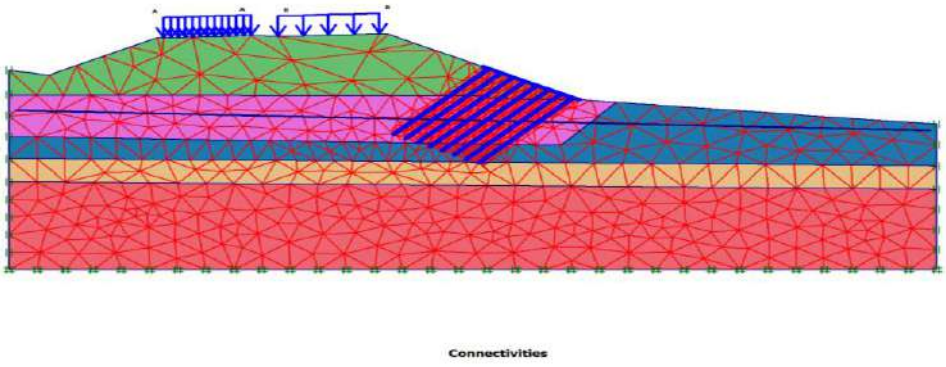


Figure III.4Maillage 8 clous longueur 20m et espacement 2m.

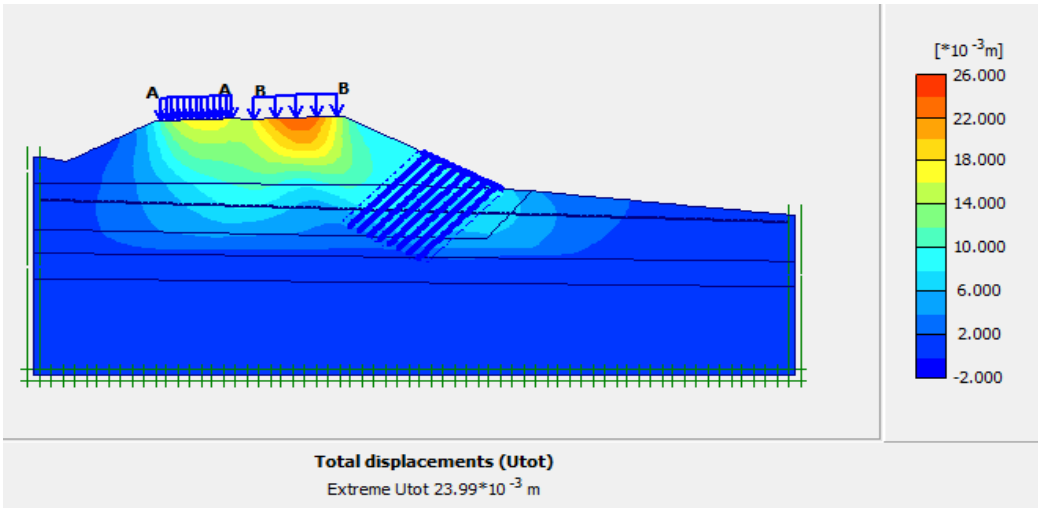


Figure III.5 Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et séisme

$U_{t=23,99*10^{-3}}$ m



Figure III.6Evolution du coefficient de sécuritéF_s=1.597

- **Variante3: clouage avec des clous de 20mmde diamètre espacement 3m et longueur de 20 m nombre 04 clous**

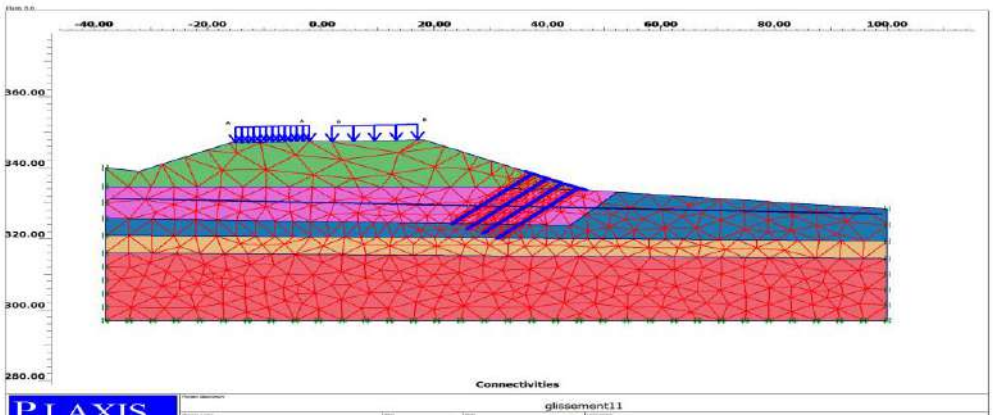


Figure III.7Maillage 4 clous longueur 20m et espacement 3m

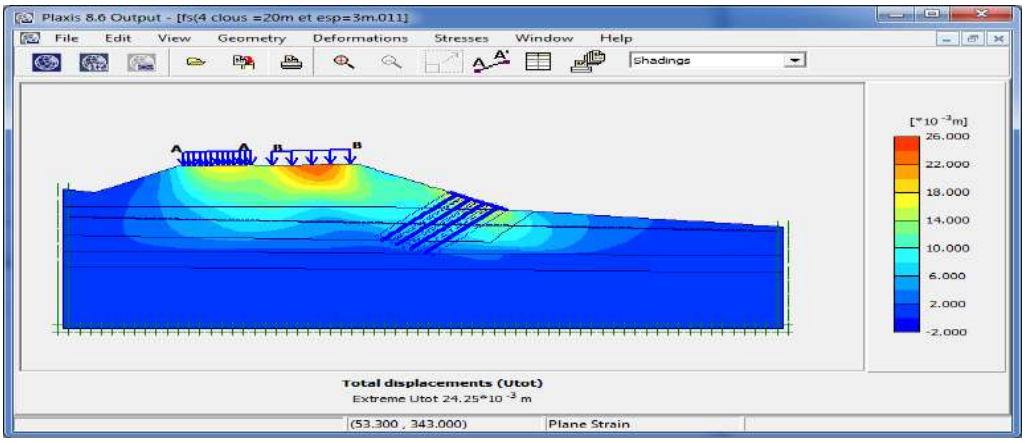


Figure III.8Forme et position de la surface de glissement (cas avec surcharge, nappe et séisme)

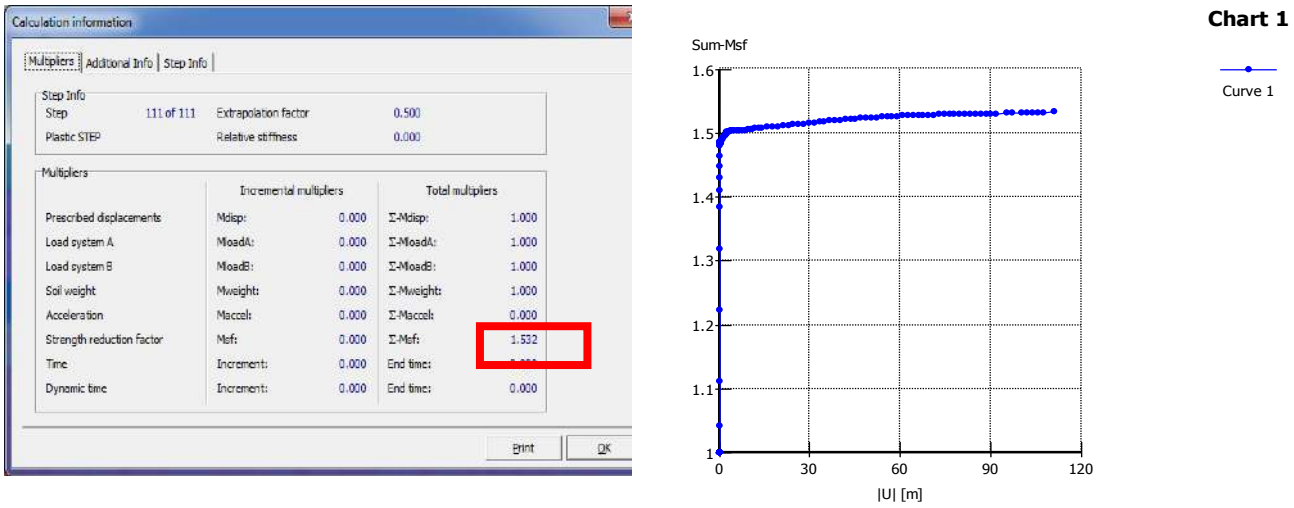


Figure III. 9Evolution du coefficient de sécurité

- **Variante4: clouage avec des clous de 20mmde diamètre espacement 3m et longueur de 25 m nombre 03 clous**

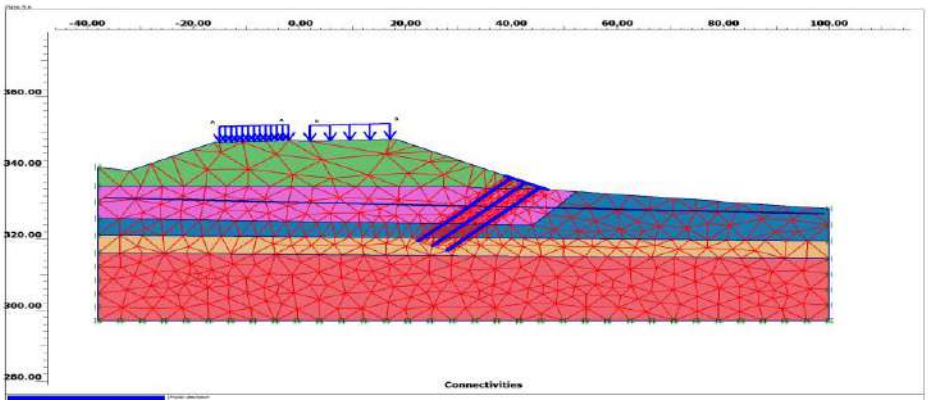


Figure III.10Maillage 3 clous longueur 25m et espacement 3m

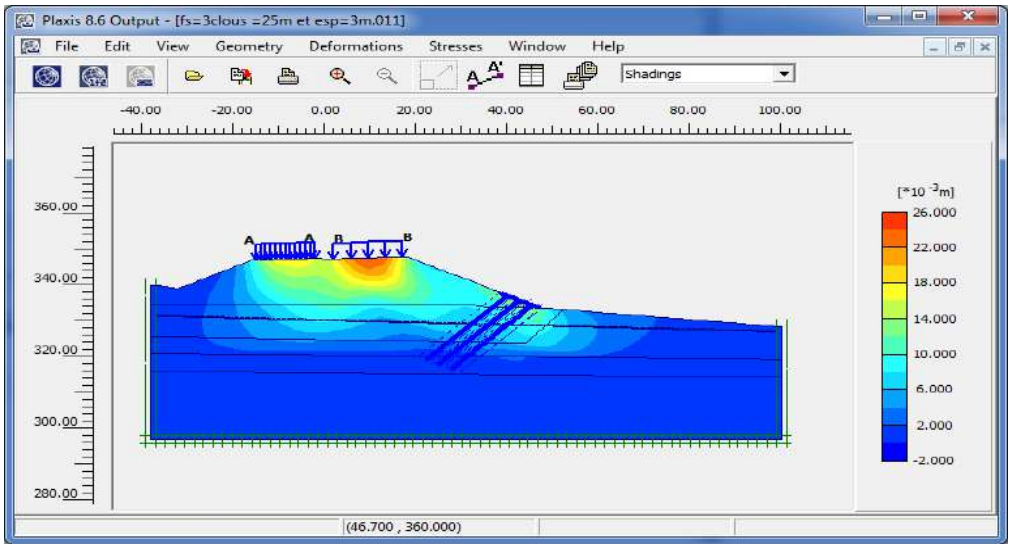
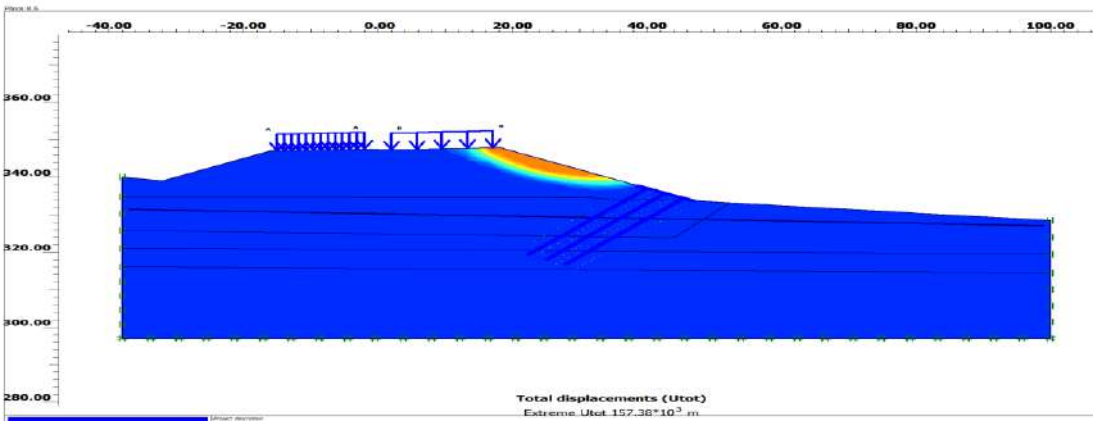
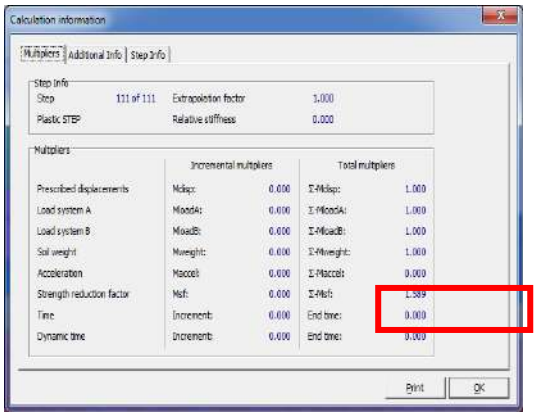


Figure III.11position de la surface de glissement (cas avec surcharge, nappe et séisme)





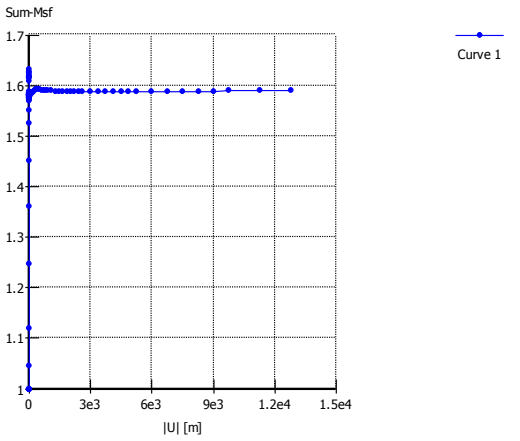


Figure III.12Evolutiondu coefficient de sécurité

III .5.Résultats d'analyse de la stabilité globale du terrain après confortement:

Lamodélisation du confortement est effectuée à l'aide du Logiciel PLAXIS 8.2 suivant la section principale (Figure VI-4); dont la nappe d'eau est prise à 4m de profondeurs en supposant que le système de drainage est réalisé (pas d'infiltrations des eaux sous la chaussée).

Les résultats obtenus donnant les coefficients de sécurité calculés ainsi que le tracé du cercle de glissement le plus probable est représenté dans la **figure VI-7.**

Méthode Elément fini (PLAXIS)			
Cas 01 :			
Esp(m)= 1,5 m de Longueur 20m	**FS**	**comparaison**	**commentaire**
sans charge et sans clous	**1,39**	/	instable
avec la charge et sans clous	**1,37**	***Diminution duFs***	instable
Fs(avec 01 clous)	**1,45**	***augmentation du Fs***	instable
Fs(avec 3clous)	**1,49**	***augmentation du Fs***	instable
Fs(avec 4 clous)	**1,51**	***augmentation du Fs***	***stable***
Fs(6 clous)	**1,54**	***augmentation du Fs***	***stable***
Fs(7 clous)	**1,55**	***augmentation du Fs***	***stable***

Cas 02 :			
Esp(m)= 2 m de Longueur 20mnbr 08 clous	**FS**	**comparaison**	**commentaire**
sans charge et sans clous	**1.39**	/	Instable
avec la charge et sans clous	**1.37**	Diminution de Fs	inStable
Fs(01clou=20m)	1,457	augmentation du Fs	**instable**
Fs(02clous=20m)	1,496	augmentation du Fs	**instable**
Fs(03clous=20m)	**1,524**	augmentation du Fs	**stable**
Fs(04clous=20m)	**1,55**	augmentation du Fs	**stable**
Fs(05clous=20m)	**1,568**	augmentation du Fs	**stable**
Fs(06clous=20m)	**1,58**	augmentation du Fs	**stable**
Fs(07clous=20m)	**1,59**	augmentation du Fs	**stable**
Fs(08clous=20m)	**1,597**	augmentation du Fs	**stable**
Cas 03 : Esp(m)= 3 m de Longueur 20m nbr 04 clous			
sans charge et sans clous	**1.39**	/	Instable
avec la charge et sans clous	**1.37**	Diminution de Fs	inStable
Fs(04clous=20m et esp=3)	**1.53**	augmentation du Fs	**stable**
Cas 04 : Esp(m)= 3 m de Longueur 25m nbr 03clous			
sans charge et sans clous	**1.39**	/	**Instable**
avec la charge et sans clous	**1.37**	Diminution de Fs	**inStable**
Fs(03clous=25m et esp=3)	**1.58**	augmentation du Fs	**stable**

III .6.Recommandations :

Les apports les plus significatifs de ce travail peuvent être résumés dans tout ce qui suit :

- La mise en œuvre des modèles en deux dimensions avec Plaxis 2D, pour une meilleure simulation numérique.

- Le renforcement de ce glissement peut se faire par clouages avec des clous de diamètres 20mm et de longueur 25m et espacement de 3 mètre.

- Réalisation d'un système de drainage superficiel composé de caniveaux bétonnés, descentes d'eau afin d'assainir les eaux de ruissellement.

- Réalisation d'un réseau de tranchées drainantes type via drain.

- Reconstruction du corps de chaussée.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L’étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu’ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l’ampleur de cesrisques.
- Par la difficulté technique d’y porter remède.

L’étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme toutautre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in –situ et les essaisau laboratoire qui permettent d’avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain etleurs caractéristiques en particulier la cohésion et l’angle de frottement, ces dernières nouspermettent d’apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer dessolutions de confortement convenables.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il ressort que l’instabilité du talus,s’explique par les infiltrations d’eau …, qui sont à la perte de larésistance au cisaillement du sol.

Le calcul de la stabilité à l’aide du logiciel Plaxis montre que le résultat de calcul du coefficientde sécurité est inférieur à 1,50 avant confortement, le talus est instable.

De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité.

Pour stabiliser le talus, nous avons proposé une solution de confortement du clouage,

Le choix de ces techniques de confortement a était basée sur la lithologie du sol étudié, ainsique la morphologie du talus.

Pour finir, espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants dans ce domaine.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés. Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :

- ***Pr. AMAR BOUZID.DJ : (professeur à l'université de BLIDA).***
- ***Dr MENAA :(docteur à l'université de MEDEA),***

Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet. Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre Formation durant tout notre cursus universitaire.

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Référence bibliographique :

[1] **Bouafia Ali** « introduction à la géotechnique tome 2 Département de génie civil faculté des science de l'ingénieur universitésaaddahleb de blida (algérie) 10/2011 »
[2] **Abdelkader BENAISSA** : « Glissement de terrain Calcul de stabilité.., Université de Constantine, 2003 »
[3] Alaa KOUDERY. : « Stabilite des pentes« Cours réaliser avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, 2005.
[4] Amar BOUZID : « Analyse semi analytique par éléments finis des pieux isoles sollicites horizontalement dans un milieu a comportement non linéaire.., Thèse de Magister, Ecole National Polytechnique d'El- harrach, ALGER, 164p, 1997.»
[5] D. BELARBI et T. ZERDAZI. : « Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis application a un cas réel.., Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, 1989. »
[6] Francois SCHLOSSER. : . Eléments de mécanique des sols.., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1988.
[7] Froncois SCHLOSSER et Philippe UNTERREINER. : « Renforcement des sols par Inclusions. ., Techniques de l'ingénieur, traite de construction, C245, pp 1-19, 1995. »
[8] cours renforcement des sols (université Médéa Mme Amri)
[09] **A. LUCAS**, « Modélisation numérique de glissements de terrain martin, laboratoire de Sismologie de L'IPGP, Juin 2006. »
[10**] C. LA BORDERIE**, Introduction à la méthode des éléments finis, 2003/2004.
[11] **D. BELARBI et T. ZERDAZI**, Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989.
[12] **G. PHILIPPONNAT, B. HUBERT**, Fondations et ouvrages en terre, EDITIONS EYROLLES, 2003.
[13] **D. V. K. HUYNT**, Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation, Thèse de doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble 2005.
[14] **Chen WF**, « Limit analysis and soil plasticity», Amsterdam (The Netherlands): Elsevier Science, 1975.
[15] **Poulos HG,** « Design of reinforcing piles to increase slope stability », Canadian Geotechnical Journal 1995
[16] **G. Degoutte et P. Royet (lemagref),**Aide mémoire de mécanique des sols, Réédition 2005.
[17] **G. DHATT, G. TOUZOT**, Une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine S. A. Editeur Paris, 1984.
[18] **J. L. DURVILLE et G. SÈVE**, Stabilité des Pentes, Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, traité construction C 254.
[19] **KaralK ,** « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geo technical Engineering Division, ASCE 1977.
[20**] J. COSTET et G. SANGLERAT**, Cours pratique de mécanique des sols, tome 2 (Calculedes ouvrages), édition Dunod, Paris 1983.
[21] rappot géotechnique du SNC LAVIN de l'autoroute EST –OUEST
[22] **P. MESTAT** et **M. PRAT**, Ouvrage en interaction, AFPC – Emploi des éléments finis en génis civil, Paris, 1999.
[23] **R.B.J BRINKGREVE**et**P.A. VERMEER**, Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8, 2003.
[24] **R. B. J. BRINKGREVE,**Plaxis Material Models Manuels, version 8.
[25] **Donald IB, Chen Z**, « Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997.

Notations

Lettres Majuscules

F : Force stabilisante
FS : Coefficient de sécurité.
E : Module d'Young.
G : Module de cisaillement.
H : Effort horizontal sur le côté d'un bloc de sol
K : Raideur.
N : Réaction normale
Nn : Réaction normale d'une tranche n
Q : Une valeur qui définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquéeau massif (force H, for ce V, moment M).
Qmax : Valeur maximale de Q.
R : Rayon du cercle de glissement.
S : surface de chargement.
T : Réaction tangentielle.
Tn : Réaction tangentielle d'une tranche n.
Ti : Pressions (forces surfacique).
U : Effort de la pression d'eau à la base.
UL : Effort de la pression d'eau latérale.
V : Effort vertical sur le côté d'un bloc de sol.
Vm : volume de masse du sol glissant.
W : Poids d'un bloc de sol.
Xi : Forces massiques (volumique).

Lettres minuscules :

c : Cohésion
c' : Cohésion effective.
c_i: Cohésion d'une couche i du sol.
c_u: Cohésion drainé.
c_m : Cohésion mobilisée.
m : coefficient réducteur.
q : Force normale.
r_0 : Rayon de la spirale logarithmique. s : Force tangentielle.

Lettres grecques :

γ: : Poids volumique.
γ_w: Poids volumique humide.
φ : Angle de frottement
φ ' : Angle frottement effective.
φ_i : Angle de frottement d'une couche i du sol.
φ m : Angle de frottement mobilisé.
ν i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

θ : Inclinaison du plan de rupture.
θ_F : Angle indiquant la position de la structure stabilisante.
σ_f : Contrainte normale mobilisée.
σij : champ de contrainte.
σ n : Contraintes normales.
τ : Contraintes de cisaillement.
τf : Contrainte mobilisée de cisaillement.
Ψi : Angle de dilatance de la couche i du sol.
EA : Rigidité axiale
EI : rigidité de flexion

Les formules de calcul:

Pour les clous

$$EA = \frac{E_{eq}}{S_h}\left(\frac{\pi {D_{dh}}^2}{4}\right)$$

$EI = \frac{E_{eq}}{S_h}\left(\frac{\pi {D_{dh}}^4}{64}\right)$ Avec $E_{eq} = E_n\left(\frac{A_n}{A}\right) + E_g\left(\frac{A_g}{A}\right)$

Et$A = 0.25 * \pi * {D_{dh}}^2$;

$A_n = 0.25 * \pi * d^2$;

Pour béton projeté :

$EA = E_c.t_c; EI = E_c.\frac{{t_c}^3}{12}$

Liste des figures

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains et les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

I.4 Généralité sur les mouvements de terrains :

Figure I.1 : Mouvements de terrain
Figure I.2 : Différents types de ruptures circulaires
Figure I.3 : Les types de glissements de terrain
Figure I.4 : Glissement superficiel
Figure I.5 : Glissement profond

I.5 Les méthodes de confortement

Figure I.6 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques
Figure I.7 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte
Figure I.8 : Allègement entête
Figure I.9 : Reprofilage : (a) adoucissement (b)risberme
Figure I.10 : Purge Partielle
Figure I.11 : Substitutionpartielle
Figure I.12 : Coupe type d'une tranchéedrainante
Figure I.13 : Stabilisation par ancrages précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs
Figure I.14 : Exemple de clouage d'un glissement
Figure I.15 : Exemple de palplanche
Figure I.16 : Exemple de gabion
Figure I.17 : Exemple d'enrochement
Figure I.18 : Schéma type d'une rupture plane
Figure I.19 : Rupture circulaire d'un talus en sol purement cohérent
Figure I.20 : méthodes d'analyse $\varphi = 0$
Figure I.21 : Analyse de stabilité.
Figure I.22 : méthodes d'analyse $\varphi = 0$
Figure I.23 : Caractéristiques mécaniques à retenir pour une étude de stabilité des pentes
Figure I.24 : Force exercées sur une masse de sol en rupture par glissement circulaire
Figure I.25 : Force exercées sur une masse de sol en rupture par glissement circulaire
Figure I.26 : Force exercées sur une tranche de sol
Figure I.27 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode des tranches
Figure I.28 : Forces appliquées sur une tranche de sol
Figure I.29 : Forces appliquées sur une tranche de sol
Figure I.30 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée
Figure I.31 : les démentions d'une tranche
Figure I.32 : Forces appliquées sur une tranche de sol
Figure I.33 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.
Figure I.34 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.
Figure I.35 : les démentions d'une tranche
Figure I.36 : Variation de L
Figure I.37 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.
Figure I.38 : les fonctions typiques de f(x).

Figure I.39 : Tranche du sol
Figure I.40 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale.
Figure I.41 : La représentation des forces sur une tranche dans le coin

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET SYNTHESE GEOTECHNIQUE

Figure I I.1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation du site (avant le glissement) (Google Eearth; date d'édition de l'image: 04/04/ 2019)
Figure I I.2 : Vue en plan du projet dans ce secteur
Figure I I.3 : Extrait de la carte géologique de Bouira -feuille N°66
Figure I I.4 : Profil en travers des sondages au PK177+650 (extrait du rapport SNC LAVALIN)
Figure I I.5 : Détail d'un piézomètre de type Casagrande
Figure I I.6 : Suivi des inclinomètres au PK177+600 (remblai majeur)
Figure I I.7 : Synthèse du suivi piézométrique au PK 177+650 (zone de remblais majeur)

II.8. Calcul et simulation

II.8.1 Méthodes de confortement et application sur le site
Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS
Figure II.8.01 Fenêtre de phase de calcul en PLAXIS
Figure II.8.02 Coupe géologique du site
Figure II.8.03 Maillage du projet.
Figure II.8.04 Conditions hydrauliques initiales.
Figure II.8.05 Génération des pressions interstitielles initiales.
Figure II.8.06 Procédure K0
Figure II.8.07 Contraintes initiales avant d'accéder au module de calcul.
Figure II.8.08 Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)
Figure II.8.09 Phase de calcul
Figure II.8.10 Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (phase2)
Figure II.8.11 La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf =1,389
Figure II.8.12 Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)
Figure II.8.13 Déformation du maillage après application de la gravité (phase1)
Figure II.8.14 Ligne de rupture

CHAPITRE III: confortement des talus au PK178

- **Variante1: clouage avec des clous de 20mm espacement 1.5m et longueur de 20 m nombre 04 clous**

Figure III.1. Maillage 4 clous longueur 20 m et espacement 1.5m.
Figure III.2. Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et seisme
Figure III.3. Evaluation de coefficient de sécurité

- **Variante 2 : clouage avec des clous de 20mm espacement 2m et longueur de 20 m nombre 08 clous**

Figure III.4 Maillage 4 clous longueur 20 m et espacement 2m

Figure III.5. Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et seisme

Figure III.6. Evaluation de Diagramme coefficient de sécurité

- **Variante 3 : clouage avec des clous de 20mm espacement 03m et longueur de**

20 m nombre 04 clous

Figure III .7. Maillage 4 clous longueur 20 m et espacement 3m

Figure III.8. Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et seisme

Figure III.9. Evaluation de Diagramme coefficient de sécurité

- **Variante 3 : clouage avec des clous de 20mm espacement 03m et longueur de 25 m nombre 03 clous**

Figure III .10. Maillage 3 clous longueur 25 m et espacement 3m

Figure III .11. Forme et position de la surface de glissement avec surcharge, nappe et seisme

Figure III.12. Evaluation de Diagramme coefficient de sécurité

- **Variante 4 : clouage avec des clous de 20mm espacement 03m et longueur de 25 m nombre 03clous**

ANNEXE

LISTE DES TABLEAU :

CHAPITRE I :

I.1 Généralité sur les mouvements de terrains :

Tableau1.1 Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925)

Tableau1.2 Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925)

Tableau1.3 Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925)

Tableau1.4 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité,

Tableau1.5 Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

Tableau1.6

Tableau1.7 Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

CHAPITRE II :

Tableau1.1 Synthèse des essais pressiométriques (LCTP – Janvier 2013)

Tableau1.2 Détail d'un piézomètre de type Casagrande

Tableau1.3

Tableau1.4 Les principaux résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau II.3

Tableau1.5 Tableau résumé des dégradations observées suer le site du PK177+450 au PK 178+150

Tableau1.6 Résumé des résultats des essais de consolidation

Tableau1.7 Résultats des analyses chimiques

II.8.calcul et simulation

TableauII.1 Données des talus

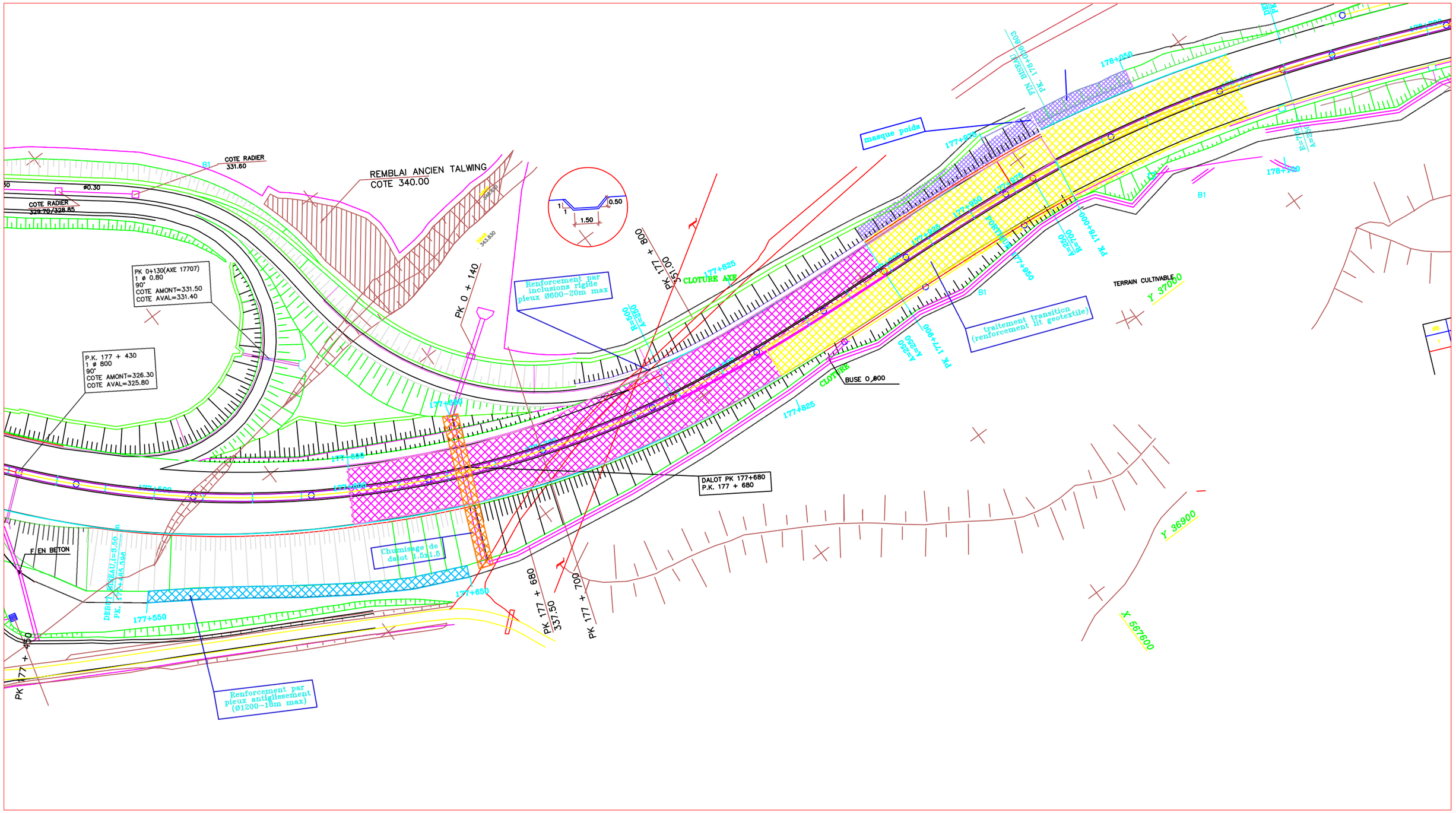
TableauII.2 Lesparamètresphysico-mécaniques desmatériaux

CHAPITRE III :

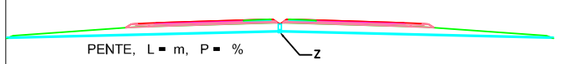
Tableau III.1. Les propriétés des clous et béton projeté

ANNEXE : TABLEAU DE SYNTHESE DES ESSAIS DE LABORATOIRE

Sondages carotté		F178-1 (PK178+100 -						F178-2 (PK177+900 - droit)						F178-3 (PK177+600 - crête)				
Cote tête		3						364.6						347				
Prof moy prélèvement (m)		7	8.05	9.60	13.70	16.45	18.43	3.75	5.98	7.30	9.80	13.65	18.68	11.75	18.15	20.28	24.68	29.75
Cote		371.	371.2	369.6	365.5	362.8	360.8	360.9	358.6	357.3	354.8	351.0	345.9	335.3	328.9	326.7	322.3	317.3
Description échantillon		Arg gris	Arg gris alt	Arg gris alt	Arg gris com	Arg gris com	Arg gris com	arg ocre	Arg gris alt	Arg gris alt	Arg gris alt	Arg gris alt	Arg gris com	rbt+tvo	arg ocre	arg ocre	Arg gris alt	Arg gris alt
Poids volumique	γ_h [t/m³]	1	1.86	2.04	2.32	2.39	2.25	2.11	2.11	2.16	2.16	2.36	2.18		2.16	2.07	2.00	2.26
	γ_d [t/m³]	1	1.56	1.69	2.11	2.21	2.06	1.88	1.77	1.85	1.96	2.18	1.90		1.86	1.71	1.60	2.03
	w_{sat} (%)	33.8	26.4%	21.4%	9.6%	7.5%	10.7%	15.5%	18.7%	16.3%	13.2%	8.1%	15.0%		16.0%	20.9%	24.8%	11.5%
	Sr (%)	88.6	74.0%	96.6%	101.9%	108.6%	84.1%	79.8%	100.7%	102.1%	77.8%	101.4%	99.1%		100.4%	102.0%	100.0%	99.3%
Granulométrie	0,08 mm [%]	9		91.6	88.6	98.5	99.5	99.7	100.0		98.5	99.7	94.2	55.6	97.2	98.1	98.2	91.4
	D_{max} (mm)	1		2.0	10	10	1	1	1		1	1	10	100	10	2	2	2
	2,0 mm [%]	9		99.5	95.3	99.4	99.7	99.8	100.0		99.8	99.9	96.5	69.4	98.3	99.7	99.3	99.2
	2µm [%]	6		55	39	34	30	36	56		42	45	42	35	56	49	53	46
Tene	w [%]	29.9	19.6%	20.7%	9.8%	8.2%	9.0%	12.4%	18.9%	16.7%	10.3%	8.2%	14.9%		16.1%	21.3%	24.9%	11.4%
Limite d'Atterberg	WL (%)	5		48.6	40.93	31.08	35.47	39.84	42.78		34.52	37.24	35.92	39.21	53.17	46.03	52.23	39.83
	WP (%)	2		27.58	25.05	17.98	21.18	17.61	24.19		17.34	20.65	20.95	17.68	23.02	22.09	27.86	13.55
	IP	**2**		**21.0**	**15.9**	**13.1**	**14.3**	**22.2**	**18.6**		**17.2**	**16.6**	**15.0**	**21.5**	**30.2**	**23.9**	**24.4**	**26.3**
Indice consistance Ic		**0**	-	**1.33**	**1.96**	**1.75**	**1.85**	**1.23**	**1.29**	-	**1.41**	**1.75**	**1.41**	-	**1.23**	**1.03**	**1.12**	**1.08**
(selon corrélation Bjerrum et al.: Ip<50) (°)		**2**	-	**30.2**	**31.7**	**32.6**	**32.2**	**29.8**	**30.9**	-	**31.3**	**31.5**	**32.0**	**30.0**	**28.2**	**29.3**	**29.2**	**28.8**
Caractéristiques de cisaillement (cisaillement	C_{cu} (kPa)									143							54	
	(°)									13.8							6.3	
	C' (kPa)									135.0							15.0	
	' (°)									16.6							12.6	
Essai oedométrique	C								0.171			0.126			0.167	0.191	0.219	
	Cc (Lambe) = 0.009*(Wl-	0	-	0.347	0.278	0.190	0.229	0.269	0.295	-	0.221	0.245	0.233	0.263	0.389	0.324	0.380	0.268
	C								0.050			0.050			0.114	0.073	0.085	
	e								0.648			0.407			0.537	0.724	0.949	
	Cc								0.104			0.090			0.109	0.111	0.113	
	Cg/								0.031			0.036			0.074	0.043	0.044	
	P								136			149			115	300	261	
	Prof								**3.5**			**3.5**			**15.3**	**15.3**	**15.3**	
	p								101.0			220.9			363.5	369.7	398.5	
	O								1.35			0.67			0.32	0.81	0.65	
Essai gonflement oedo	e																	
	e																	
	P																	
Analyse chimique	p																	
	Teneur en sulfate SO_3			Traces		Traces					Traces	Traces				Traces		Traces
	Teneur en chlorure NaCl			0.58		0.47					0.23	0.29				0.58		0.53
	Teneur en carbonate $CaCO_3$			31.9		34.48					23.28	21.74				27.59		17.24
	Teneur en Anhy. Carob.			14.03		15.17					10.24	9.57				12.14		7.59
Potentiel de liquéfaction	D_{50}/D_{10} et Dmax	Non	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef	Liquéfiable	Liquéfiable	Liquéfiable	Non Liquef	Liquéfiable	Liquéfiable	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef	Non Liquef
	Cond 1 : WL < 35	N	-	NON	NON	OUI	NON	NON	NON	-	OUI	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON
	Cond 2 : Wnat > 0.9WL	N	-	NON	NON	NON	NON	NON	NON	-	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON	NON
	Cond 3 : Ip > 0.73(WL-	O	-	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	-	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI
	Risque de liquéfaction	**Non**		**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**		**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**	**Non Liquéf**
Classification GTR	Classe	**A**		**A**	**A**	**A**	**A**	**A**	**A**		**A**	**A**	**A**	**C**	**A**	**A**	**A**	**A**
	Sous classe (Ip)	**3**		**2**	**2**	**2**	**2**	**2**	**2**		**2**	**2**	**2**	**FAUX**	**3**	**2**	**2**	**3**



Coupe Type de la Traversée du drain



;NBI
- Tout les Dralns exlstants sont à verlfler
- les ouvrages de dralnages Exlstants sont à curer
- les traversés de draln seront Implantés sur les deux dlrectlons

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ANA AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES	AUTOROUTE EST•OUEST MISE A NIVEAU DU TRONCON AUTOROUTIER LAKHDARIA • BOUIRA DU PK 157+000 AU PK 190+000 SUR 33 Km	DESIGNATION PROJET	DESIGNATION LOT	DESIGNATION OUVRAGE	DESIGNATION DOSSIER	ORDRE DE CHRONO	INDICE	DATE	PAGE
		MNA	A x 2	AME	PDE	YY01	0	07/10/2015	

Synoptique du traitement point durPK178

ELABORE PAR : RBO	VERIFIE PAR : MYA	ECHELLE: 1/1000
APPROUVÉ PAR : PBR		N°IAFFAIRE 009.31801

RESULTATS DE LA RETRO-ANALYSE
PLAXIS 2D VERSION 8.2

Profil N°	177+600
AUTOROUTE EST / OUEST GROUPEMENT GECA/EO LOT II	DOSSIER DE RECOLLEMENT Profil en Travers

cosider B.E.T

ETABLI PAR	S.ISSAD
CONTROLE	A.BAZA
VERIFIE	A.BAZA
VISE	

Surface Remblais : 579.95 m2

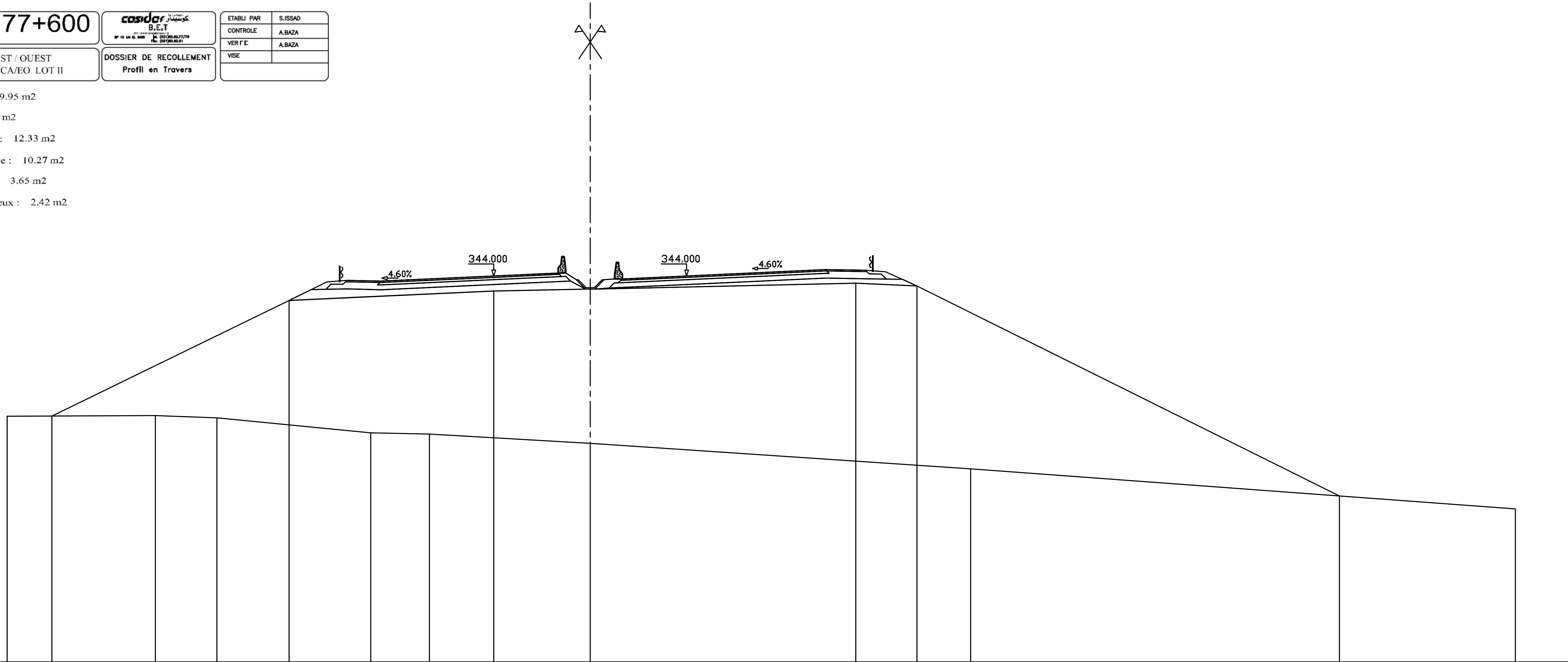
Surface Déblais : 0.00 m2

Surface Fond de forme : 12.33 m2

Surface Grave cancassée : 10.27 m2

Surface Grave bétume : 3.65 m2

Surface Béton bétumineux : 2.42 m2



Echelle : 1/200

P.C 320.00

DISTANCES/AXE	COTES PROJET	COTES ASSISES	COTES TN
-36.280			335.283
-33.490		335.294	
-27.050			335.320
-23.230			335.184
-18.730	342.484	342.484	
-16.386	343.623		
-15.136	343.723		
-13.660			334.244
-13.000	343.678		
-10.000			334.174
-6.000	344.000	343.070	
-2.000	344.184		
-0.250	343.756		333.593
0.500	343.256		
1.250	343.756		
2.000	343.816		
6.000	344.000		
14.630	344.397		
16.520	344.359	343.554	
17.130			331.603
18.380	344.259		
20.330	343.379	343.379	
23.670			332.002
46.610		330.321	
57.560			329.519

Profil N°	177+650
AUTOROUTE EST / OUEST GROUPEMENT GECA/EO LOT II	

cosider كوسيدر
B.E.T
BP 10 IAI EL BIOR Tél. (021)82.82.77/79 Fax. (021)82.82.81

DOSSIER DE RECOLLEMENT
Profil en Travers

ETABLI PAR	S.ISSAD
CONTROLE	A.BAZA
VERIFIE	A.BAZA
VISE	

575.20 m2 Surface Remblais :

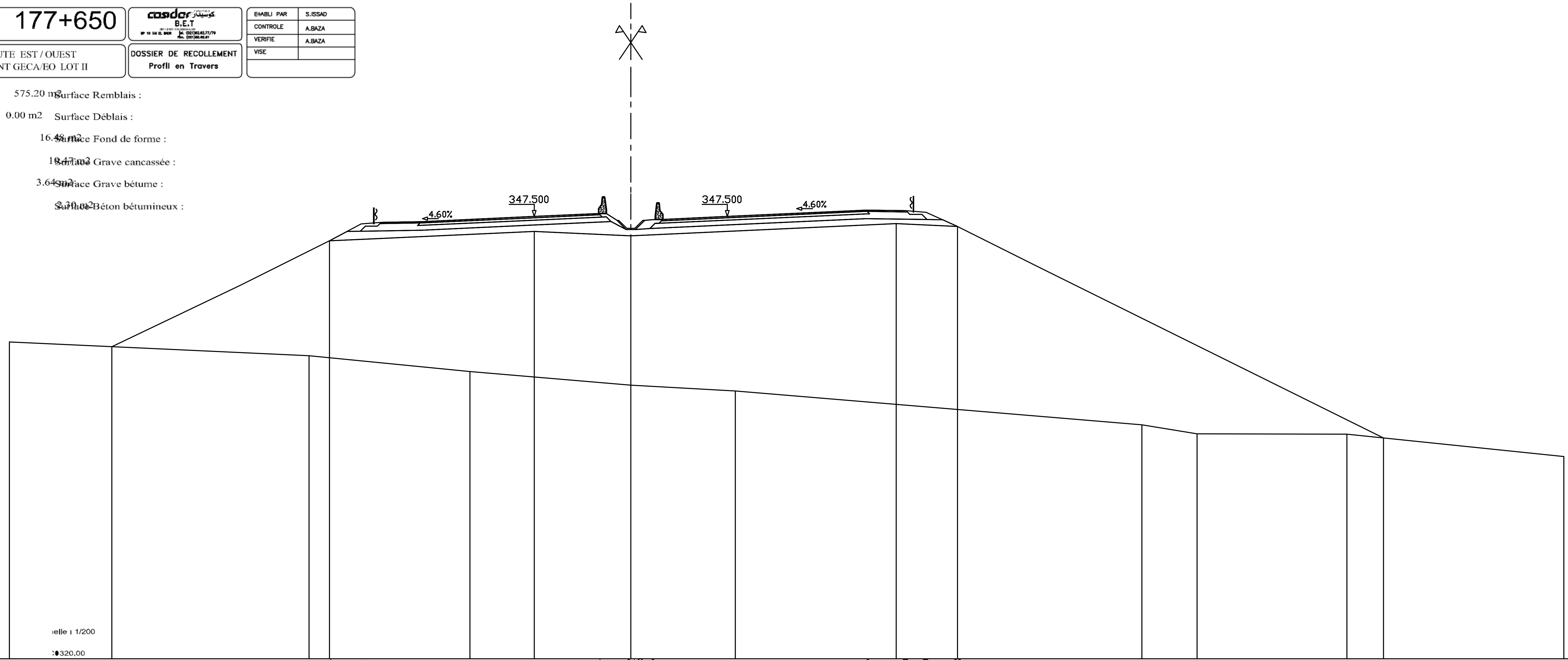
0.00 m2 Surface Déblais :

16.48 m2 Surface Fond de forme :

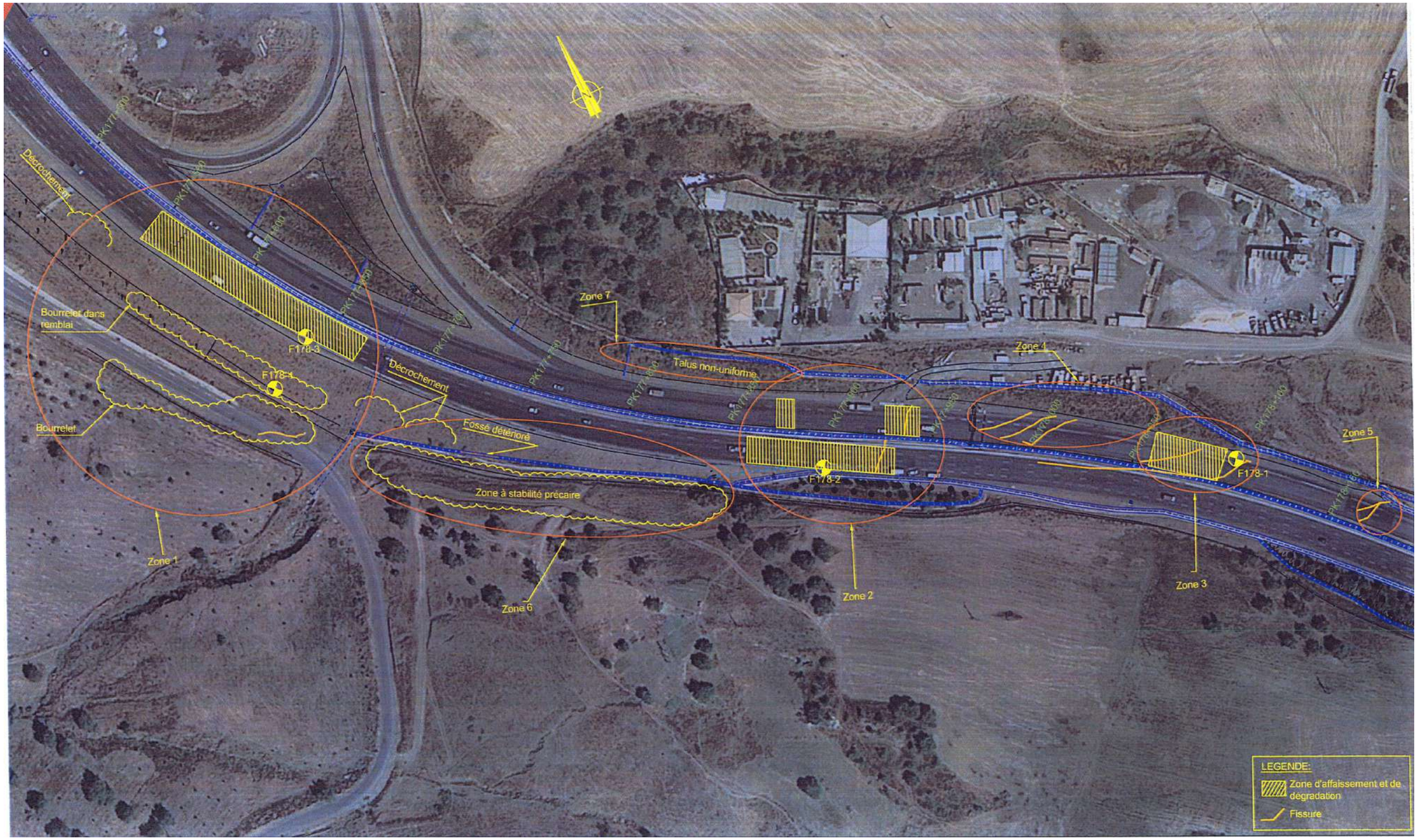
10.47 m2 Surface Grave cancassée :

3.64 m2 Surface Grave bétume :

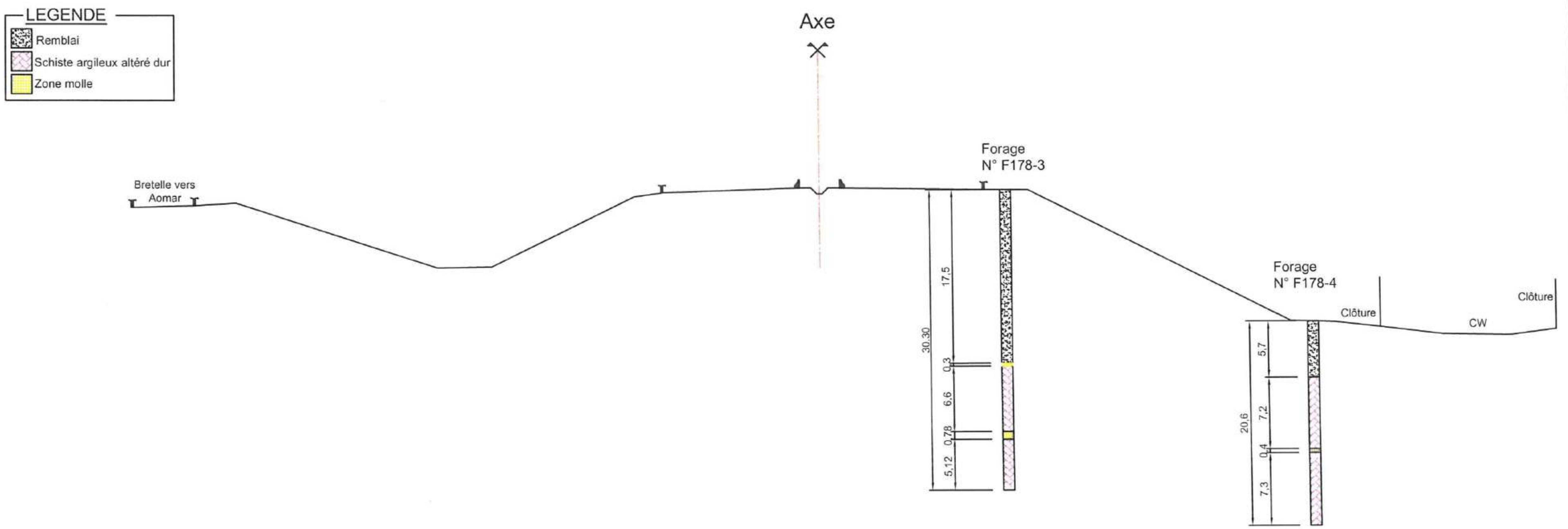
2.30 m2 Surface Béton bétumineux :



TANCES/AXE	TES PROJET	TES ASSISES	TES TN
-38.630			339.702
-32.260		339.410	
-20.010			338.849
-18.730	345.984	345.984	
-16.770	347.035		
-15.520	347.135		
-13.020	347.177		
-10.000			337.859
-6.000	347.500	346.570	
-2.000	347.684		
-0.250	347.256		
0.500	346.756	346.294	337.009
1.250	347.256		
2.000	347.316		
6.000	347.500		
6.500			336.649
14.610	347.896		
16.500		347.053	
17.110	347.859		
18.360	347.759		
20.310	346.878	346.878	
31.770			334.543
35.200			333.981
44.510			333.968
46.790		333.734	
57.990			332.583



Détail les zones de dégradation au PK 178 (vue en plan)



Côte Levé	327.229	327.405	327.655	321.171	321.285	328.352	328.776	329.297	328.625	329.033	329.226	329.207	315.921	315.783	314.512	314.389	314.99
Distance	68.78	62.78	58.51	38.34	32.89	18.66	13.75	2.00	0.00	2.00	14.36	20.93	47.26	51.78	62.47	69.47	74.08

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS

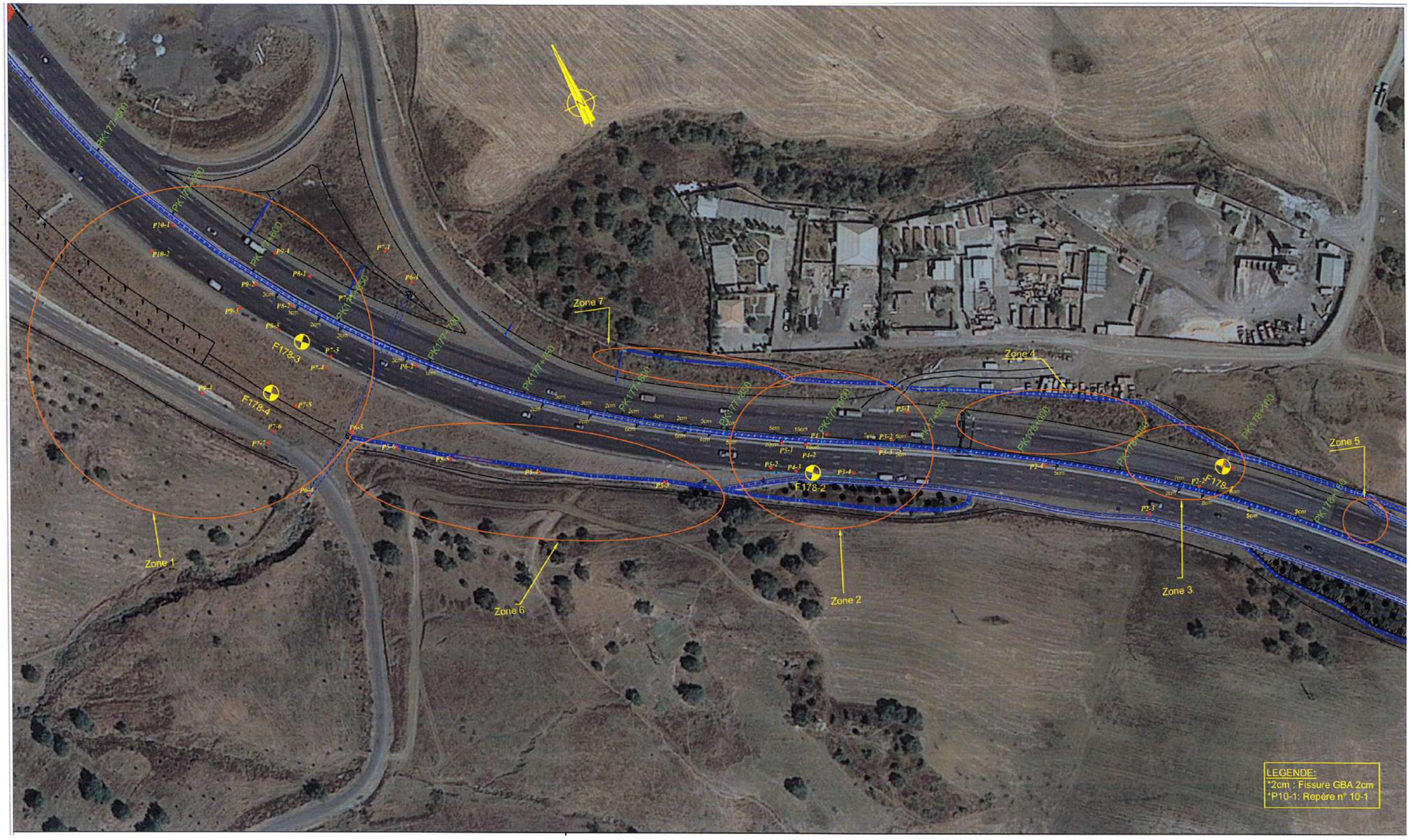
AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES

SNC•LAVALIN International

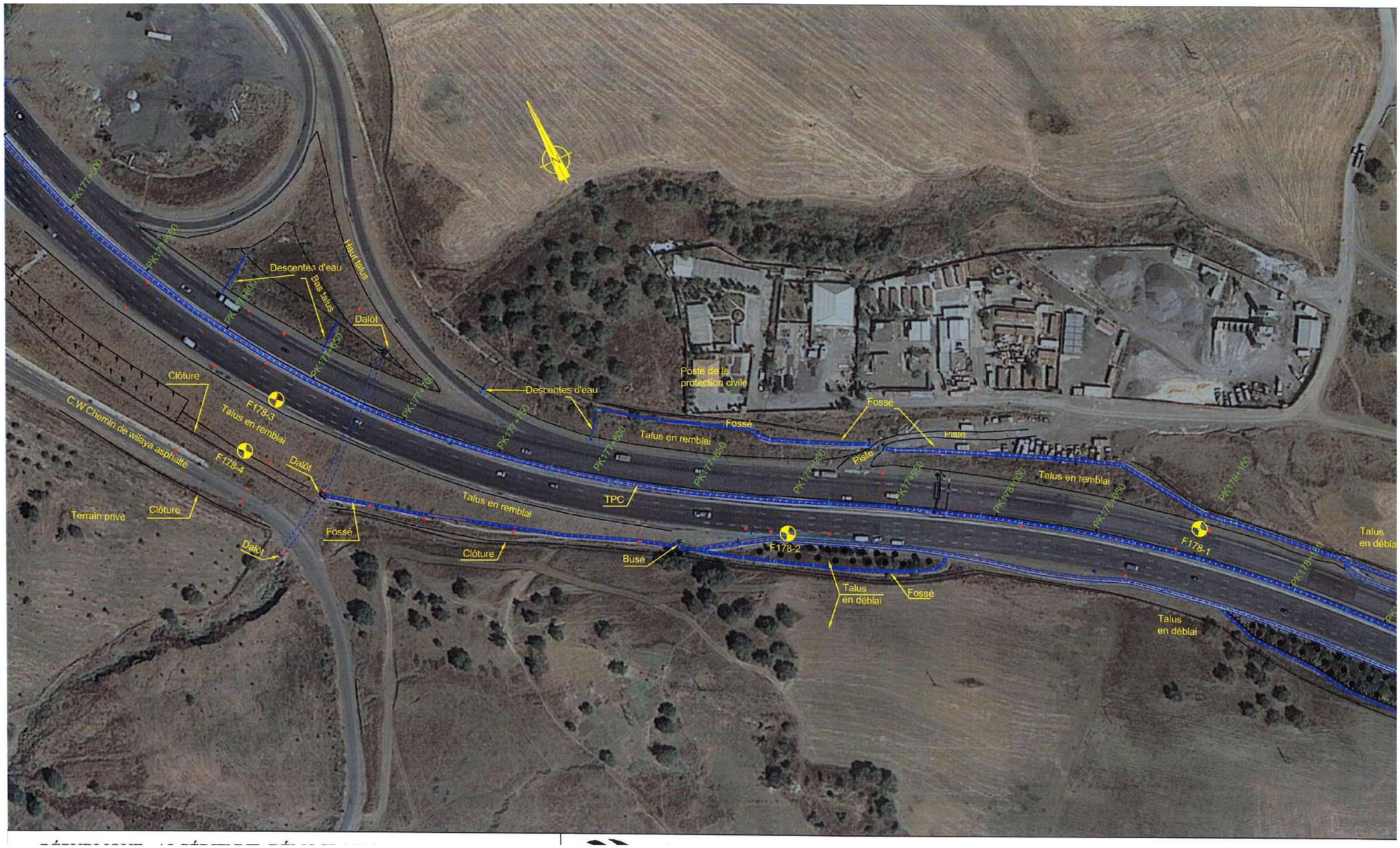
AUTOROUTE EST- OUEST
MISE A NIVEAU DU TRONÇON LAKHDARIA-LIAISON RN5

SITE DU PK PK178
STRATIGRAPHIE DES SONDAGES
F178-3 / F178-4

Dessiné par: A.M	Date: 04/02/2013
Vérifié par: O.A	Echelle :
Dossier N° :	Plan N° : 04



ZONE DE DEGRADATION



DESCRIPTION SOMMAIRE
SITE AU PK 178-VUE EN PLAN