

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA - BOUMERDES**

Faculté de technologies

Département : Génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master

Filière : Génie Civil

Option: Géotechnique

Thème

**Etude géotechnique d'un glissement de terrain à la
commune d'IFLISSEN Daira de TIGZIRT Wilaya de
TIZI OUZOU.**

Présenté par :

- **AMRICHE Yanis**
- **AISSAOUI Mourad**

Encadré par :

- **Mme GUIROUS**
- **Mr CHEDDAD**

2020/2021

En préambule à ce mémoire, nous remercions le bon Dieu, nous tenons aussi à adresser nos remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude.

A nos enseignants qui nous ont accompagnés tout au long de notre cursus universitaire.

A notre encadreur à l'ingénieur Mr M.CHEDDAD pour sa patience, sa disponibilité, l'aide et le savoir qu'il nous a apporté.

A notre promotrice Madame GUIRUS pour son encadrement, son aide, ses conseils et l'orientation de notre rédaction.

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

Dédices

*A mes très chers parents, source inépuisable de patience et de sacrifice.
Votre soutien et bénédiction m'ont été d'un grand secours tout au long de mon cursus.
J'espère ne jamais décevoir votre confiance et vos sacrifices, que Dieu vous protège et vous
accorde la santé.*

*A mes grands parents,
A mon frère et sœur qui ont été toujours à mes côtés, m'ont soutenu et aidé. A vous tous mes
vœux de bonne santé, de joie, d'amour.*

*A ma tante, mon oncle,
A tous mes cousins en particulier Hichem, Hachemi et à mon neveu Wail
à qui je souhaite un avenir plein de réussite.*

*A mes meilleurs amis
Yakoub, Abderazak, Mohiross, Khaled, Mohamed et Halim
Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

*Et enfin je dédie ce modeste travail à tous ceux qui ont participé à son élaboration et à tous
ceux qui me sont chers.*

Yanis Amriche

Je dédie ce modeste travail à :

*Ceux qui se sont donné la peine et le sacrifice, Pour me voir réussir
dans la vie :*

À MES TRES CHERS PARENTS ;

À MES FRERES ET MES SŒURS ;

À TOUTE MA FAMILLE ;

***Et SURTOUT LA FAMILLE MOUKHTARI et Mes NIECES MOUKHTARI
AYA ET HIBA ET Mon NEVEU M.ABD EL WAHAB***

À TOUS MES AMIS ET MES COLLEGUES;

À TOUS CEUX QUI ME CONNAISSENT DE PRES OU DE LOIN;

À TOUT LE GROUPE GEOTECHNIQUE

2020-2021

Table des matières

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain.....	1
I.2 Les différents types de mouvement de terrain.....	2
I.2.1 Les glissements	2
a) Glissements plans	3
b) Glissements rotationnels (circulaire)	3
b.1) Glissements rotationnels simple	4
b.2) Glissements rotationnels complexes (quelconques)	5
I.2.2 Fluage et solifluxion	6
a) Fluage	6
b) Solifluxion	7
I.2.3 Les coulées boueuses	7
I.2.4 Ecoulements et chutes de pierres.....	7
I.3 Reconnaissance et Diagnostic du sol.....	9
I.3.1 Hydrogéologie.....	9
I.3.2 Reconnaissance géotechnique.....	9
a) Essais "in situ" :	9
b) Essais en laboratoire	10
I.3.3 Reconnaissance géologique et géomorphologique	10
I.4 Principales causes de mouvement de terrain	11
a) Les facteurs géométriques :	11
b) La nature du terrain constituant le versant	11
c) Les diverses formes d'action de l'eau :	11
d) Les conditions hydrauliques	11
e) Factures anthropiques.....	11
I.5 CONCLUSION	12
Chapitre II : les Méthodes de calculs des instabilités	13
II.1 Introduction.....	14
II.2 Méthode de calcul de la stabilité des pentes (talus)	14
II.3 Notion du coefficient de sécurité.....	14
II.3.1 Méthode des éléments finis.....	15
II.3.2 Méthodes basées sur l'équilibre limite.....	15
II.4 méthodes de calcul de stabilité	16
II.4.1 Par formulaires	16

II.4.1.1	Méthode des tranches	16
II.4.1.2	Méthode de Fellenius.....	17
II.4.1.3	Méthode détaillée de Bishop	18
II.4.1.4	Méthode simplifiée de Bishop	18
II.4.1.5	Méthode Suédoise modifiée (Modified swedish method)	19
II.4.1.6	Méthode de Morgenstern et Price	22
II.4.1.7	Méthode de Spencer	23
II.4.1.8	Méthode globale de Taylor et Caquot	23
II.4.2	Par Logiciels.....	25
II.4.2.1	Logiciel Covadis.....	25
a)	Le principe de Covadis.....	25
b)	Le But de sa utilisation :	25
II.4.2.2	Logiciel TALREN	25
a)	Le principe de TALREN :	25
b)	Le but de sa utilisation :	26
II.5	CONCLUSION	26
Chapitre III : Méthodes de confortement des instabilités.....		27
INTRODUCTION		28
III.1	METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS	28
III.1.1	TERRASSEMENTS	28
III.1.1.1	Remblai de pied	29
III.1.1.2	Allègement en tête	29
III.1.1.3	Reprofilage.....	30
III.1.1.4	Substitution totale ou partielle	30
III.1.1.5	Purge des matériaux remaniés.....	31
III.1.2	Drainage	31
III.1.2.1	Collecte et canalisation des eaux de surface	32
III.1.2.2	Tranchées drainantes.....	32
III.1.2.3	Drains subhorizontaux	33
III.1.2.4	Masques et éperons drainants	34
III.1.2.5	Drains verticaux	35
III.1.3	Boisement et végétation	35
III.1.4	Soutènement	36
III.1.4.1	Classification de soutènement.....	36
a)	Selon la rigidité relative mur/sol.....	36
b)	Selon le mode de fonctionnement.....	36
III.1.5	Renforcement	38

III.1.5.1	Renforcement par géo-synthétique	38
a)	Renforcement par géotextile	38
b)	Renforcement par géo-composite	40
c)	Renforcement par géogrid	41
III.1.6	Durcissement	42
III.1.7	Parois avec tirants d'ancrages	42
III.1.8	Clous et micro-pieux	43
III.2	CONCLUSION	44
Chapitre IV : PRESENTATION ET ETUDE GEOTHECNIQUE DU PROJET		45
IV.1	INTRODUCTION	46
IV.2	Présentation du projet	46
IV.2.1	Situation et topographie du site	46
IV.2.2	GEOLOGIE	47
IV.2.2.1	Les olistostromes : argiles à blocs (Om1-2a).....	47
IV.2.2.2	L'unité tellienne de Dellys (C3-7T):.....	47
IV.2.2.3	L'unité Numidienne (m1N): Comprend une trilogie classique :	48
IV.2.3	ETAT DES LIEUX ET INTERPRETATIONS	49
IV.3	L'étude géotechnique	52
IV.3.1	PROGRAMME D'INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	52
IV.3.2	RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	52
IV.3.2.1	Résultats des sondages carottés	52
a)	Coupes lithologiques des sondages réalisés	52
b)	Levé piézométrique	53
IV.3.2.2	Résultats des essais au laboratoire réalisés sur les échantillons des sondages carottés	54
a)	Résultats des essais d'identification sur les échantillons de sol	54
a.1)	Essais physiques.....	54
a.2)	Analyses granulométriques (NFP 94-056 & NFP 94-057)	55
a.3)	Limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	56
b)	Résultats des essais mécaniques sur les échantillons de sols.....	56
b.1)	Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande (NF P94-071-1).....	56
b.2)	Résultats de l'essai triaxial CU+u.....	57
b.3)	Résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.....	58
b.4)	Résultats de l'essai de résistance à la compression sur roche.....	58
c)	Résultats de l'analyse chimique.....	58
IV.3.2.3	Résultats de l'essai préssiométrique (NF P 94-110-1).....	59

a) Définitions et principe de l'essai préssiométrique.....	59
b) RESULTATS DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE.....	59
IV.4 Conclusion	61
Chapitre V : ETUDE DE LA STABILITE DU TALUS.....	62
V.1 INTRODUCTION	63
V.2 Déterminer la surface de rupture et les causes de ce glissement.....	63
V.2.1 Hypothèses de calcul	69
V.2.2 Les résultats de calcul de Coefficient de sécurité des différents profils avant/après le glissement	71
V.2.3 Analyse des résultats des profils	77
V.3 Solution de stabilisation du talus de pente.....	77
V.3.1 Solution d'adoucissement de la pente du talus de pente	78
V.3.2 Hypothèses de calcul	84
V.3.3 Résultats de calcul de l'étude de stabilité du talus	85
V.4 CONCLUSION	88
Conclusion Générale.....	II
Référencés	
Annexe	

I- Figure 1 : Glissement plan	3
I- Figure 2 : Glissement rotationnel	
I- Figure 3 : Glissement rotationnel simple	4
I- Figure 4 : Glissement rotationnel complexe	5
I- Figure 5 : Mouvements de fluage, (Reid et al. 1999)	6
I- Figure 6 : Phénomène de la Solifluxion	7
I- Figure 7 : Schéma illustre une coulée de boue	7
I- Figure 8 : Eroulement d'Aokas (2015)	8
I- Figure 9 : Eroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS)	8
II- Figure 1 : Schéma montrent la méthode des tranches	16
II- Figure 2 : Forces agissantes sur une tranche i, (décomposition complète)	16
II- Figure 3 : Détail d'une tranche	18
II- Figure 4 : Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches	19
II- Figure 5: Force et polygones des forces agissant sur une tranche	21
II- Figure 6 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price	23
II- Figure 7 : Equilibre globale du massif. On aboutit directement à la détermination du coefficient de sécurité	24
II- Figure 8 : Profil en long d'un terrain naturel par covadis	25
III- Figure 1 : Remblai de pied (DURVILLE & GILLE, 2008)	29
III- Figure 2 : Allègement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008)	29
III- Figure 3 : Reprofilage (DURVILLE & GILLE, 2008)	30

III- Figure 4 : Substitution partielle (DURVILLE & GILLE, 2008)	31
III- Figure 5 : Coupe type d'une tranchée drainante	33
III- Figure 6 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute Garonne, France)	34
III- Figure 7 : Coupes des masques drainants	34
III- Figure 8 : Stabilisation par drains verticaux du glissement Noaillac (Corrèze, France)	35
III - Figure 9: Boisement et vegetation	35
III -Figure 10 : Différents types de mur en poids	37
III- Figure 11 : Différents types de mur en encastrement	37
III- Figure 12 : Renforcement par géo synthétique	38
III- Figure 13 : Typologie des géotextiles	39
III- Figure 14 : Exemple de structure du géo-composite de drainage	40
III- Figure 15 : Exemple de géogrille biaxiale	42
III- Figures 16 : Mur à paroi tirantée (Boumerdes ,2012)	43
III- Figure 17 : Exemple de clouage d'un glissement	43
IV- Figure 1 : Plan de situation du projet (Google earth)	46
IV- Figure 2 : Vue générale depuis l'assie du projet site	46
IV- Figure 3 : Illustrant la nature géologique des terrains étudiés	48
IV- Figure 4 : Extrait de la carte géologique AZEFFOUN-AZAZGA N° 9-24 (e =1/50 000^{ème})	49
IV- Figure 5 : Montrant des venues des eaux vers la plateforme	51
IV- Figure 6 : Montrant les fissures de traction	51

IV- Figure 7 : <i>Montrant un déplacement important du massif de sol</i>	51
IV- Figure 8 : <i>Montrant l'apport des particules de par l'eau en écoulement dans une source d'eau</i>	51
IV- Figure 9 : <i>Photo montrant l'échantillon friable et induré du sondage carotté SC 01 (PF : 26.50 – 26.80m)</i>	57
IV- Figure 10 : <i>Montrant l'échantillon friable et induré du sondage carotté SC 02 (PF : 16.10 – 16.50 m)</i>	58
V- Figure 1 : <i>Le profil en long de la coup AA' après le terrassement</i>	64
V- Figure 2 : <i>Le profil en long de la coup AA' avant le terrassement</i>	65
V- Figure 3 : <i>Le profil en long de la coup BB' après le terrassement</i>	66
V- Figure 4 : <i>Le profil en long de la coup BB' avant le terrassement</i>	66
V- Figure 5 : <i>Le profil en long de la coup CC' après le terrassement</i>	67
V- Figure 6 : <i>Le profil en long de la coup CC' avant le terrassement</i>	67
V- Figure 7 : <i>Le profil en long de la coup EE' après le terrassement</i>	68
V- Figure 8 : <i>Le profil en long de la coup EE' avant le terrassement</i>	69
V- Figure 9: <i>Résultat de calcul de la stabilité du site avant travaux de terrassement</i>	71
V- Figure 10 : <i>Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée</i>	72
V- Figure 11 : <i>Résultat de calcul de la stabilité du site avant tous travaux</i>	72
V- Figure 12 : <i>Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée</i>	73
V- Figure 13 : <i>Résultat de calcul de la stabilité du site avant les travaux</i>	74
V- Figure 14 : <i>Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain</i>	

<i>qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée</i>	<i>74</i>
V- Figure 15 : <i>Résultat de calcul de la stabilité du site avant les travaux</i>	<i>75</i>
V- Figure 16 : <i>Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée</i>	<i>75</i>
V- Figure 17 : <i>résultat de calcul de la stabilité du versant</i>	<i>76</i>
V- Figure 18: <i>Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée</i>	<i>76</i>
V- Figure 19 : <i>Dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée</i>	<i>85</i>
V- Figure 20 : <i>Vue en plan de l'implantation des bermes et limites du mur clôture par covadis</i>	<i>86</i>
V- Figure 21: <i>Dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée et délicate</i>	<i>87</i>

Liste des tableaux

I-Tableau 1: Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Vanes, 1996).....	5
I-Tableau 2: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.....	8
II- Tableau 1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	15
IV- Tableau 1 : Représente Les coordonnées UTM des essais in situ réalisés.....	52
IV- Tableau 2 : Représente la date de prise de mesure et le niveau d'eau détecté en (m) de levé piézométrique.....	53
IV- Tableau 3: Représente les coordonnées GPS fournis par NCC de source d'eau dans notre terrain d'étude.....	54
IV- Tableau 4 : Représente les résultats des essais physiques.....	55
IV- Tableau 5 : Représente les résultats d'analyses granulométriques.....	55
IV- Tableau 6: Représente les résultats de l'essai limites d'Atterberg.....	56
IV- Tableau 7: Représente les résultats de l'essai de cisaillement	57
IV- Tableau 8 : Représente les résultats de l'essai de résistance à la compression effectué sur les roche.....	58
IV- Tableau 9 : représente les résultats de l'analyse chimique du sol effectuée sur des échantillons prélevés à partir des sondages SC 01 et SC 02	58
IV- Tableau 10 : représente les résultats de l'essai préssiométrique.....	60
V- Tableau 1 : limite du mur clôture du poste électrique.....	86
V-Tableau 2 : Le coefficient de sécurité minimum (Γ_{min}) pour la conception d'adoucissement de pente proposée.....	87
V- Tableau 3 : Le coefficient de sécurité minimum (Γ_{min}) pour situation normale et accidentelle....	88

Liste des symboles

C: Cohésion (KPa)	γ : Poids volumique (KN/m ³)
C': Cohésion effective (KPa)	γ_d : Poids volumique sec (KN/m ³)
cc : Indice de compression	γ_{sat} : Poids volumique saturé (KN/m ³)
cg: Indice de gonflement	ψ_a : L'angle de dilatance(°)
Cr : Cohésion du remblai	σ' : Contrainte normale effective(KPa)
Cs : Cohésion du sol	σ_a : La contrainte due au poids des terres.(KPa)
Cc: Coefficient de courbure	σ_g : La résistance à la traction du géogrid (KPa)
Cv: Coefficient de variation	τ : Contrainte de cisaillement
Cu: Coefficient d'uniformité ou de Hazen	ϕ : L'angle de frottement interne (°)
CU: Cohésion non drainée (KPa)	τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal
e : Le refus (pénétration moyenne par coup)	ϕ_r : L'angle de frottement du remblai (°)
Fs: Facteur de sécurité	ϕ' : L'angle de frottement interne effective (°)
g: Accélération de la pesanteur(/)	ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé(°)
H : Composante horizontale de la force interne	RPA:Règlement parasismique Algérien
H: La Hauteur du mur (m)	IP:Indice de plasticité(%)
L: Largeur de nappe (m)	Z: La profondeur (m)
q: La surcharge routière (KPa)	SC: Sondages carottés
Rp: La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)	S: Surface (m ²)
W: Poids propre (KN/ml)	ω_n : Teneur en eau
CTTP: Organisme national du contrôle technique des travaux publics	
H: La hauteur de chute du mouton (m)	PDL: Pénétration dynamique lourds
λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)	
α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale	

Résumé

Le glissement de terrain est un phénomène naturel ; désignant les déplacements ou non de ce bouleversement touchant une masse de la terre. La rupture de la pente, peut se produire en quelques minutes ou s'étendre sur plusieurs mois, voire des années.

Le renforcement des talus par terrassement est l'une des solutions les plus pratiques.

L'*objectif* de ce travail ; est de présenter l'analyse de la stabilité d'un glissement de terrain avec terrassement, dans la commune d'**IFLISSEN** Daira de **TIGZIRT** Wilaya de **TIZI OUZOU**.

Pour déduire *LES PROFILS EN LONG* ; de notre terrain d'étude ; on utilise le logiciel **COVADIS** et le *LEVE TOPOGRAPHIQUE*.

Pour la partie de calcul, on utilise la méthode de bishop avec le logiciel de calcul **TALREN V5**.

ملخص

الانهيار الأرضي هو ظاهرة طبيعية تحدث ما إذا كان الاضطراب قد تحرك أو لا يطبق على مساحة من الأرض. يمكن أن يحدث الانهيار في دقائق أو يمتد على مدى أشهر أو حتى سنوات. يعد تعزيز السدود من خلال أعمال الحفر أحد أكثر الحلول العملية. الهدف من هذا العمل هو تقديم تحليل لاستقرار الانهيار الأرضي مع أعمال الحفر في بلدية IFLISSEN Daira de TIGZIRT بولاية تيزي أوزو. لاستنتاج الملامح الطولية لموقع الدراسة الخاص بنا ، نستخدم برنامج COVADIS واستطلاع Topographer. بالنسبة لجزء الحساب ، نستخدم طريقة الأسقف مع برنامج الحساب (TALREN V5).



INTRODUCTION GÉNÉRALE



Introduction générale

L'histoire de notre planète a toujours été associée à la présence de phénomènes naturels qui ont participé, au fil des siècles, à l'évolution incessante de la surface terrestre et à la diversité de ses reliefs. Le rythme galopant de l'urbanisation a conduit à une construction mal réfléchie sur des zones instables, ce qui a eu pour conséquence des catastrophes naturelles qui ont engendré des impacts socio-économiques considérables.

Parmi ces phénomènes naturels figurent les mouvements de terrain qui sont classés en plusieurs types dont les chutes de blocs, les solifluxions, les fluages, les coulées boueuses et les glissements de terrain. Ces derniers sont de plus en plus observés à la surface du globe et plus particulièrement dans les régions à caractère montagneux ou collinaire présentant des facteurs spécifiques tels qu'une dénivelée importante, une pente forte, une lithologie de roches tendres et une dominance d'un climat humide ou subhumide avec une fréquence de précipitation élevée.

La grande majorité des recherches menées sur les glissements de terrain est conduite dans les milieux montagnards, où les processus sont spectaculaires. Cependant, il existe également de nombreux secteurs de plateaux et de collines largement affectés par des mouvements de versant.

Le nord algérien n'échappe pas à ce type de mouvement de terrain qui est observé à travers plusieurs wilayas comme Alger, Blida, Médéa, Tizi-Ouzou, Mila, Constantine, etc

Dans cette étude, nous intéresserons à l'étude de stabilité du talus de pente descente Sud-Nord pour le projet de poste électrique 60/30 KV dans la commune d'IFLISSEN Daïra de TIGZIRT Wilaya de TIZI OUZOU.

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation.

La méthodologie adoptée pour notre étude s'appuie sur :

- L'analyse des désordres qui ont affectés les blocs.
- L'analyse critique des caractéristiques géotechniques de la zone affectée par le glissement en vue d'identifier les causes probables de son déclenchement.
- L'analyse des solutions de confortement.

De ce fait notre travail consiste à l'analyse et l'étude de glissement pour la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude a été commencée par dessiner des différents profils en long, les coups sont de notre choix avec le logiciel COVADIS 2007, avant et après le début de la réalisation de poste électrique (pour vérifier que la cause de ce glissement est le terrassement). Et après, envisager des solutions de confortement proposées avec <<TALREN>>

Les différentes parties de ce mémoire sont organisées comme suit :

- Le premier chapitre traite les mouvements de terrain (types et risques) en générale.
- Le deuxième chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus. et petite présentation les logiciels TALREN ET COVADIS.
- Le troisième chapitre consiste à présenter les méthodes de confortement
- Le quatrième chapitre consiste à présenter le projet et les essais réaliser.
- Le cinquième chapitre consiste à Calculer la stabilité et analyse de glissement et d'extraire la solution de confortement envisageable, efficace et économique.



CHAPITRE I



I.1 Introduction

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères. Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, Caractéristiques des nappes aquifères, etc.)

I.2 Les différents types de mouvement de terrain

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

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. [1]

On peut distinguer :

- 1 – Les glissements.
- 2 – Fluage et solifluxion.
- 3 – Les écoulements boueux.
- 4 – Eroulements et chutes de pierres

I.2.1 Les glissements

Le glissement est un phénomène de descente d'une masse de terre sur une pente ou le massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de déformation en cisaillement intense, (Pariseau et Voight, 1979).

Les glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts, notamment suite à des fortes pluies. Ils se produisent sur des pentes modérées à raides de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau, les mouvements de degrés et se vitesse et par leur forme.

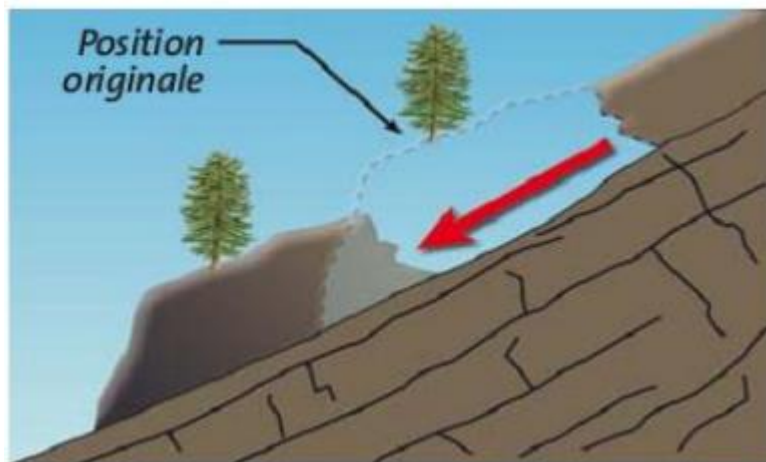
Les types de glissements

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube [1].

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

a) Glissements plans

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».



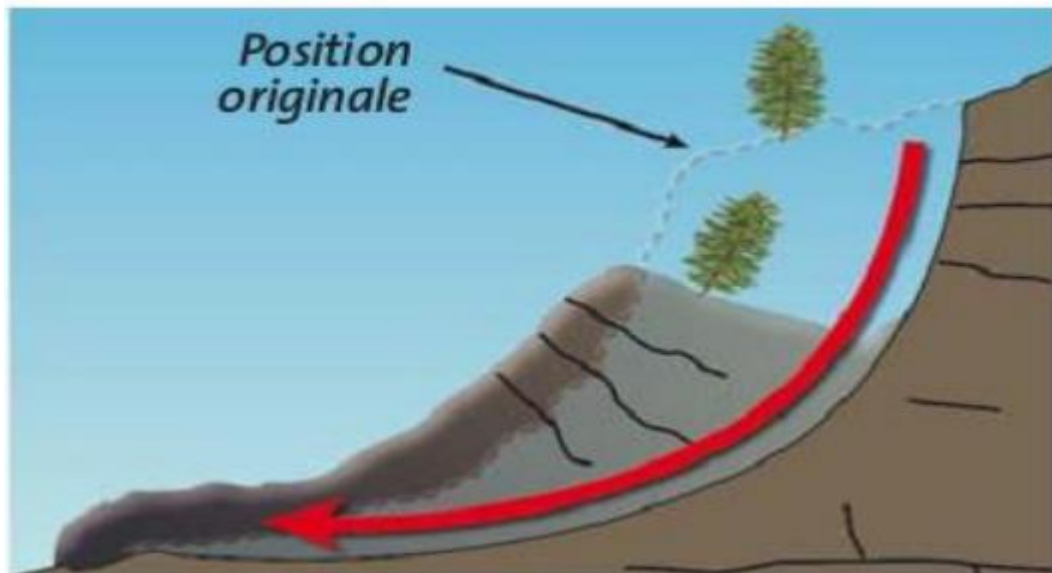
I- Figure 1 : Glissement plan. [1]

b) Glissements rotationnels (circulaire)

C'est le type souvent rencontré, la surface de rupture à l'allure générale d'une cuillère (forme circulaire plus ou moins nette). En considérant la longueur du glissement L et son épaisseur D . Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

* Si $D/L < 0,15$ le glissement de translation prédomine.

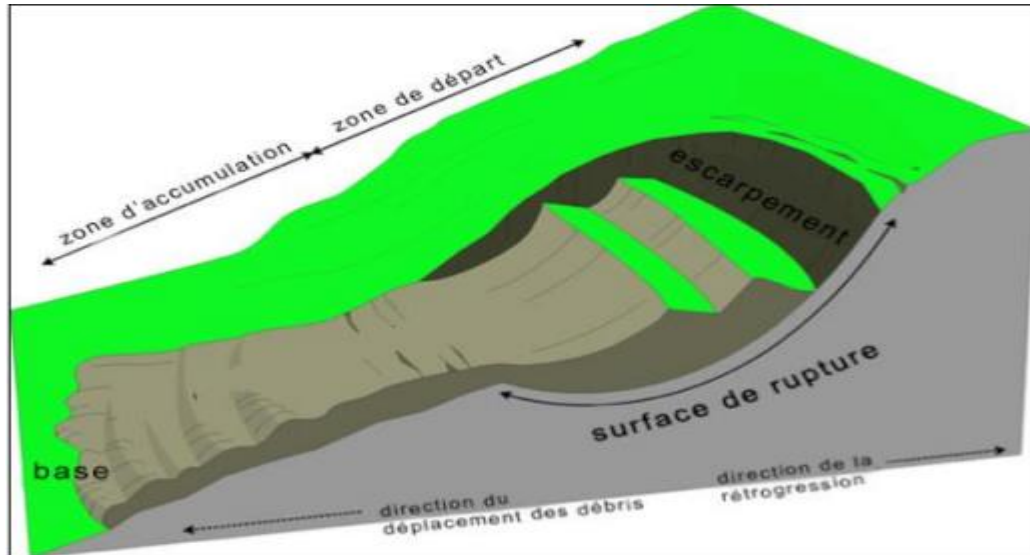
* Si $0,15 < D/L < 0,35$ on considère que la rupture a lieu pour rotation .



I- Figure 2 : Glissement rotationnel. [1]

B.1) Glissement rotationnels simple

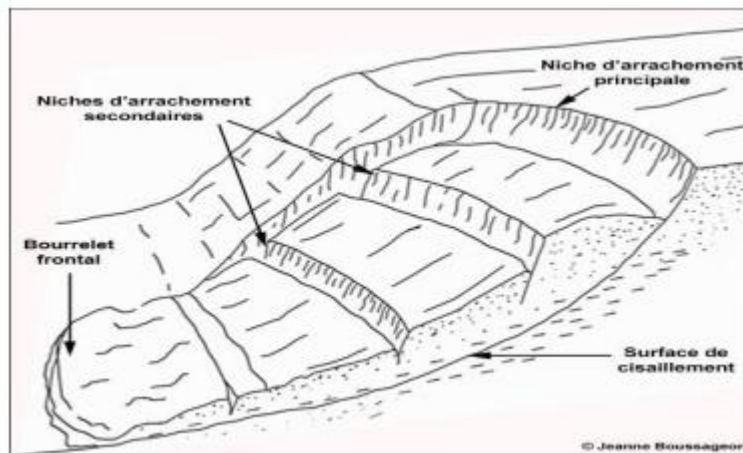
C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire [I-figure 3].



I- Figure 3 : Glissement rotationnel simple. [6]

b.2) Glissements rotationnels complexes (quelconques)

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.



I- Figure 4 : Glissement rotationnel complexe [3] .

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, à partir des classes de vitesses définies par Varnes[1978]. Les bornes de ces classes ont été redéfinies par Varnes [1994]. Pour chacune de ces sept classes de vitesse dont les définitions vont suivre, des types de réaction, des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions ont été proposés

- Classe 1: les mouvements sont imperceptibles sans recours à des instruments de mesures très précis, pas de dommages aux structures construites avec précautions.
- Classe 2: quelques structures permanentes sont sans dommages ou si elles sont fissurées elles peuvent être réparées
- Classe 3: routes et structures insensibles peuvent être conservées avec de fréquents et lourds travaux de maintenance, si les mouvements totaux ne sont pas trop grands particulièrement pendant la phase d'accélération et les mouvements différentiels sur les marges du glissement sont distribués dans une large zone.
- Classe 4 : les structures résistantes peuvent être maintenues en état si elles sont localisées à une courte distance du pied de la masse déplacée ; les structures localisées sur la masse déplacée sont extrêmement endommagées.
- Classe 5: la fuite et l'évacuation sont possibles ; structures, constructions et aménagements sont détruits par les masses déplacées.

- Classe 6: quelques personnes sont tuées en raison des trop grandes vitesses qui ne permettent pas à toutes les personnes de s'échapper, destruction majeure.

- Classe 7: catastrophe majeure, les constructions exposées sont totalement détruites et de nombreuses personnes sont tuées par l'impact des matériaux déplacés ou par dislocation des masses déplacées.

I.Tableau 1: Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Vanes, 1996).

CLASSES	DESCRIPTIONS	VITESSES
01	Extrêmement lent	Moins de 16mm/an
02	Très lente	De 16mm a 1.6m/an
03	Lente	De 1.6m a 13m/mois
04	Modérée	De 13m/mois a 1.6m/an
05	Rapide	De 1.8m/h a 13m/mois
06	Très rapide	De 5m/s a 3m/min
07	Extrêmement rapide	Plus de 5m/s

I.2.2 Fluage et solifluxion

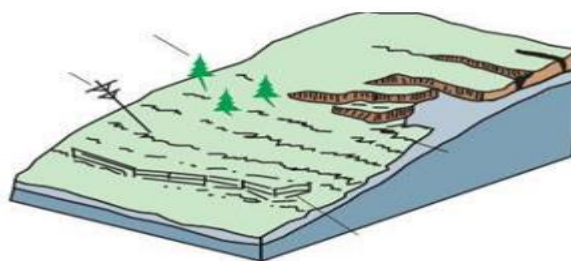
a) Fluage

Le fluage est un mouvement, à des vitesses faibles. Il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture.

Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture. On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

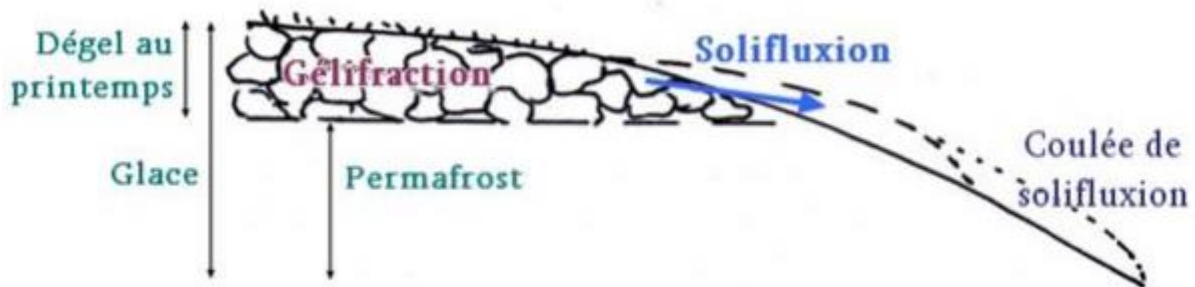
- la déformation volumique.
- la déformation de cisaillement.



I- Figure 5 : Mouvements de fluage, (Reid et al. 1999[3]).

b) Solifluxion

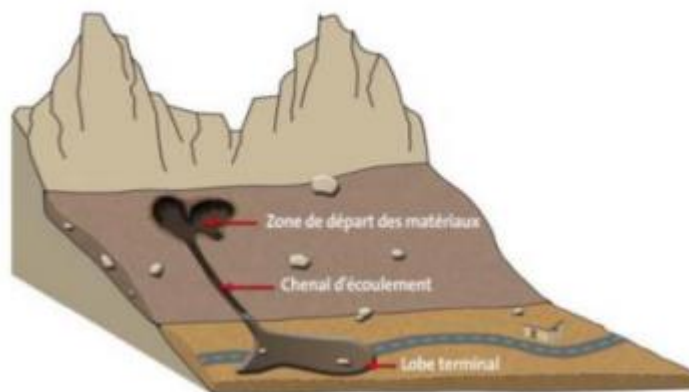
La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé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



I- Figure 6 : Phénomène de la Solifluxion[3].

I.2.3 Les coulées boueuses

Les coulées boueuses sont en général des événements rapides et de forte intensité, avec une « fluidisation » des matériaux glissés au niveau de la coulée. Ces matériaux présentent une faible cohésion initiale, et évoluent rapidement en une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau sans cohésion.



I- Figure 7 : Schéma illustre une coulée de boue.

I.2.4 Ecoulements et chutes de pierres

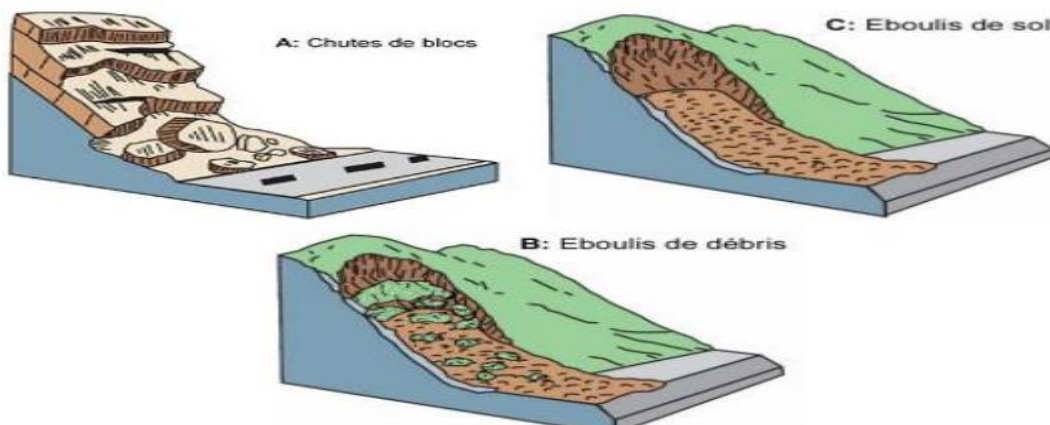
Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise verticale pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Cela dû à l'existence d'une surface de faiblesse dans les roches.

C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gèl/dégèl) et les séismes.

On a des vitesses très variables dans le temps avec une accélération, qui peut être brutale, avant l'effondrement, ce qui fait tout l'intérêt d'une surveillance continue. Les volumes des écroulements vont du bloc à plusieurs millions de mètres cubes, comme montre la figure 8.



I- Figure 8 : Ecoulement d'Aokas (2015).



I- Figure 9 : Ecoulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes :

I-Tableau 2: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	
Volume	100 – 100000m ³
Vitesse	10 – 40m/s
Ecroûlement	
Volume	> 1 mio.m ³
Vitesse	> 40m/s

I.3 Reconnaissance et Diagnostic du sol

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

I.3.1 Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

I.3.2 Reconnaissance géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. On distingue :

a) Essais "in situ" :

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés. Ils sont relativement pas onéreux et d'exécution rapide.

Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse

instable, de blocs durs repartis de façon anarchique qui stoppent l'avancement des outils . Parmi ces essais, on citer :

- pénétrömètre statique
- pénétrömètre dynamique

b) Essais en laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage , on définit :

- Les poids spécifique ;
- La teneur en eau ;
- Les limites d'Atterberg ;
- La granulométrie ;
- La résistance au cisaillement (φ et c) ;
- Analyse chimique.

1.3.3 Reconnaissance géologique et géomorphologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs (mouvements de la pente, fissures dans les constructions rigides, zones humides, etc.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri des informations. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer.

I.4 Principales causes de mouvement de terrain

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain sont diverses :

a) Les facteurs géométriques :

Ces facteurs, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, Parmi ces facteurs :

- La pente.
- L'inclinaison et dénivèlements.

b) La nature du terrain constituant le versant

Les terrains vulnérables au glissement : Certains terrains sont prédisposés au glissement. Il s'agit de :

- Des terrains à granulométries fines (silts, limons)
- Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes.

c) Les diverses formes d'action de l'eau :

La pression interstitielle ; avec l'augmentation de la pression interstitielle on aura une réduction de la contrainte de cisaillement donc rupture du terrain.

- la pression de courant.

d) Les conditions hydrauliques

- propriétés hydraulique du sol.
- niveau de la nappe phréatique.

e) Factures anthropiques

- Déblai sur pente.
- Constructions sur pente.
- Modification de l'utilisation des sols : déforestation, remembrement...etc.

I.5 CONCLUSION

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol...etc. ou anthropique comme le Déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc.

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



CHAPITRE II



II.1 Introduction

Dans l'étude de ce phénomène, l'objectif des méthodes de calculs utilisées consiste en la vérification de la stabilité des terrains contre la somme des forces qui tendent à provoquer le renversement du talus. L'ensemble de ces méthodes sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses et considérations initiales, et repose dans leurs calculs sur les valeurs et caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques des couches de terrain composant le talus sujet d'analyse : la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente...etc.

Le chapitre ci-après est consacré à la présentation des principales méthodes de calculs utilisées dans la pratique et une démonstration sur les logiciels a utilisés.

II.2 Méthode de calcul de la stabilité des pontes (talus)

Le calcul de la stabilité des talus a pour but de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité, et de réparer la surface de rupture la plus probable et qui correspond à cette valeur.

On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

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

II.3 Notion du coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, délimitée par une surface de rupture et soumises aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels. [6] En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol (τ_{max}) à la contrainte de cisaillement (τ) s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (1)$$

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

II- Tableau 1 : 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

II.3.1 Méthode des éléments finis

Il s'agit d'une méthode de calcul numérique de type variationnelle qui a été utilisé au début dans l'industrie aéronautique, et appliquée par la suite dans d'autres disciplines comme les sols.

Les méthode des élément finis permettent d'accrocher le problème de mieux en mieux mais même quand celles-ci sont utilisées, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est encore déterminé le plus souvent par une méthode d'équilibre limite qui permet de tenir compte de l'hétérogénéité et de la variabilité de la résistance au cisaillement.

II.3.2 Méthodes basées sur l'équilibre limite

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches.

Dans certaines méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations d'équilibres statiques appliquées à la masse du sol. Dans d'autres méthodes telles que la méthode de pente infinie, l'effort de cisaillement et l'effort normal τ et σ peuvent être calculés directement à partir des équations d'équilibre statique, puis être employés dans l'une des deux équations précédentes pour calculer le facteur de sécurité. Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de bishop simplifiée, la méthode de spencer, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'une des deux équations précédente, en cas des efforts effectifs ; l'effort de cisaillement est exprimé par :

$$\tau = \frac{c'}{F_s} + \frac{(\sigma - u) \tan \phi}{F_s} \quad (2)$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de F_s , et on calcule l'effort de cisaillement correspondant à l'équation (2) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé. En effet, la contrainte est réduite par le facteur de sécurité F_s , jusqu'à atteindre l'état d'équilibre.

II.4 méthodes de calcul de stabilité

On peut calculer la stabilité soit par les formulaire ou bien par logiciel .

II.4.1 Par formulaires

II.4.1.1 Méthode des tranches

Dite aussi méthode suédoise due à Paterson en 1916, puis développée par Fellinius pour les ruptures circulaires en 1927, puis perfectionnée par Bishop en 1954, puis étendue par Nonveiller en 1965.

Beaucoup de méthodes d'équilibre statique s'adressent à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en nombre fini de tranches verticales.

Les forces agissant sur une tranche individuelle sont :

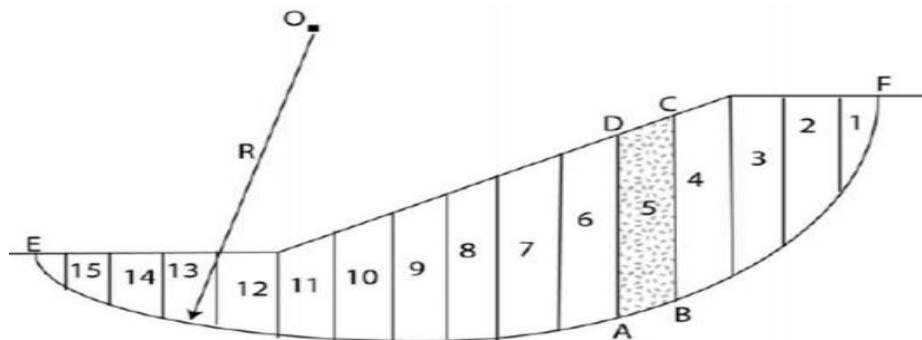
W- Poids de la tranche ;

E- Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche ;

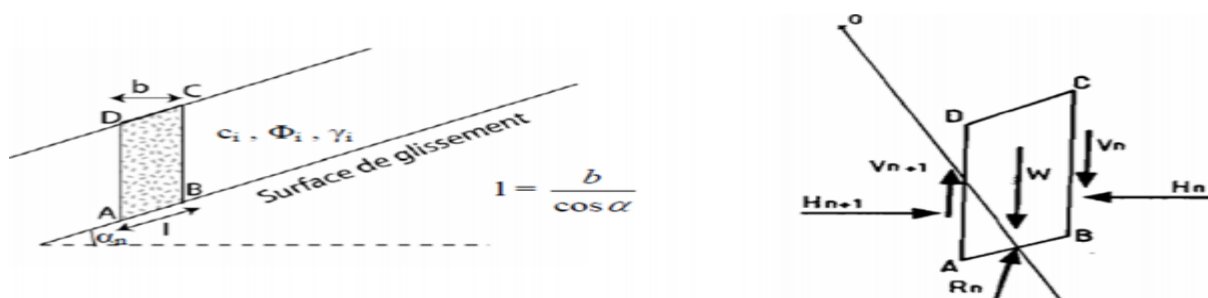
X- Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches ;

N- Force normal sur le fond de la tranche ;

S- Force de cisaillement sur le fond de la tranche.



II- Figure 1 .Schéma montrant la méthode des tranches.



II- Figure 2 : Forces agissantes sur une tranche i, (décomposition complète).

Excepté le poids de la tranche, toutes ces forces sont inconnues et doivent être calculés de telle sorte satisfassent l'équilibre statique. La force de cisaillement S sur le fond de la tranche n'est pas considérée directement comme inconnue dans les équations d'équilibre. Cette force est exprimée en termes d'autres quantités connues et inconnues, comme suit : S sur la base d'une tranche est égale à l'effort de cisaillement τ , multiplié par la longueur de la base de la tranche Δl . D'où :

$$S = \tau \cdot \Delta l \quad (3).$$

$$S = \frac{c' \Delta l}{F_s} + \frac{(N - u \Delta l) \tan \phi}{F_s} \quad (4).$$

Les diverses méthodes d'équilibre limite emploient différentes hypothèses pour faire le nombre d'équations égal au nombre d'inconnus. Elles diffèrent également en ce qui concerne les hypothèses de calcul dans les équations d'équilibres. Par exemple, la méthode ordinaire de tranches, la méthode de Bishop simplifiée, et la méthode suédoise modifiée simplifiée les conditions contraintes ou hypothèses, dans les équations d'équilibres statiques. Les méthodes telles que, Morgenstern-Price et Spencer exigent plus de contraintes- hypothèse dans les équations d'équilibres statiques. Des limitations communes aux méthodes d'équilibre limite sont définies comme suit :

- On suppose que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.
- Les caractéristiques de contrainte déformation ne sont pas explicitement prises en considération.
- la distribution initiale des efforts le long de la surface de glissement n'est pas explicitement considérée.
- les forces normales négatives peuvent être calculées le long de la base des tranches dans certaines conditions.
- le processus de calcul est itératif, et dans certaines situations la convergence est difficile.

II.4.1.2 Méthode de Fellenius

La méthode ordinaire des tranches OMS a été développée par Fellenius [1936]. Dans ces méthodes, il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro. Et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (N_n) et l'autre tangentielle (T_n).

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches sur les moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c' + (W \cos \theta - ul) \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W \sin \theta} \quad (5).$$

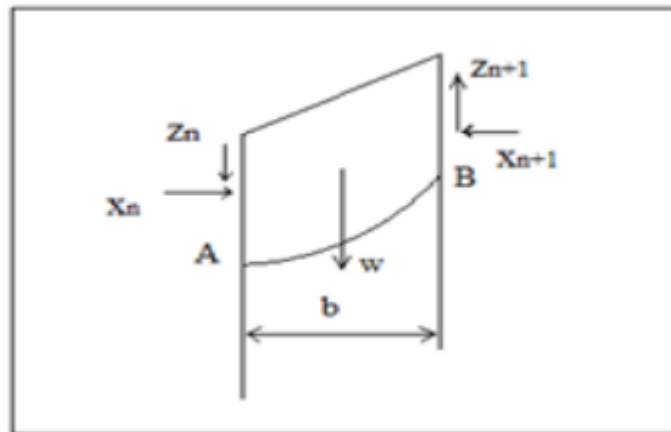
C: Désigne la cohésion du sol à la base de la tranche considérée.

II.4.1.3 Méthode détaillée de Bishop

Cette méthode a été publiée par Bishop en 1954. X_n , Z_n , X_{n+1} , Z_{n+1} se sont des composantes horizontales et verticales des forces d'interaction entre tranches, qu'interviennent dans les efforts appliqués sur AB.

Bishop considère que X_n n'est pas nécessairement nul, il l'élimine par un artifice de calcul.

$$F = \frac{\sum [c' b + (w + (z_n - z_{n+1}) - ub) \tan \phi'] \frac{1}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F})}}{\sum w \sin \alpha} \quad (6).$$



II- Figure 3 : Détail d'une tranche. [8]

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellinius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellinius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité. [8]

II.4.1.4 Méthode simplifiée de Bishop

On a l'hypothèse supplémentaire ($z_n - z_{n+1} = 0$), donc l'équation précédente devient :

$$F = \frac{\sum [c' b + (w - ub) \tan \phi'] \frac{1}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F})}}{\sum w \sin \alpha} \quad (7)$$

La valeur de F s'obtient par itération, et la valeur initiale F_i est généralement obtenue par la méthode de Fellinius.

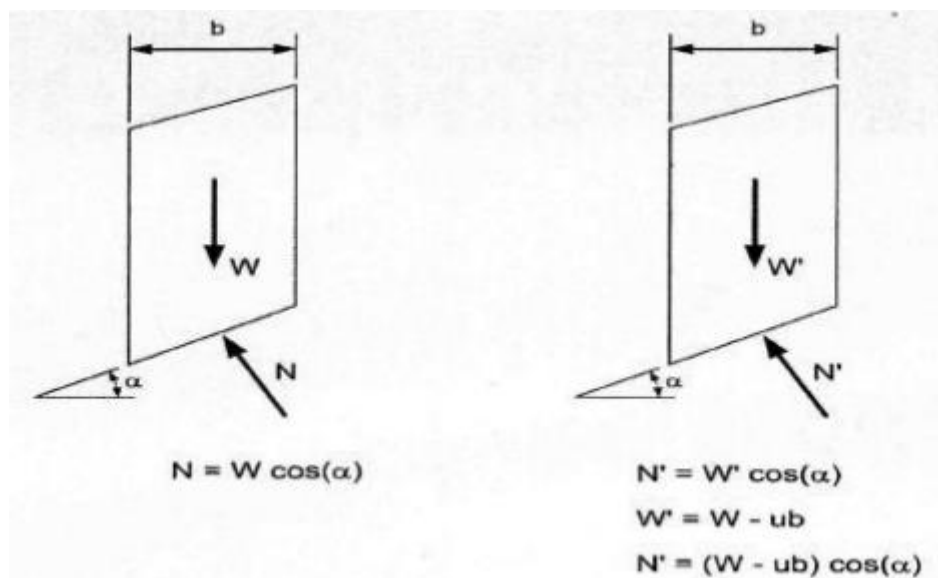
Les valeurs de coefficient de sécurité données par la méthode de Fellinius sont plus faibles par rapport à celles données par la méthode de Bishop, où les écarts sont de l'ordre de 10%.

II.4.1.5 Méthode Suédoise modifiée (Modified swedish method)

La méthode suédoise modifiée satisfait l'équilibre des forces dans les directions horizontales et verticales. Mais elle ne satisfait pas l'équilibre des moments. Toutes les méthodes d'équilibre des forces sont basées sur les inclinaisons de celle-ci entre les tranches.

Dans la méthode suédoise modifiée, les forces d'inter-tranche peuvent être représentées par deux manières. Dans la première, les forces d'inter-tranche représentent toutes les forces entre les tranches - effort effectifs et les pressions interstitielles-. Dans la deuxième, les forces latérales représente les forces effectives sur les frontières d'inter-tranches, et les forces résultante des pressions interstitielles sont considérées comme des forces séparées sur les frontières d'inter-tranches. La valeur calculée du facteur de sécurité sera différente selon l'approche employée. Le facteur de sécurité est obtenu par supposition de plusieurs valeurs - un procédé itératif-, et en construisant le polygone des facteurs de forces pour chaque des vecteurs de forces pour chaque tranche jusqu'à ce que l'équilibre de forces soit satisfait pour toutes les tranches.

Les forces agissantes au-dessus pour le cas où il n'y a aucune pression interstitielle sont montrées dans la figure 2.4 :



II- Figure 4 : Forces agissantes sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches.

Les forces comprennent le poids de la tranche W , les forces des cotés gauches et droites de la tranche (Z_i et Z_{i+1}), et les forces normales et de cisaillement sur la base de la tranche (N et S). La force d'inter-tranche, Z_i , représente la force du côté supérieur de la tranche, alors que Z_{i+1} Représente

la force du côté inférieur. La force de cisaillement sur le fond de la tranche est exprimée par :

$$S = \frac{1}{F} \left(\frac{c\Delta}{N \tan \theta} \right) S \quad (8) ;$$

Où:

$$S = \frac{c\Delta}{N \tan \Phi_D} \quad (9) ;$$

Tel que :

$$CD = \frac{c}{F} \quad (10) ;$$

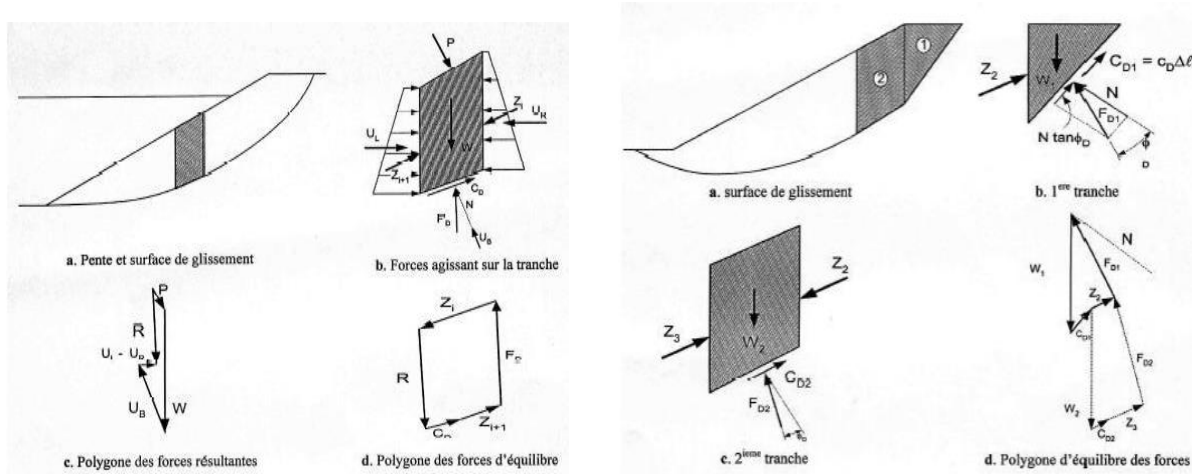
Et :

$$\Phi_D = \frac{\tan \Phi}{F} \quad (11).$$

En dessinant les polygones de forces illustrés sur une tranche dans la figure 2.8, on voit que la force $CD\Delta$ agit dans le sens parallèle à la base de tranche, alors que la force FD agit sous un angle Φ_D à la normale de la base de la tranche. Les polygones de forces sont construits pour chaque tranche comme le montre la (II- Figure 5 a).

Dans le cas d'une pente qui possède de l'eau externe, la résistance au cisaillement est exprimée en utilisant des efforts effectif II- Figure 5.b On a en plus du premier cas, des forces de pressions interstitielles sur la gauche et la droite de la tranche UL et UR , les forces de côté résultantes d'efforts effectifs Z_i et Z_{i+1} , une force additionnelle P et la force résultant des pressions d'eau interstitielles sur la base de la tranche Ub .

Toutes les forces W , UL , UR , Ub et P sont des forces connues. Le polygone de ces forces connues est représenté par une force résultante simple R II- Figure 5.c. La force R sera verticale s'il n'a aucune infiltration-débit nul-- ; autrement la force, R , sera inclinée de la verticale Figure 2.5.d .



II- Figure 5 : Force et polygones des forces agissant sur une tranche.

La solution numérique pour n'importe quelle méthode d'équilibre de forces - méthode suédoise modifiée -, la force latérale du côté de la tranche est calculée en utilisant l'équation suivante, dérivée des équations de l'équilibre vertical et horizontal de forces.

$$Z_{i+1} = Z_i + \frac{C_1 + C_2 + C_3 - C_4}{n\alpha} \quad (12).$$

$$C_1 = W \left[\sin \alpha - \frac{\tan \phi \cos \alpha}{F} \right] \quad (13).$$

$$C_2 = (U_i - U_{i+1}) \left[\cos \alpha + \frac{\tan \phi \cos (\alpha - \beta)}{F} \right] \quad (14).$$

$$C_3 = P \left[\sin (\alpha - \beta) - \frac{\tan \phi (\alpha - \beta)}{F} \right] \quad (15).$$

$$C_4 = (c' - u \tan \phi) \frac{\Delta l}{F} \quad (16).$$

$$n_\alpha = \cos (\alpha - \theta) + \frac{\tan \phi \sin (\alpha - \theta)}{F} \quad (17).$$

L'équation (12) commence par la première tranche ou $Z_i=0$, ensuite on applique tranche par tranche jusqu'à ce que la dernière tranche soit atteinte. Ici on suppose que les calculs sont effectués à partir du fond de la pente, indépendamment de la direction de la pente.

La force d'inter-tranche Z_{i+1} calculée du côté inférieur de la dernière tranche-orteil de la surface de glissement- devrait être zéro si une valeur correcte a été supposée pour le facteur de sécurité. Si la force du côté inférieur de la dernière tranche n'est pas égale à zéro, une nouvelle valeur est supposée pour le facteur de sécurité et le processus est répété jusqu'à ce que la force du côté inférieur de la dernière tranche soit zéro.

II.4.1.6 Méthode de Morgenstern et Price

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan\theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'i) \quad (18).$$

- θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

- λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité.

- $f(x'i)$ est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

- $x'i$ est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Selon Zolfaghari, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranches (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sec\alpha + \tan\phi' (w \cdot \cos\alpha - w_{av} \cdot \cos\alpha - w_{ah} \cdot \sin\alpha - u \cdot b \cdot \sec\alpha + q \cdot c \cdot b \cdot \cos\alpha) - w \cdot \sin\alpha + w_{av} \cdot \sin\alpha - w_{ah} \cdot \cos\alpha - q \cdot c \cdot \sin\alpha}{F}}{\cos(\alpha - \theta_i) \cdot (1 + \tan(\alpha - \theta_i) \cdot \frac{\tan\phi'}{F})} \quad (19).$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q \cdot \cos\theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \quad (20).$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Q_i par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + H_q \quad (21).$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum (Q_i \cdot \cos\theta_i) = 0 \quad (22).$$

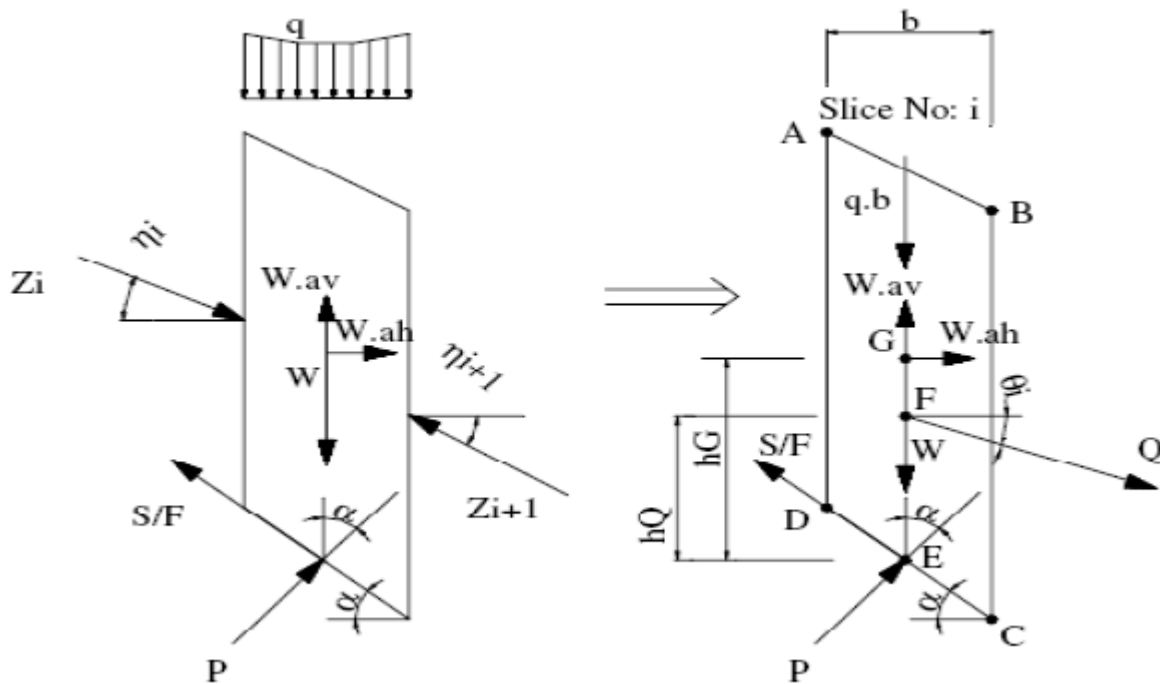
$$\sum (Q_i \cdot \sin\theta_i) = 0 \quad (23).$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ($x=0$; $y=0$) :

$$\Sigma M = \Sigma(Q_i \cos \theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \sin \theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \quad (24).$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (18) (ou (20) et l'équation (24). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\Sigma M| + |\Sigma(Q_i \cos \theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \sin \theta_i \cdot X_{qi})| + |\Sigma(Q_i \cos \theta_i)| = 0 \quad (25).$$



II- Figure 6 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.

II.4.1.7 Méthode de Spencer

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches.

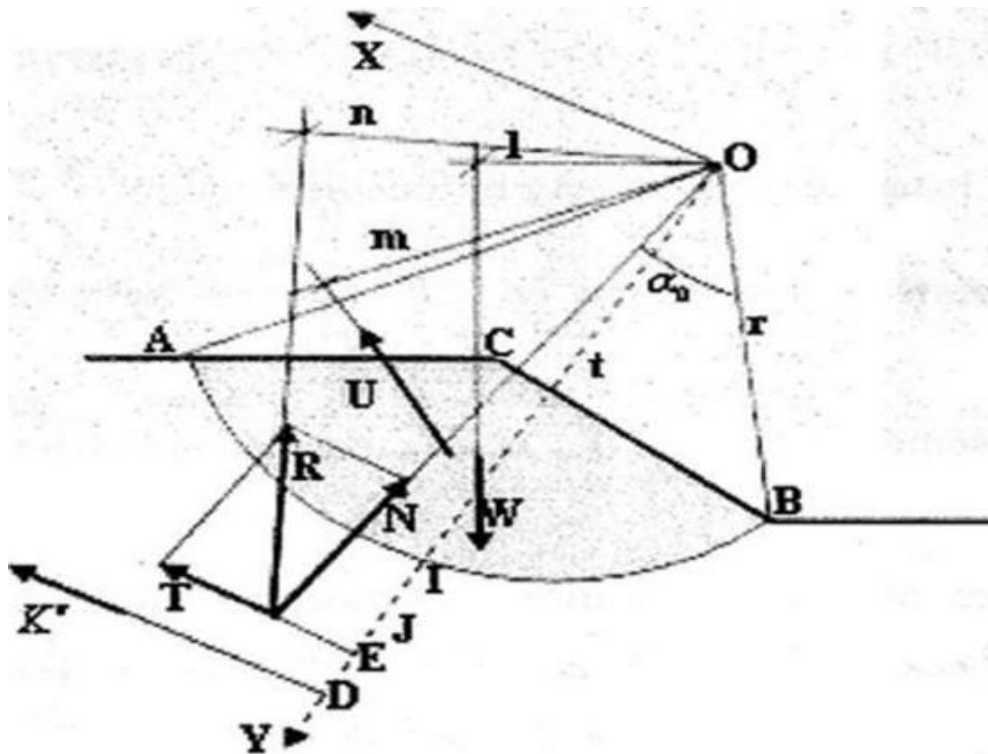
Spencer [79] a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright [84] l'a développé pour une surface non circulaire.

II.4.1.8 Méthode globale de Taylor et Caquot

La stabilité des talus est traitée par la méthode de Taylor, développée en 1937, elle a été pendant longtemps la seule méthode d'étude d'un sol en pente assujettis aux glissements. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode de cercle de frottement.

II- Figure 8 ci-dessous représente les grandeurs intervenant dans cette méthode :

- R: La résultante des forces de frottement sur l'arc AB.
- T: La composante tangentielle de R
- N: La composante normale de R
- K: La force de cohésion.
- U: La force de pression interstitielle (ou hydraulique).



II- Figure 7 : Equilibre globale du massif. On aboutit directement à la détermination du coefficient de sécurité

$$F = \frac{t.Wy.tg\theta + 2C.r^2.\alpha_0}{MW} \quad (26).$$

W : le poids du talus.

ν : L'angle de frottement interne du sol.

C : la cohésion du sol.

II.4.2 Calcul Par Logiciels

Dans notre mémoire On va utiliser deux logiciels pour vérifier la stabilité de notre terrain a étudier:

II.4.2.1 Logiciel Covadis

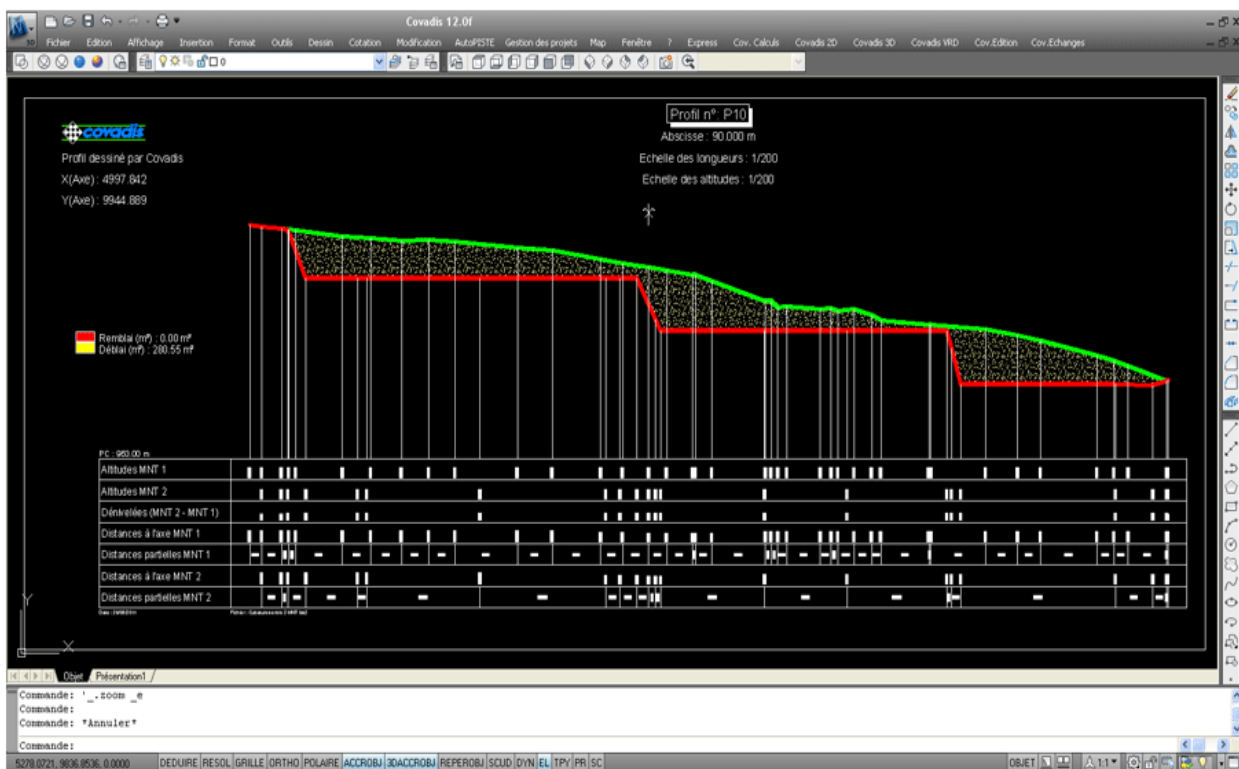
a) Le principe de Covadis

Il est spécialement dédié aux bureaux d'études en infrastructure, aux entreprises de travaux publics, aux collectivités locales et territoriales, ainsi qu'aux cabinets de géomètres.

Il permet de traiter un projet d'infrastructure de sa phase initiale à sa phase finale, comme l'état de terrain avant/après le glissement.

b) Le But de sa utilisation :

L'utilité de ce logiciel est d'en déduire le profil en long notre terrain naturel en utilisant le levé topographique et les sondages de le terrain, la figure 2.9 montre un exemple de profil en long déduit par Covadis.



II- Figure 8 : Profil en long d'un terrain naturel par covadis.

II.4.2.2 Logiciel TALREN

a) Le principe de TALREN :

Il permet la vérification de la stabilité des ouvrages géotechnique, avec ou sans renforcements :

- Talus naturel

- Remblai
- Barrages et digues
- Ouvrage renforcé par tirants précontraints
- Clous
- Pieux et micropieux

b) Le but de son utilisation :

Le but de TALREN est de calculer le coefficient de sécurité à l'aide de profil en long .

II.5 CONCLUSION

Dans le présent chapitre, nous avons exposé les grands traits de l'étude de la stabilité des talus, à savoir le principe de calcul, le sens du facteur de sécurité ainsi que les principales méthodes utilisées.

Au plan théorique, il existe différentes méthodes se distinguant par les hypothèses considérées et la finesse et fiabilité des résultats recherchées.

Dans la pratique courante de l'ingénieur géotechnicien, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles. L'exécution de ces méthodes est habituellement développée par des outils ou logiciels appropriés à ce genre d'analyse : PLAXIS, TALREN, GSLOPE, qui offrent une assistance et aide considérable garantie par la richesse des options de choix des méthodes de calculs intégrées.



CHAPITRE III



INTRODUCTION

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse. Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de Parade, ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par (Élimination de la masse instable (Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage), Augmentation des efforts résistants (Confortement, etc.), Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

III.1 METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Planter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par les mouvements : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions

III.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 :

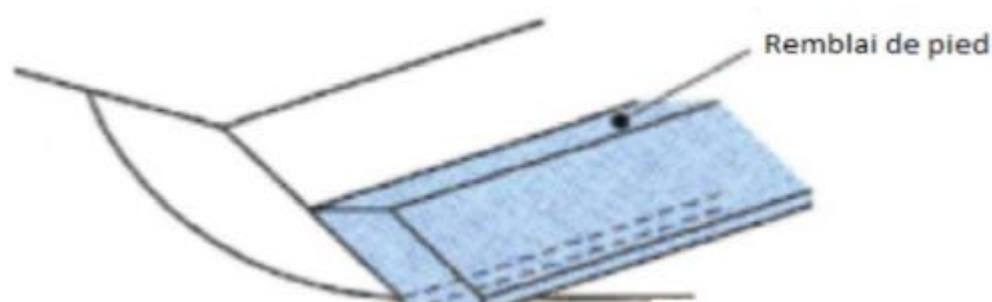
- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

III.1.1.1 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 se justifier par la stabilité au renversement, par la stabilité au glissement sur la base et par la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

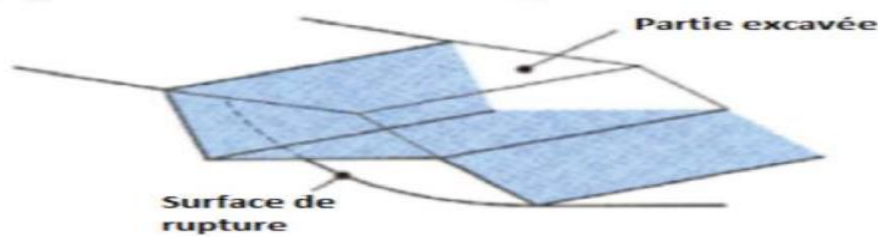
- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval. Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. En général un matériau drainant est utilisé.



III- Figure 1 : Remblai de pied (DURVILLE & GILLE, 2008).

III.1.1.2 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. 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.).



III- Figure 2 : Allègement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).

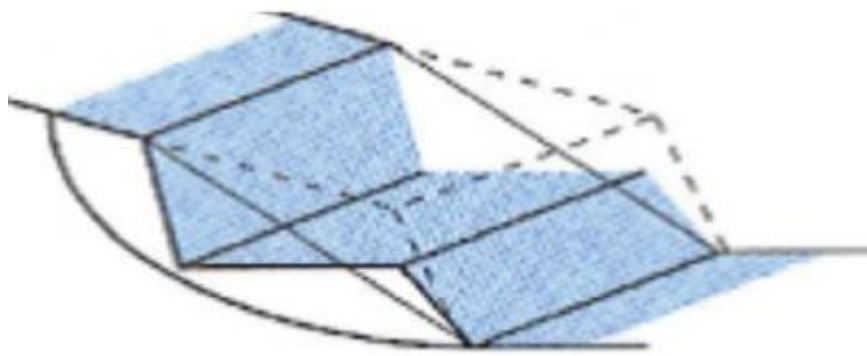
III.1.1.3 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutage 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 reprofilage 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.



III- Figure 3 : Reprofilage (DURVILLE & GILLE, 2008).

III.1.1.4 Substitution totale ou partielle

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.

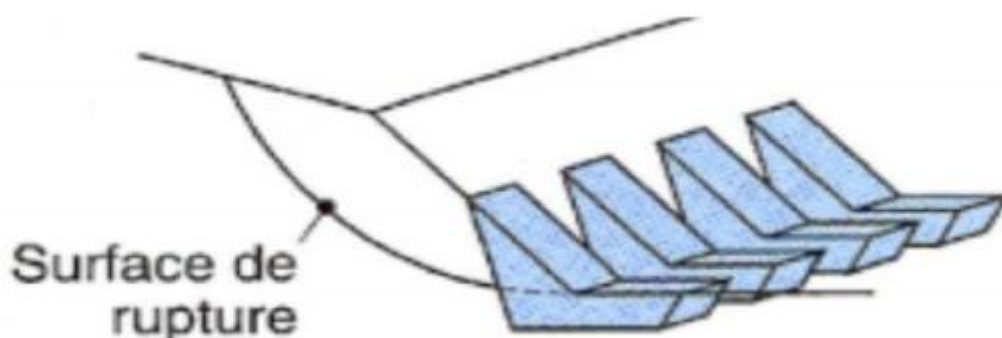
La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

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 bûches ou de contreforts discontinus.

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.



III- Figure 4 : Substitution partielle (DURVILLE & GILLE, 2008).

III.1.1.5 Purge des matériaux remaniés

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

III.1.2 Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux,

les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation. On cite les différents types de drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Tranchées drainantes
- Masques et éperons drainants
- Drains verticaux
- Drains subhorizontaux

III.1.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement.

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

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéisation des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

III.1.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, 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.).

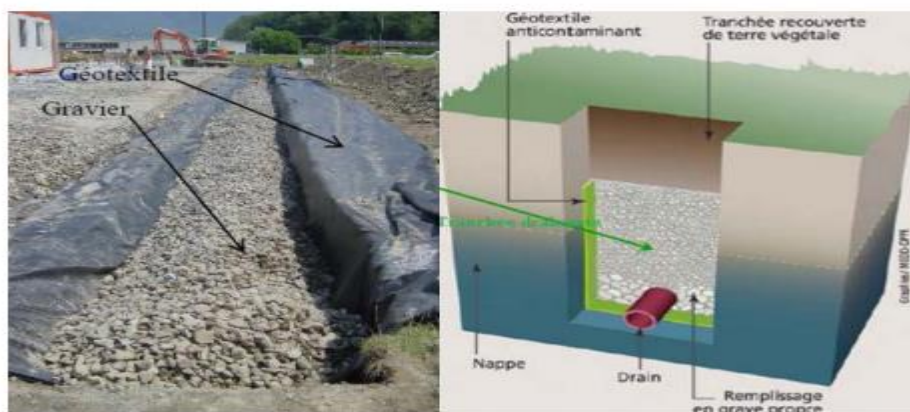
Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

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.



III- Figure 5 : *Coupe type d'une tranchée drainante.*

III.1.2.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

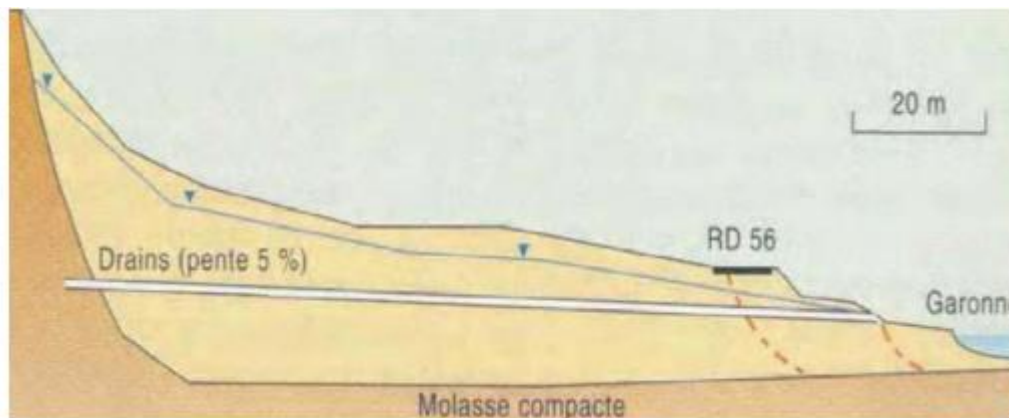
Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de

nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible.

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

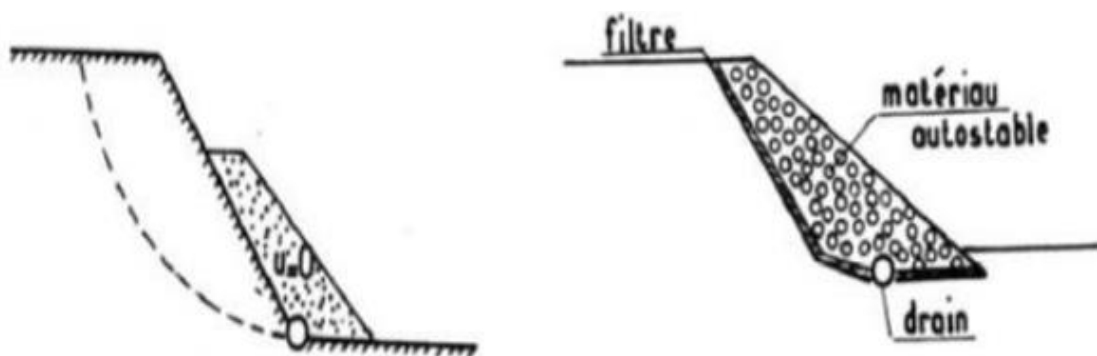


III- Figure 6 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute Garonne, France)

III.1.2.4 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 frottantes 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.



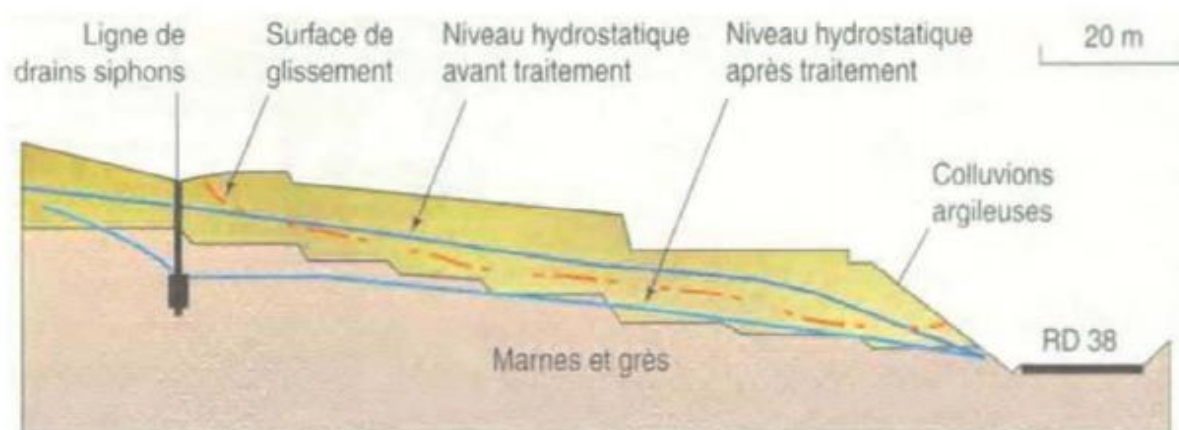
III- Figure 7 : Coupes des masques drainants.

III.1.2.5 Drains verticaux

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 chère mais efficace.



III- Figure 8 : Stabilisation par drains verticaux du glissement Noaillac (Corrèze, France).

III.1.3 Boisement et végétation

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbre ou de plantation pour maintenir la stabilité du talus, cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales. Une étude réalisée par Heng Chovanich (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; étant aussi un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation.



III - Figure 9 : Boisement et végétation.

III.1.4 Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides.

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, rideaux de palplanches...etc., Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids ou par encastrement. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, et vis-à-vis de la stabilité externe. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des talus, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement du talus. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique consiste à dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement.

III.1.4.1 Classification de soutènement

-Selon la rigidité relative mur/sol.

- Selon le mode de fonctionnement.

a) Selon la rigidité relative mur/sol

- **Mur souple** : On dit qu'un mur est flexible si sa surface de contact avec le sol est déformable (ex : paroi moulé, rideaux de palplanche, gabion, etc.) ;

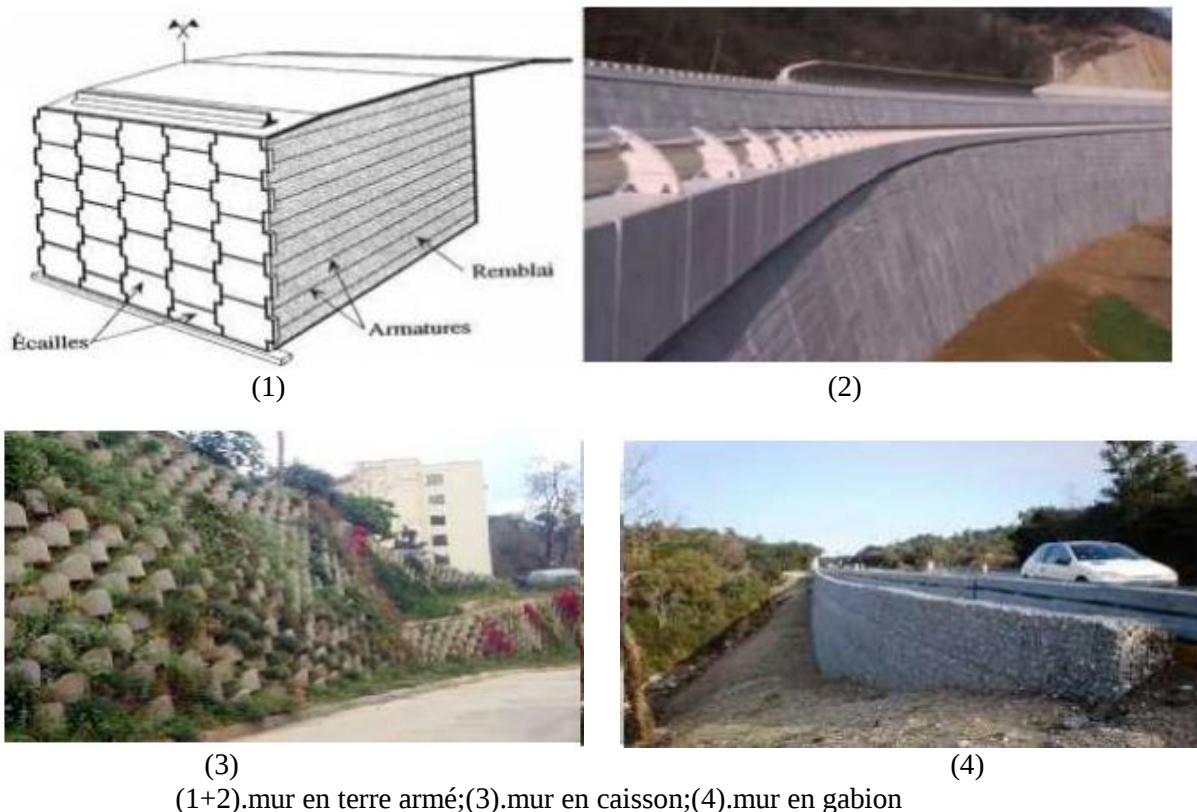
- **Mur rigide** : Un mur est rigide si sa surface de contact avec le sol reste indéformable (reste plane après le chargement);

A cette catégorie appartiennent les murs courant en béton armé (cantilever, contrefort, etc.).

b) Selon le mode de fonctionnement

- Fonctionnement par le poids

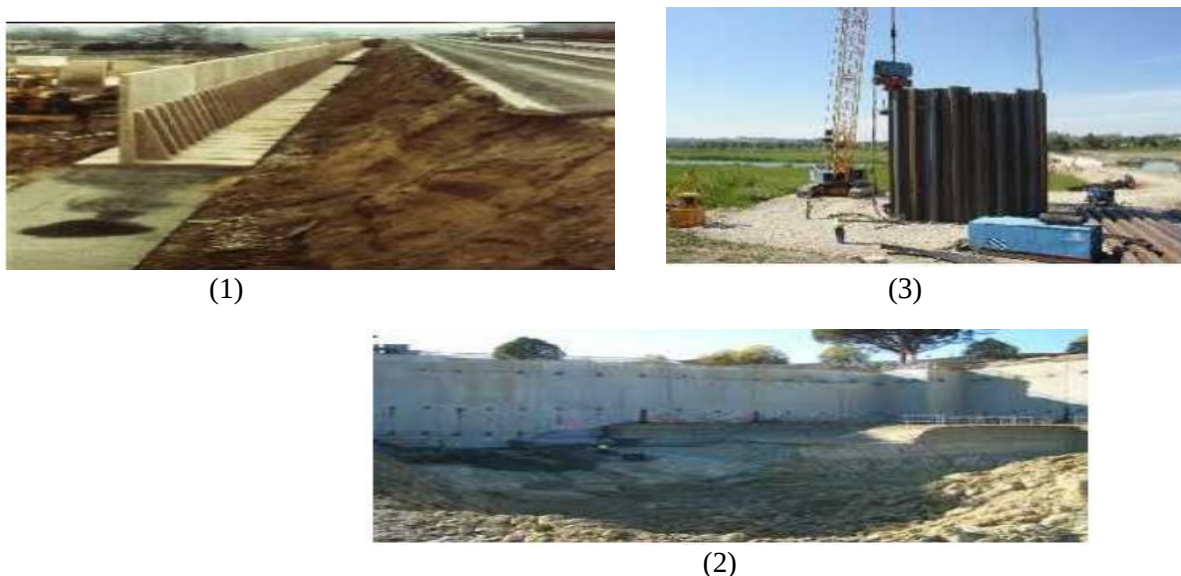
Ce type de mur assure la stabilité du système mur /sol par son poids propre. Le poids de mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière III -Figure 10.



III -Figure 10 : Différents types de mur en poids.

- Fonctionnement par encastrement

Ce type de mur assure la stabilité de système mur/sol par l'encastrement de sa semelle. La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc.). Les rideaux de palplanches, les parois moulées fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du mur dans le sol. III- Figure 11



(1) mur en béton armé ;(2) paroi moulée ; (3) rideaux de palplanches en acier (non ancrés)

III- Figure 11 : Différents types de mur en encastrement.

III.1.5 Renforcement

III.1.5.1 Renforcement par géo-synthétique

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géo-synthétiques géogridde, géotextile ou géo-composite. Les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.



III- Figure 12 : Renforcement par géo synthétique.

Les géo-synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à la base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les 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 pistes d'aviation, etc.

Les géo-synthétiques les plus utilisés sont les géotextiles, les géo composites et les géogrids.

a) Renforcement par géotextile

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. Les géotextiles rentrent dans la catégorie des matériaux géo synthétiques.

- **Type de géotextiles** : On distingue trois types :

- **Géotextile non tissé** : Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides
- **Géo tricotée** : Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.
- **Géo tissée** : Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



III- Figure 13 : Typologie des géotextiles.

- Utilisation

Le géotextile apporte une solution pour la protection des terrains car il permet de renforcer et de stabiliser les différents sols. Il est présenté sous forme de rouleaux avec des dimensions de 25 à 200 mètres de longueur et de 0.5 à 6 mètre de largeur. Un emballage plastique étiqueté est prévu pour tous les rouleaux. Le géotextile fait aujourd'hui partie des matériaux de construction, il est indispensable pour les travaux effectués sur le terrain.

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géo-synthétiques (géo grilles ou géotextiles) installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage.

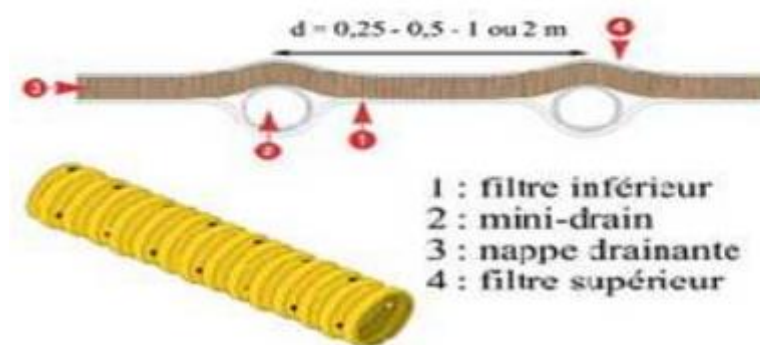
Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géo-synthétique servant d'armature horizontale.

- Propriétés

- **Séparation** : Le géotextile permet de séparer efficacement des matériaux de différente granulométrie comme le gravier, les pierres ou le sable. Il évite le mélange permettant à chaque matériau de garder ses propriétés mécaniques.
- **Filtration** : De par sa structure microporeuse, le géotextile permet à l'eau de s'écouler en retenant les particules fines du sol.
- **Drainage** : Le géotextile peut transporter latéralement d'importants débits d'eau, il permet ainsi de drainer les sols et par conséquent favoriser la stabilité des massifs où il est posé en évitant les poussées dues à l'eau.
- **Protection** : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- **Renforcement** : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

b) Renforcement par géo-composite

Un géo-composite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géo-synthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection), dans le domaine routier. Un géo-composite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ce ceux d'un géo-synthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique.



III- Figure 14 : Exemple de structure du géo-composite de drainage.

c) Renforcement par géogridde

En quelques années, l'emploi des géo grilles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.

- Présentation du matériau

Une géo grille bi-axiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géo grille, crée un lien idéal entre le remblai et le sol support. En assurant une bonne interaction avec la couche portante et en renforçant celle-ci, la géogridde, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction.

Les géogrids sont confectionnées à partir de fibres synthétiques à haut module et faible fluage enduites d'une couche protectrice de polymère. Il peut être proposé avec différentes résistances entre 20 kN/m et 400 kN/m et largeurs de mailles standardisées. Des résistances supérieures à 1000 kN/m sont possibles pour les cas spéciaux. En règle générale, les géo grilles sont livrées dans une largeur de 3 m et 5 m pour une longueur de rouleau de 100 à 300 m de façon à limiter au minimum les chevauchements.

Il présente une déformation sous contrainte continue nettement moins importante que de nombreuses grilles de résistance nominale identique proposées par d'autres fabricants. Les géo grilles fabriquées à partir de polymères d'un nouveau type (aramide, alcool polyvinylique) ouvrent des perspectives inédites pour concevoir des armatures spécifiques à chaque projet.

Les géo grilles ont toujours livré d'excellents résultats dans la pratique. Ils sont conditionnés de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.

- Caractéristique du produit

Le produit offre

- Une résistance à la traction élevée avec un faible allongement ;
- Une grande résistance à la traction spécifique ;
- Comportement exceptionnel dans la durée grâce à un faible fluage ;
- Une grande résistance chimique et biologique, contre les rayons UV et les endommagements ;

- Un excellent comportement d'interaction grâce à une adaptation optimale entre l'ouverture des mailles et le sol ;
- Une mise en place facile grâce à la faible masse surfacique et à la flexibilité de la structure ;
- Une très large gamme de résistances à la traction



III- Figure 15 : Exemple de géogridde biaxiale.

III.1.6 Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade.

Parmi ces techniques on cite, la congélation et les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage.

III.1.7 Parois avec tirants d'ancrages

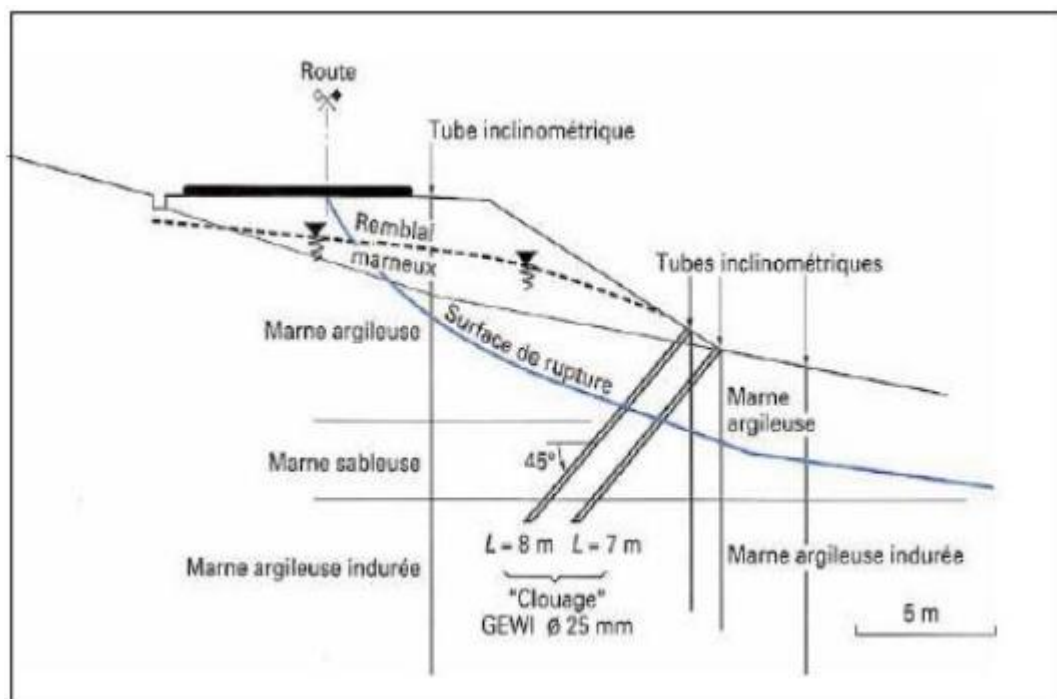
Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.



III- Figures 16 : Mur à paroi tirantée (Boumerdes ,2012).

III.1.8 Clous et micro-pieux

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement.



III- Figure 17 : Exemple de clouage d'un glissement.

III.2 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet.

Cependant, Les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptible d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines ou économiques.

Le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possible en tenant compte des critères :

- Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.
- Politique : la solution doit être adaptée à l'importance stratégique du problème et de ses impacts sur la population et l'économie du pays. L'avis des décideurs constitue un aspect volontariste à respecter dans la plupart des cas ;
- Economique : cout raisonnable de la solution retenue vis à vis la complexité du problème et de la capacité financière de l'état ;
- Sociale : solution acceptée par la société (la population) ;
- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.



CHAPITRE IV



IV.1 INTRODUCTION

Faisant suite à la demande provenant de la **SARL National Contracting Co.** (Algeria), le Laboratoire Central des Travaux Publics. On a procédé à l'étude de stabilité du talus de pente descente Sud-Nord pour le projet de poste électrique **60/30 KV** dans la commune **d'IFLISSEN** Daïra de **TIGZIRT** Wilaya de TIZI OUZOU.

IV.2 Présentation du projet

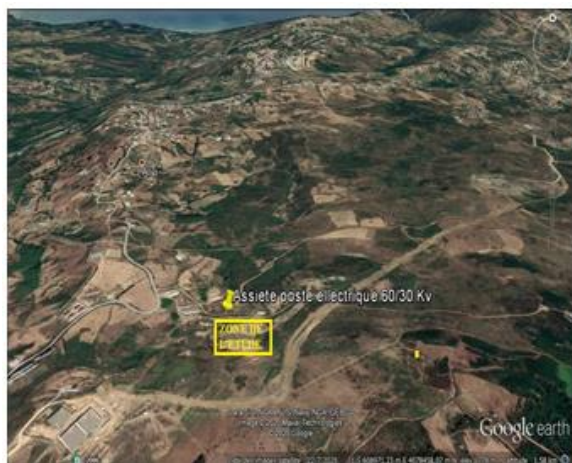
IV.2.1 SITUATION ET TOPOGRAPHIE DU SITE

Le site objet de l'étude se situe au niveau du village dénommé **ARBI** distant d'environ **05 Kms au Sud-Est** du chef-lieu communal d'**IFLISSEN (Agouni Moussi)**.

La zone objet de cette étude de stabilité est caractérisée par un relief escarpé et instable parendroit avec une pente orientée dans le sens **Sud-Nord**. Cette zone a déjà fait l'objet des travaux de terrassement.

Les **Coordonnées UTM** approximatives du centre du site sont:

(**X = 608644 m** , **Y= 4077931 m**).



IV- Figure 1 : Plan de situation du projet (Google earth).



IV- Figure 2 : Vue générale depuis l'assise du projet site.

IV.2.2 GEOLOGIE

Les données bibliographiques (cartes géologiques, mémoires de fin d'étude, rapports d'étude géotechniques) et les observations faites sur site à travers les visites effectuées, nous ont permis d'identifier localement les faciès présents dans la région **d'Iflissen**, nous distinguons ainsi :

IV.2.2.1 Les olistostromes : argiles à blocs (Om1-2a)

Les termes olistostromes et olistolites sont des noms grecs, proposé pour la première fois par Florès en 1955. Olistano : je glisse et soma : accumulation.

En grande kabylie, les olistostromes sont liés à la mise en place des nappes sur le domaine interne. La mise en place des unités charriées s'est faite en plusieurs étapes.

D'après D.Raymond 1976, les olistostromes apparaissent en deux positions fondamentales : **L'olistostrome en position I** : D'âge Aquitanien-Burdigalien, il est de nature variable, les olistolites revenant du socle ou du l'OMK qui ont pu fournir des silixite, des conglomérats à galets de socle dissociés et des klipes sédimentaire de flysch interprétés par D.Raymond(1976) comme des signes précurseur de nappes.

L'olistostrome en position II : D'âge Burdigalien, plus récent que l'olistostrome en position I. Il est superposé à l'unité de Dellys et contient des olistolites de toutes les unités visibles de la région, le numidien compris.

IV.2.2.2 L'unité tellienne de Dellys (C3-7T):

Constitué d'une série calcaro-marneuse d'âge Crétacé supérieur et des calcaire marneux blanc à rognons de silex d'âge Eocène (Ypresien - Lutetien inférieur)

Les puissantes séries d'âge crétacé supérieur ont des faciès variable mais montre une sédimentation rythmique calcaro-marneuse.

L'éocène est très caractéristique : calcaire marneux à patine blanche et cassure grise contenant des rognons de silex noirs surmonté de marnes noires.

IV.2.2.3 L'unité Numidienne (m1N): Comprend une trilogie classique :

-Les argiles sous numidienne : ces argiles débutent par des argiles ferrugineuse légèrement calcareuse alternant avec des argiles à tubotomaculum,, surmontés d'argiles noirâtre à rare bancs de quartzite ensuite on a des argiles et quartzite alternant en bancs métriques annonçant le passage vers le grès numidiens.

-Les grès numidien : appelé aussi série grés-argileuse d'une puissance de 300-400m, les grès numidiens montrent des facies très homogènes dans l'ensemble.

La série débute par un niveau de grès quartziteux et se poursuit par des grès, en bancs métriques séparés fréquemment mais non systématiquement par de minces lits pélitiques ; on observe de très rares passées micacées et plus souvent des lits de dragées centimétriques de quartz roulé.

-Les formations supra numidienne, marneuses et marno-calcaire très fossilifères

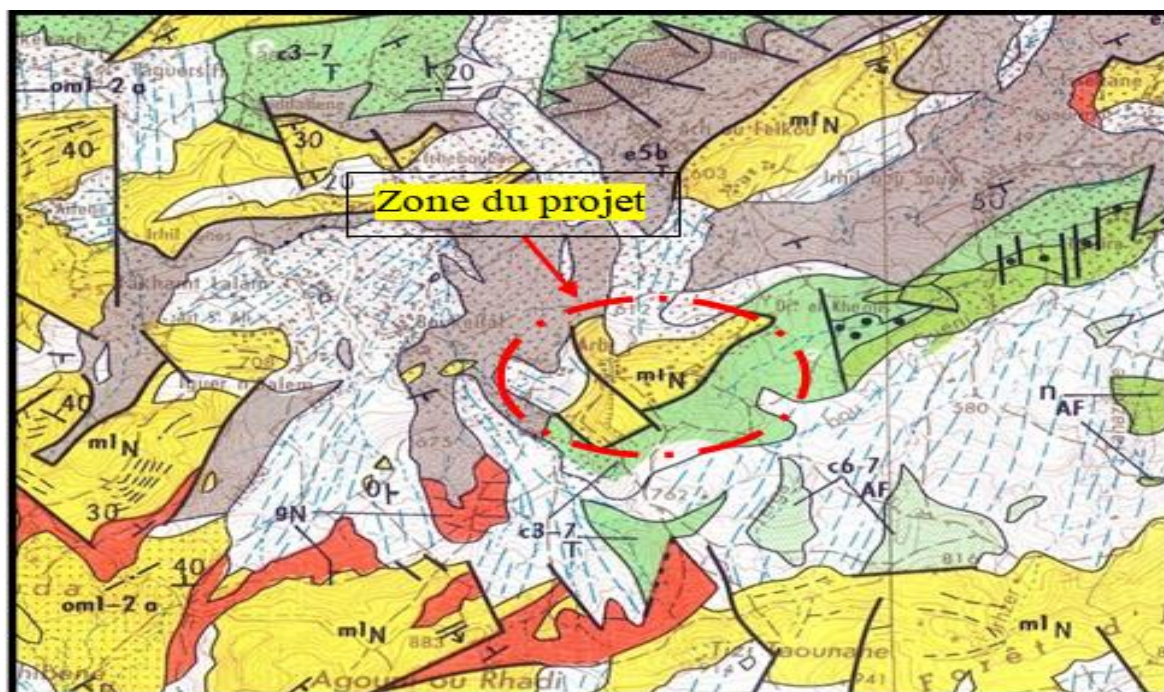
En ce qui concerne la géologie du site, les affleurements naturels confirment la nature décrite auparavant. Voir photos :

La carte géologique d'Azazga indique que le site et ses environs sont constitués par une formation marneuse recouverte par une nappe d'éboulis de grès Numidien, s'étendant sur de vastes surfaces de la chaîne littorale, par glissement progressif des blocs et fragments de grès sur les marnes où ils forment de véritables terrasses, donnant lieu à des nappes aquifères.

Les affleurements observés sur le site confirment les données de la carte géologique. En effet, nous avons constaté la présence de gros blocs de grès (plusieurs m³ de volume), enrobés dans une matrice essentiellement argileuse.



IV- Figure 3: illustrant la nature géologique des terrains étudiés.



IV- Figure 4: Extrait de la carte géologique AZEFFOUN-AZAZGA N° 9-24 (e =1/50 000^{ème}).

IV.2.3 ETAT DES LIEUX ET INTERPRETATIONS

Le talus de pente descente **Sud-Nord** objet de cette étude de stabilité, se situe en amont d'une plateforme qui doit servir pour la construction d'un poste électrique **60/30 KV** au lieu-dit **ARBI à Iflissen**, l'ensemble du talus et de la plateforme se situe sur un versant de montagne à pente plus au moins accentuée.

Les travaux de terrassement généraux de la plateforme débutés en 2015 semblent avoir provoqués une instabilité du talus de pente descente Sud-Nord et ont changé le régime hydraulique à l'intérieur des formations meubles et rocheuses, en effet, une partie de l'extrémité Nord du piémont est décapée; la suppression de cette butée a donné lieu à des mouvements (glissement) des blocs rocheux et des sols vers le pied de talus et a donné naissance de plusieurs sources d'eau surtout en bas de talus, ces mouvements ont engendré dans la partie haute du talus un escarpement métrique allant jusqu'à 3 mètres de profondeur. Les travaux sont par la suite arrêtés.

Les travaux sur le talus sont repris en 2020 en commençant par l'allègement et l'adoucissement de la pente dudit talus. Entre la date de notre première intervention (11/08/2020) sur site après la reprise des travaux et le 08/11/2020, des signes de réactivation de l'instabilité de masse ont été observés (surtout dans la partie haute côté Ouest du talus) sur le talus, à savoir des fissures actives qui s'ouvrent et des déplacements importants (des déplacements métriques parfois) des masses des sols et des roches, aussi

des venues d'eau (sources d'eau) importantes qui s'écoulent vers la plateforme ont été observées. Il est à noter que la masse de matériaux de la partie haute côté ouest du talus a déjà glissée (lors des travaux de terrassement généraux de 2015) et qu'il s'agit actuellement d'une réactivation de ce glissement. L'action de l'eau dans le massif du talus semble le facteur principal à l'origine de ces instabilités, tout en ajoutant les facteurs liés au changement de la géométrie du talus (les travaux de terrassement) qui a un double effet ; changement du régime hydraulique dans le massif du talus et éventuellement la diminution de la résistance en aval du talus, lié à un décaissement en aval (suppression de la butée de pied). En effet, les venues d'eau des précipitations qui ont été enregistrées dans les mois de septembre, d'octobre et de novembre 2020 combinées aux effets des travaux de terrassement ont agi sur le massif du talus comme suit :

- Phénomène d'érosion souterraine qui s'est manifesté par l'apport par les eaux (voir endroits de certaines sources d'eau) au pied du talus des grains fins. La granulométrie de certaines couches de sol (présence des fins et gros particules de sol à l'exemple des éboulis), différence des perméabilités des formations du massif (présence des couches perméables à l'exemple des blocs de grés fracturés et imperméable à l'exemple des argiles feuilletées), et la vitesse d'écoulement des eaux souterraines sont les causes de ce phénomène. Ce phénomène augmente la perméabilité des couches qui en subissent l'action et engendre par la suite des instabilités dans le massif (tassement de ces couches, glissement de ces couches...etc.). Nous pensons que le changement du régime hydraulique du massif (qui a augmenté la vitesse d'écoulement des eaux souterraines) par les travaux de terrassement est à l'origine de ce phénomène. Il est donc nécessaire de prévoir à certains endroits du massif, des filtres pour minimiser ce phénomène

- Changement du comportement mécanique des sols fins à l'endroit des surfaces potentielles de glissement en diminuant leurs cohésions et angles de frottement et en augmentant la pression interstitielle d'eau à l'intérieur de ces sols. Nous pensons que la surface potentielle de glissement c'est l'interface entre les bancs de grés fracturés et les argiles feuilletées, plus exactement les toits de ces couches d'argiles feuilletées. Les écoulements d'eau dans le massif semblent s'effectuer à travers les bancs de grés fracturés (couche perméable) qui reposent sur les argiles feuilletées (couches imperméables), les sols des toits (couches d'interface) de ces dernières formations (argiles feuilletées) se trouvent leurs résistances mécaniques diminuées sous l'action de cette eau qui aussi les rend lubrifiant (les couches d'interface deviennent des couches savon).

En conclusion, l'eau agit sur les sols des surfaces potentielles de glissement (qui est l'interface entre les argiles feuilletées et les bancs de grés fracturés) en diminuant leurs résistances au cisaillement, et par la suite cause le glissement des bancs de grés fracturés sur les toits des couches d'argiles feuilletées. Par

le même principe d'action d'eau sur les argiles feuilletées, une présence d'eau dans les éboulis agit sur ces derniers en diminuant leurs résistances par diminution de la résistance mécanique au cisaillement des sols fins constituant ces éboulis.

En conclusion de ce qui a été dit précédemment, nous pensons que les instabilités de 2015 ont pour cause principale la suppression de la butée en bas de talus suite aux travaux généraux de terrassement de la plateforme. Les instabilités observées sur site entre le 11/08/2020 et le 08/11/2020 ont pour cause principale les actions de l'eau, ajoutant à cela les facteurs liés au changement de la géométrie du talus par les travaux de terrassement de 2020.



IV- Figure 5: montrant des venues des eaux vers la plateforme.



IV- Figure 6 : montrant les fissures de traction.



IV- Figure 7: montrant un déplacement important du massif de sol.



IV- Figure 8 : montrant l'apport des particules de par l'eau en écoulement dans une source d'eau.

IV.3 L'étude géotechnique

IV.3.1 PROGRAMME D'INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Le programme d'investigations géotechniques vise à procurer les données géotechniques nécessaires du sol pour l'étude de stabilité et compléter la base des données géologique et géotechnique dont nous disposons déjà. Le programme de la campagne de reconnaissance géotechnique établis par le **LCTP** et validé par le client a consisté en l'exécution de :

Deux (02) sondages carottés SC01, SC02, de 40 et 30 mètres linéaires de profondeur respectivement. Les deux sondages sont équipés de tubes piézométriques afin de suivre les fluctuations du niveau d'eau ;

Un sondage préssiométrique SP01 de 35 mètres linéaires de profondeur avec un essai chaque 02.00 mètres ;

- Une série d'essais au laboratoire.

(Voir plan d'implantation des sondages carottés en annexes).

IV- Tableau 1 : représente Les coordonnées UTM des essais in situ réalisés.

Type d'essai in situ	N° de l'essai	X(m)	Y(m)
Sondage carotté	SC01	608844	4077911
	SC02	608889	4077895
Sondage préssiométrique	SP01	608895	4077940

IV.3.2 RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

IV.3.2.1 Résultats des sondages carottés

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de déterminer la nature des formations en place, de récupérer des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire et de la mise en place des piézomètres aux endroits des sondages pour prise des mesures du niveau piézométrique.

a) Coupes lithologiques des sondages réalisés

La succession et la nature des couches lithologiques au niveau des deux sondages carottés sont présentés dans ci-dessous:

Sondage carotté SC01 (40 ML):

00.00 - 00.50 m : Terre végétale.

00.50 - 01.50 m : Eboulis constitués de blocs de grès emballés dans une matrice argileuse.

01.50 - 23.00 m : Bancs de grès très fracturés, de couleur jaune avec une intercalation de lit d'argiles feuilletée de couleur grisâtre entre 8.50 m et 09.00 m, 11.50 m et 12.00 m.

23.00 - 40.00 m : Argiles feuilletées de couleur grisâtre avec des tâches blanchâtres.

Sondage carotté SC 02 (30 ML) :

00.00 - 00.50 m : Terre végétale.

00.50 - 01.00 m : Eboulis constitué de blocs de grès emballés dans une matrice argileuse.

01.00 - 30.00 m : Argiles feuilletées (schisteuse) de couleur grisâtre avec des blanchâtres. Notons un passage d'argile indurée entre 08.50 m et 09.00 m.

b) Levé piézométrique

Les mesures piézométriques effectuées au niveau des sondages carottés nous ont révélé une présence d'eau dans les piézomètres.

IV- Tableau 2: représente la date de prise de mesure et le niveau d'eau détecté en (m) de levé piézométrique.

N° de Sondage	Date de prise de mesure	Niveau d'eau détecté en (m) par rapport au niveau du terrain naturel actuel au droit du sondage
SC 01	11.10.2020	11.00 m
	08.11.2020	10.20 m
SC 02	11.10.2020	03.15 m
	08.11.2020	05.70 m

Commentaires :

Le niveau d'eau mesuré dans le piézomètre du sondage carotté 01 a augmenté entre les dates 11/10/2020 et 08/11/2020 ceci est peut-être attribué aux précipitations qui sont tombées entre ces dates et qui ont contribué à l'alimentation en eau de ce piézomètre. Le niveau d'eau dans le piézomètre du sondage carotté 02 a baissé, ceci nous laisse penser que la quantité d'eau perdue (par infiltration dans le sol) s'agit de l'eau utilisée lors du forage et que les précipitations tombées entre les dates 11/10/2020 et 08/11/2020 n'ont pas alimentées en eau le piézomètre du sondage carotté 02.

N.B : Sur la partie basse du talus objet de cette étude de stabilité, il a été observé la présence de plusieurs sources d'eau certaines sont actives même en saison sèche. Les coordonnées de ces sources d'eau sont présentées dans le tableau suivant :

IV- Tableau 3: représente les coordonnées GPS fournis par NCC de source d'eau dans notre terrain d'étude.

N° Source	Coordonnées GPS fournis par NCC	
	X	Y
S01	608889	4078010
S02	608857	4078029
S03	608854	4078018
S04	608847	4078017
S05	608847	4078022
S06	608839	4078002
S07	608838	4078012

Ces sources d'eau révèlent qu'il y'a un écoulement d'eau vers le talus objet de cette étude de stabilité, nous pensons que cette eau s'écoule à partir du côté Sud-Ouest du site vers l'ensemble dutalus à travers la couche de grés fracturé.

IV.3.2.2 Résultats des essais au laboratoire réalisés sur les échantillons des sondages carottés

Les résultats des essais d'identifications et mécaniques effectués au laboratoire sur les échantillons intacts (paraffinés) récupérés le long des deux sondages carottés sont présentés dans les tableaux récapitulatifs ci-après :

a) Résultats des essais d'identification sur les échantillons de sol

a.1) Essais physiques

Les résultats des essais physiques sont présentés sur le tableau (IV- Tableau 4):.

Légende :

ω : Teneur en eau (NF P94 050).

γ_h : Densité humide (NF P94 053).

γ_d : Densité sèche.

S_r : Degré de saturation

IV- Tableau 4 : représente les résultats des essais physiques.

Sondage N°	Profondeur	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Observations
SC01	29.55-29.80	19.71	02.06	01.72	93.00	Sol dense et non saturé
	31.50-31.80	13.87	02.17	01.90	89.00	Sol très dense et non saturé
	36.50-36.80	16.66	02.10	01.80	89.00	Sol très dense et non saturé
	38.40-38.70	14.67	02.15	01.88	90.00	Sol très dense et non saturé
SC02	05.35-05.85	15.20	02.10	01.82	86.00	Sol très dense et non saturé
	08.00-08.50	18.32	02.06	01.74	89.00	Sol dense et non saturé
	19.10-19.40	14.27	02.03	01.77	73.00	Sol très dense et non saturé
	22.50-22.80	13.40	02.10	01.85	79.00	Sol très dense et non saturé

a.2) Analyses granulométriques (NFP 94-056 & NFP 94-057)

Les résultats des essais des analyses granulométriques (analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation) sont présentés sur le tableau (**IV- Tableau 5**).

Légende :

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm ;

% < 0.4 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 0.4 mm ;

% < 0.08mm: Pourcentage des passants inférieurs à 0.08mm ;

% < 2 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 2.00 μ .

IV- Tableau 5 : représente les résultats d'analyses granulométriques.

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 0.4mm	% 0.08mm	% 2 μ	Interprétation des résultats suivant la classification L.P.C
SC01	29.55-29.80	96	89	67	26	Sols fins
	31.50-31.80	97	91	68	24	
	36.50-36.80	90	84	64	28	
	38.40-38.70	96	90	68	25	
SC 02	05.35-05.85	97	87	63	26	Sols fins
	08.00-08.50	95	81	54	20	
	19.10-19.40	93	84	60	22	
	22.50-22.80	96	85	61	22	

a.3) Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les résultats de l'essai limites d'Atterberg sont présentés sur le tableau (IV- Tableau 6).

Légende :

L_L (%) : Limite de liquidité.

L_P (%) : Limite de plasticité.

I_P (%) : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

IV- Tableau 6 : représente les résultats de l'essai limites d'Atterberg

Sondage N°	Profondeur (m)	L_L (%)	L_P (%)	I_P (%)	I_c (%)	Interprétation des résultats
SC01	29.55-29.80	40.14	20.61	19.53	01.04	Sol peu plastique, de consistance dure
	31.50-31.80	41.01	21.45	19.56	01.38	Sol peu plastique, de consistance dure
	36.50-36.80	44.38	22.31	22.07	01.25	Sol peu plastique, de consistance dure
	38.40-38.70	41.88	20.86	21.02	01.29	Sol peu plastique, de consistance dure
SC 02	05.35-05.85	50.78	24.46	26.32	01.34	Sol plastique, de consistance dure
	08.00-08.50	41.98	21.60	20.38	01.16	Sol peu plastique, de consistance dure
	19.10-19.40	34.61	19.50	15.11	01.34	Sol peu plastique, de consistance dure
	22.50-22.80	35.46	19.54	15.92	01.38	Sol peu plastique, de consistance dure

b) Résultats des essais mécaniques sur les échantillons de sols

Les résultats des essais mécaniques sont présentés ci-dessous :

b.1) Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande (NF P94-071-1)

Les résultats de l'essai de cisaillement direct sont présentés sur le tableau (IV- Tableau 7).

Légende :

C' : Cohésion.

Φ' : Angle de frottement.

IV- Tableau 7: représente les résultats de l'essai de cisaillement

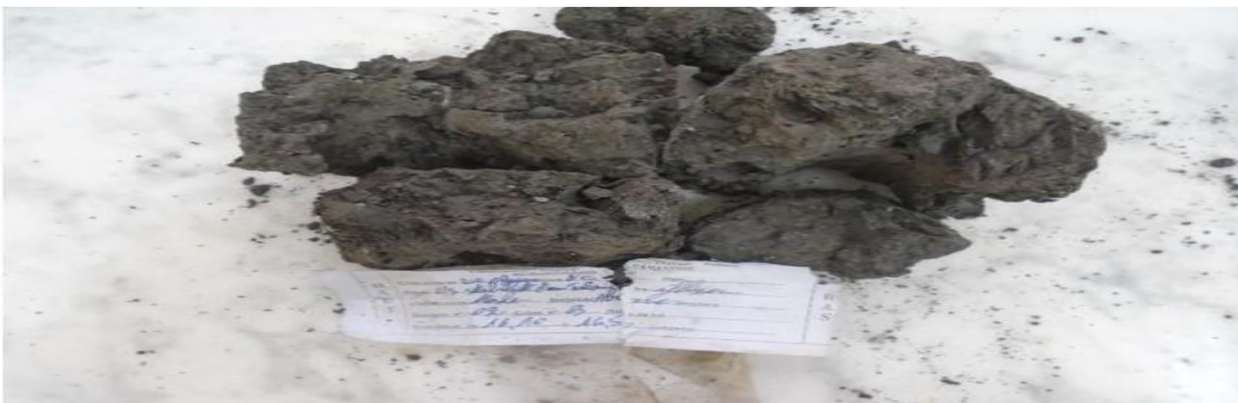
Sondage N°	Profondeur (m)	Type d'essai	C' (KPa)	Φ' (°)
SC 01	29.55-29.80	CD	16.97	23.20
	31.50-31.80	CD	05.87	22.40
	36.50-36.80	CD	Echantillon friable, l'essai n'a pas réussi	
	38.40-38.70	CD	25.08	20.90
SC 02	05.35-05.85	CD	Echantillon friable, l'essai n'a pas réussi	
	08.00-08.50	CD	10.12	25.50
	19.10-19.40	CD	32.93	20.90
	22.50-22.80	CD	32.19	26.10

B.2) Résultats de l'essai triaxial CU+u

L'essai n'a pas réussi, les échantillons étaient friables et indurés (voir photos ci-dessous).



IV- Figure 9 : Photo montrant l'échantillon friable et induré du sondage carotté SC 01 (PF : 26.50 – 26.80m).



IV- Figure 10 : montrant l'échantillon friable et induré du sondage carotté SC 02 (PF : 16.10 – 16.50m).

b.3) Résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre

Comme pour l'essai triaxial CU+u ; les échantillons de l'essai de compressibilité à l'œdomètre se sont effrités lors du taillage (lors de la préparation de l'échantillon d'essai).

b.4) Résultats de l'essai de résistance à la compression sur roche

Les résultats des essais de résistance à la compression sur les roches sont présentés dans le tableau récapitulatif 05 suivant :

IV- Tableau 8 : représente les résultats de l'essai de résistance à la compression effectué sur les roches.

N°	Désignation	Φ (cm)	H (cm)	P (kg)	H/D	CHARGE(kg)	RC*(kg/cm ²)
01	SC 01 (09.00 – 09.20 m)	09.20	16.90	2.549	01.84	35081	528
02	SC 01 (11.20 – 11.40 m)	08.60	17.90	2.799	02.08	21818	376
03	SC 01 (20.20 – 20.40 m)	09.20	15.90	2.336	01.73	24912	375
04	SC 02 (08.50 – 08.80 m)	08.50	12.6	1.594	01.48	42056	742

c) Résultats de l'analyse chimique

IV- Tableau 9 : représente les résultats de l'analyse chimique du sol effectuée sur des échantillons prélevés à partir des sondages SC 01 et SC 02

N° de sondage	Profondeurs (m)	Sulfates Ca SO ₄ 2H ₂ O	Carbonates CaCO ₃ (%)	Anhydride Carbonique (CO ₂)	Chlorures (Na Cl)
SC 1	31.50-31.80	TRACES	08.62 %	03.79 %	0.35 %
	38.40-38.70	TRACES	15.52 %	06.83 %	0.47 %
SC 2	05.35-05.85	TRACES	12.93 %	05.69 %	0.41 %
	22.50-22.80	TRACES	17.24 %	07.59 %	0.58 %

Commentaire

Suivant la norme NF P18-011, les résultats montrent que le sol analysé n'est pas agressif vis-à-vis du béton.

IV.3.2.3 Résultats de l'essai préssiométrique (NF P 94-110-1)

a) Définitions et principe de l'essai préssiométrique

L'essai pressiométrique de Ménard est un essai de chargement du terrain in situ, il consiste à appliquer progressivement par palier selon une procédure fixée une pression uniforme sur la paroi du forage (l'outil de forage de tous les sondages préssiométriques réalisés est la tarière hélicoïdale continue à sec, le diamètre de forage de tous les sondages préssiométriques réalisés est égal à 63 mm) par le biais d'une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans ce dernier. On mesure l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée. L'essai permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture.

* Les différentes phases de cet essai sont :

- Étalonnage de la sonde préssiométrique : essai de calibrage et essai d'inertie.
- Réalisation de l'essai préssiométrique : courbe brute.
- Exploitation des résultats de l'essai pressiométrique : courbe corrigée et caractéristiques préssiométriques (pression limite nette, pression de fluage nette et module préssiométrique).

L'essai permet de déterminer à partir des diagrammes effort- déformation les caractéristiques mécaniques du sol dans les profondeurs essayées (évaluation de la pression limite de rupture P_l en MPa et du module de déformation E en MPa).

P_l : pression limite: occasionnant un poinçonnement généralisé du sol.

E : Module de déformation : caractérisant la phase de déformation pseudo élastique de l'essai.

b) RESULTATS DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

L'essai préssiométriques notés SP 01 a permis d'identifier la succession et les caractéristiques mécaniques des différentes couches traversées.

Coupe lithologie SP-01 :

00.00 - 00.50 m : Eboulis constitué de blocs de grès emballés dans une matrice argileuse.

00.50 - 18.00 m : Bancs de grès à grains fins de couleur grisâtre à blanchâtre, très fracturé.

18.00 m - 30.00m : Argiles feuilletées de couleur grisâtre avec des tâches blanchâtres.

Résultats de l'essai

Le tableau ci-après donne les résultats obtenus à chaque profondeur.

Légende :

E : Module de déformation en MPa.

P_L : Pression limite en MPa.

P_f : Pression de fluage en MPa.

P^*_1 : Pression limite nette en MPa.

IV- Tableau 10 : représente les résultats de l'essai préssiométrique.

Profondeur (m)	P^*_f (Mpa)	Em (Mpa)	P_L^* (Mpa)	Em / P_L^*
02.00	1.63	50.70	2.09	24.2
04.00	2.87	179	4.45	40.1
06.00	2.9	184	5.2	35.3
08.00	2.37	216	5.88	36.7
10.00	2.37	280	5.41	51.7
12.00	2.47	206	4.84	42.5
14.00	1.07	88.30	1.76	50.2
16.00	0.827	18.6	1.21	15.4
18.00	0.38	13.3	0.924	14.4
20.00	1.02	70.3	1.76	40
22.00	1.86	128	2.42	53
24.00	2.88	216	3.77	57.4
26.00	3.27	361	4.45	81.2
28.00	1.9	272	5.66	48.1
30.00	3.39	225	4.87	46.2
32.00	3.56	221	4.86	45.4
34.00	2.9	201	4.87	41.2

Commentaires

Les résultats de l'essai préssiométrique réalisé ont mis en évidence la présence d'un sol doté de caractéristiques mécaniques relativement variables avec des valeurs de pressions limites nettes P_L^* variable entre 0.92 MPa à 5.88 MPa. La pression la plus faible (égale à 0.92 MPa) est enregistrée à 18 m, elle semble correspondre à l'interface entre la couche de bancs de grès à grains fins et la couche d'argiles feuilletées ce qui nous laisse penser à trois explications à l'origine de cette valeur faible, la première c'est que cette interface pourrait probablement s'agir d'un point de passage d'une surface de glissement (le sol à l'endroit de passage d'une surface de glissement est de faible résistance), la deuxième c'est que les bancs de grès fracturés permettent les écoulements et par conséquent les venues

des eaux vers cette interface (toits des couches d'argiles feuilletées) qui subit leurs actions en diminuant sa résistance, la troisième explication c'est que cette faible résistance est le résultat de la combinaison des deux précédentes explications.

IV.4 Conclusion

Le glissement étudié est situé dans la commune **d'IFLISSEN** Daïra de **TIGZIRT** Wilaya de **TIZI OUZOU**. Suite à la demande provenant de la SARL National Contracting Co, On a procédé à l'étude de stabilité du talus de pente descente Sud-Nord pour le projet de poste électrique 60/30 KV.

Le diagnostic préliminaire établi sur la base de la visite de site et des informations disponibles sur la région montre que les travaux de terrassement généraux de la plateforme débutés en 2015 semblent avoir provoqués une instabilité du talus de pente descente Sud-Nord et ont changé le régime hydraulique à l'intérieur des formations meubles et rocheuses.

La reconnaissance géotechnique à engager sur terrain permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce Glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.



CHAPITRE V



V.1 INTRODUCTION

Cette partie est la plus importante dans notre projet, dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement.

Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- L'analyse des paramètres techniques du site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économiques.

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydrauliques, les caractéristiques mécaniques des terrains.

Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et de choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel TALREN V5 , Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages dont celui d'établir des calculs en introduisant les paramètres du dispositif de confortement.

V.2 Déterminer la surface de rupture et les causes de ce glissement

Avant de proposer une solution de stabilisation, il est d'abord nécessaire de déterminer la surface de rupture du glissement qui s'est produit et les causes de ce glissement. A cet effet, un retro calcul a été effectué pour évaluer la stabilité du site avant tous travaux de terrassement et en cours des travaux (les travaux de terrassement de 2015). Vue l'hétérogénéité du terrain, plusieurs profils ont été pris pour cette évaluation (voir la position des différents profils dans le plan de terrassement dans l'annexe). La géométrie de ces profils a été déterminée sur la base du levé topographique du terrain d'octobre 2013 (intitulé plan levé topographique échelle 1/500) complété par la partie non glissée du levé topographique du terrain du 06/07/2020, ces deux levés topographiques nous ont été communiqué par le client N.C.C. La désignation, les coordonnées et la lithologie de ces profils sont :

1/ Profil AA' : constitué par la coupe AA' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608917.0333, 4077914.7876) et (608871.4062, 4078083.6554). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

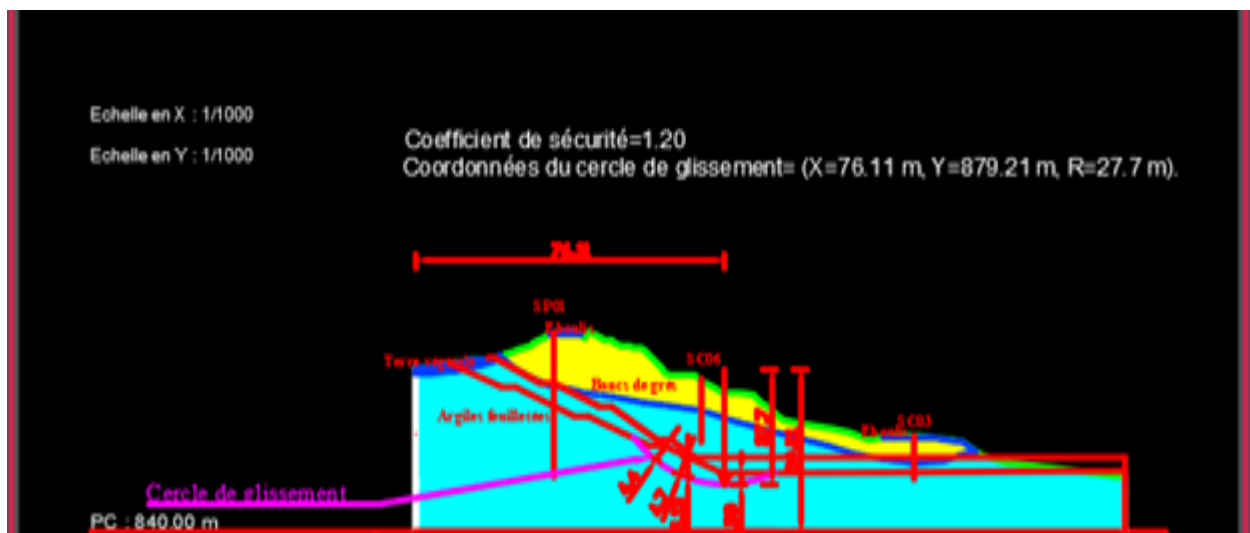
La coupe lithologique du sondage préssiométrique SP 01 qui se trouve à une distance de 18.52 m de la coupe AA',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 06 qui se trouve à une distance de 2.72 m de la coupe AA',

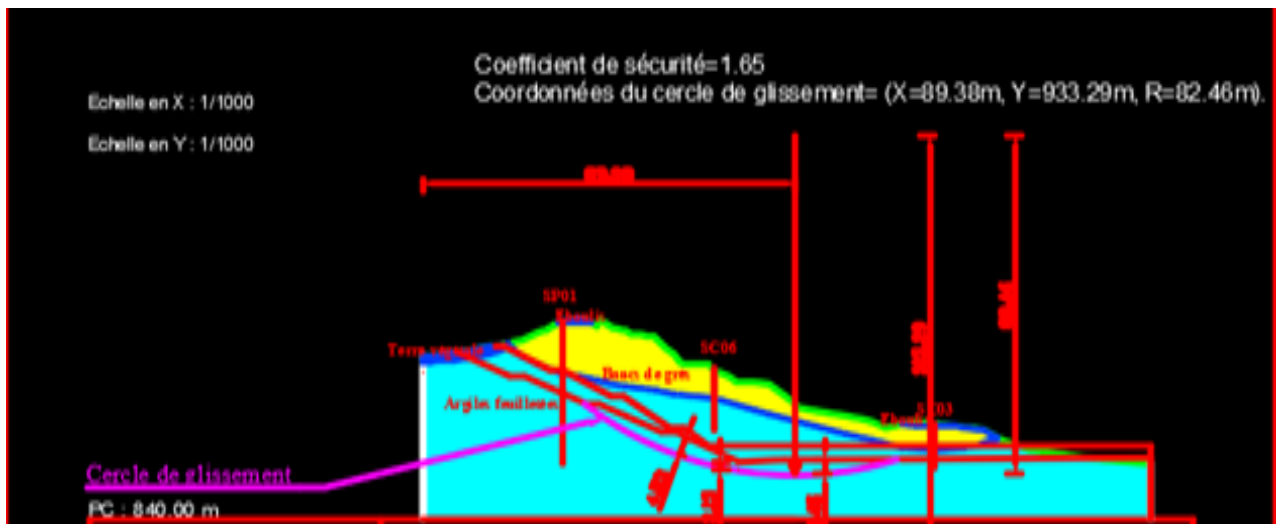
La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 2.16 m de la coupe AA',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 36.26 m de la coupe AA'.

Il est à noter que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.



V- Figure 1 : le profil en long de la coup AA' après le terrassement.



V-Figure 2 : le profil en long de la coup AA' avant le terrassement.

2/ Profil BB' : constitué par la coupe BB' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608853.4645, 4078084.1426) et (608900.5084, 4077906.7694). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

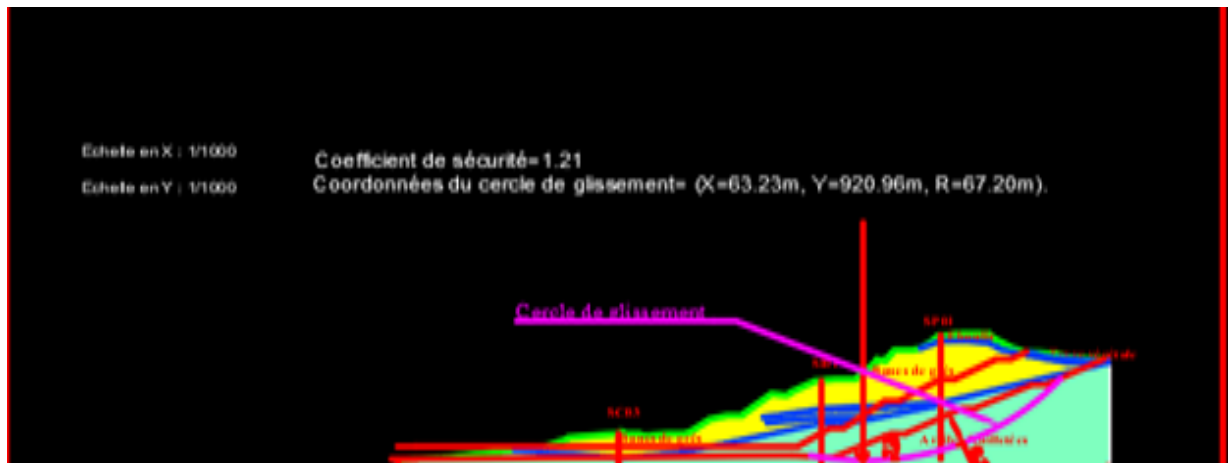
La coupe lithologique du sondage préssiométrique SP 01 qui se trouve à une distance de 0.68 m de la coupe BB',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 01 déterminé par interpolation entre les sondages carottés SC 05 et SC 06 et qui se trouve sur la coupe BB',

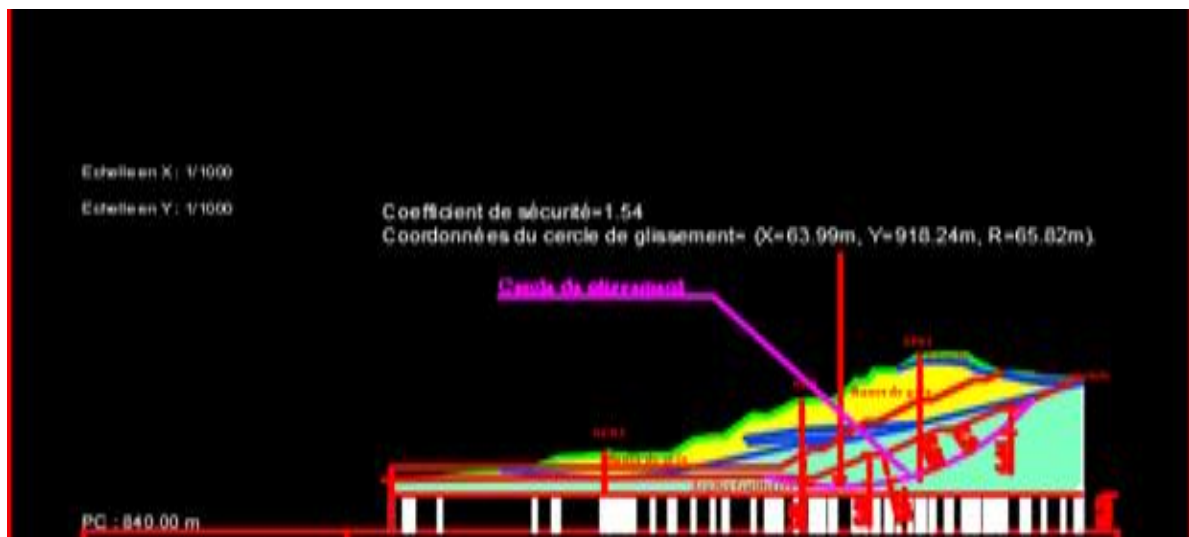
La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 19.62 m par rapport à la coupe BB',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 18.33 m par rapport à la coupe BB'.

Il est à noter que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface n'a pas pu être identifiée par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basée sur l'observation visuelle sur site et il a été supposé de nature éboulis.



V- Figure 3 : le profil en long de la coup BB' après le terrassement.



V- Figure 4 : le profil en long de la coup BB' avant le terrassement.

3/ Profil CC' : constitué par la coupe CC' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608834.0198, 4078088.9314) et (608884.3646, 4077898.3924). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

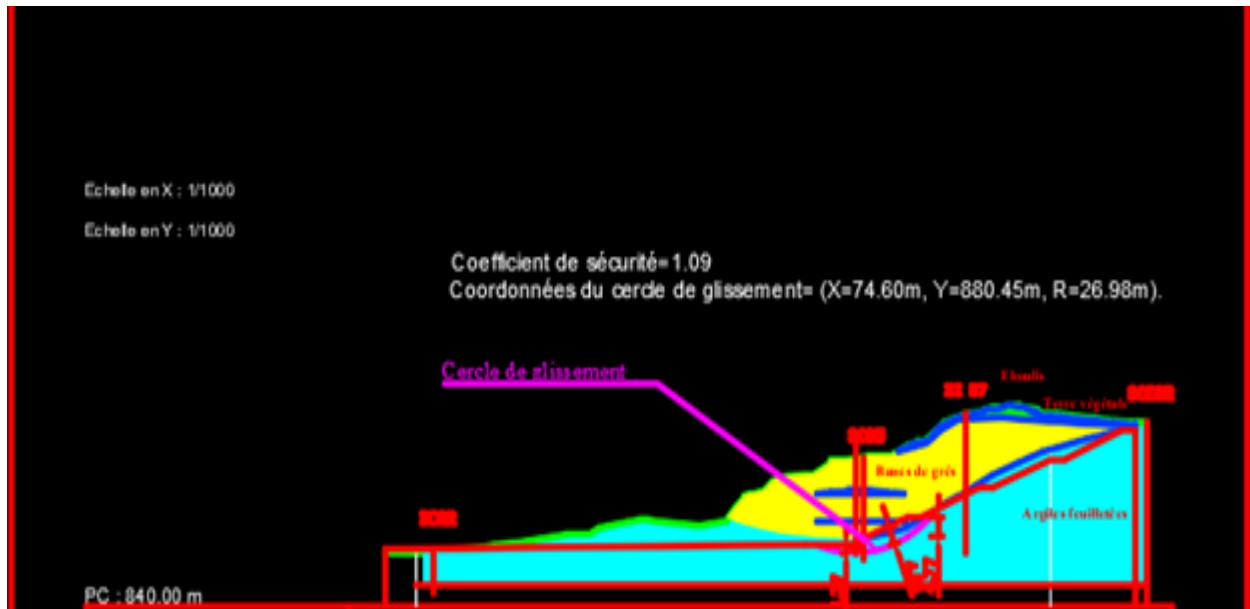
La coupe lithologique du sondage carotté SCC 02 qui se trouve à une distance de 0.27 m de la coupe CC',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 07 déterminé par interpolation entre le sondage préssiométrique SP 01 et le sondage carotté SCC 01 et qui se trouve sur la coupe CC',

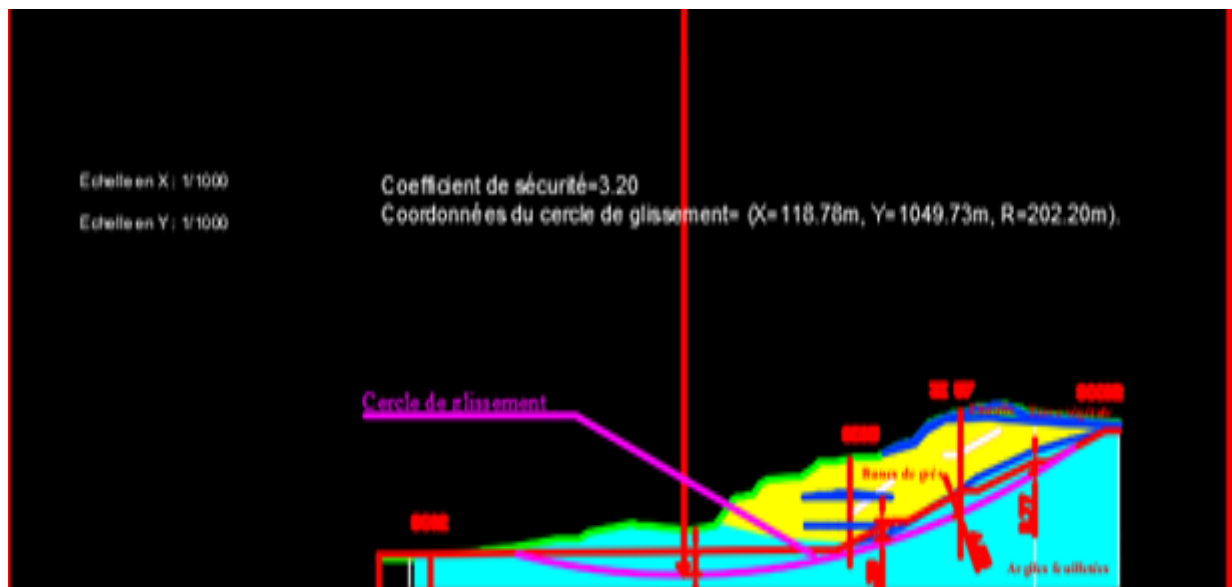
La coupe lithologique du sondage carotté SC 05 qui se trouve à une distance de 6.63 m de la coupe CC',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve sur la coupe CC'.

Il est à noter que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basée sur l'observation visuelle sur site et il a été supposé de nature éboulis.



V- Figure 5 : le profil en long de la coup CC' après le terrassement.



V-Figure 6 : le profil en long de la coup CC' avant le terrassement.

4/ Profil EE' : constitué par la coupe EE' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608839.3545, 4077891.7035) et (608822.1988, 4078089.768). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

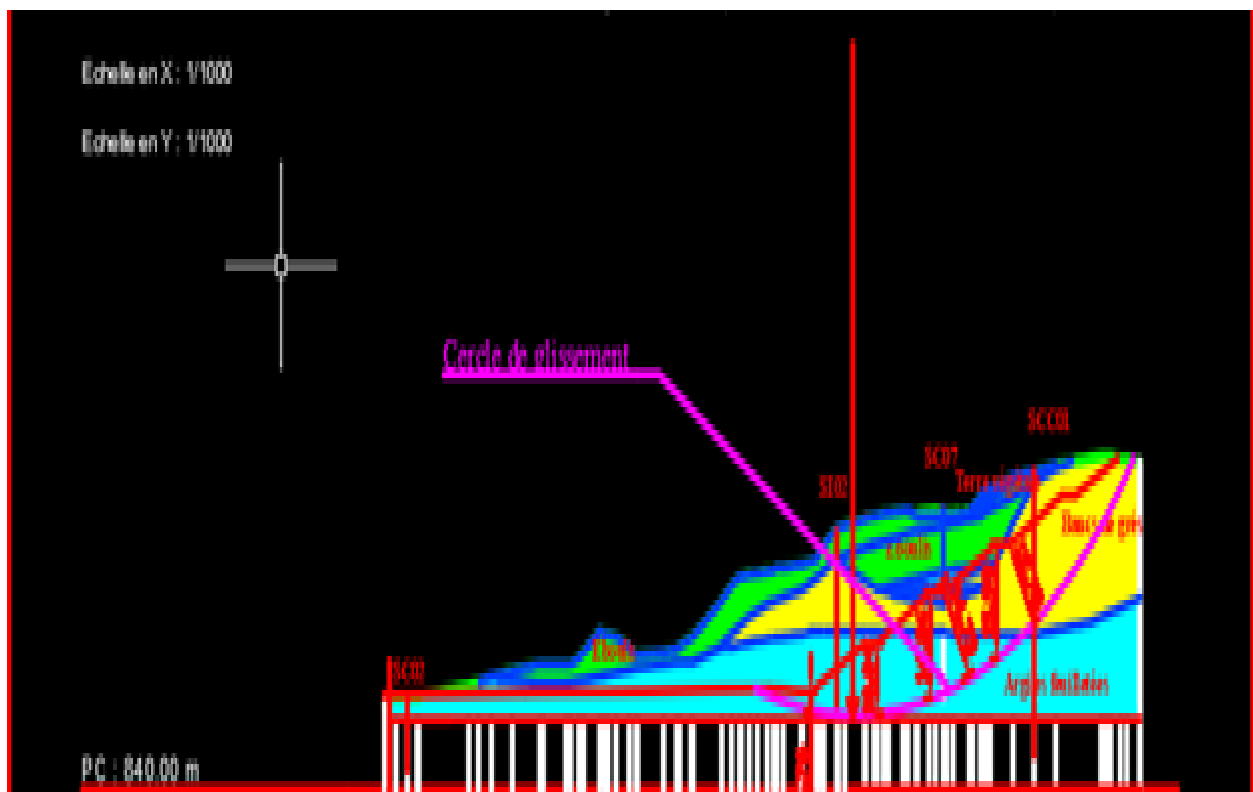
La coupe lithologique du sondage carotté SCC 01 qui se trouve à une distance de 0.76 m de la coupe EE',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 07 qui se trouve à une distance de 9.67 m de la coupe EE',

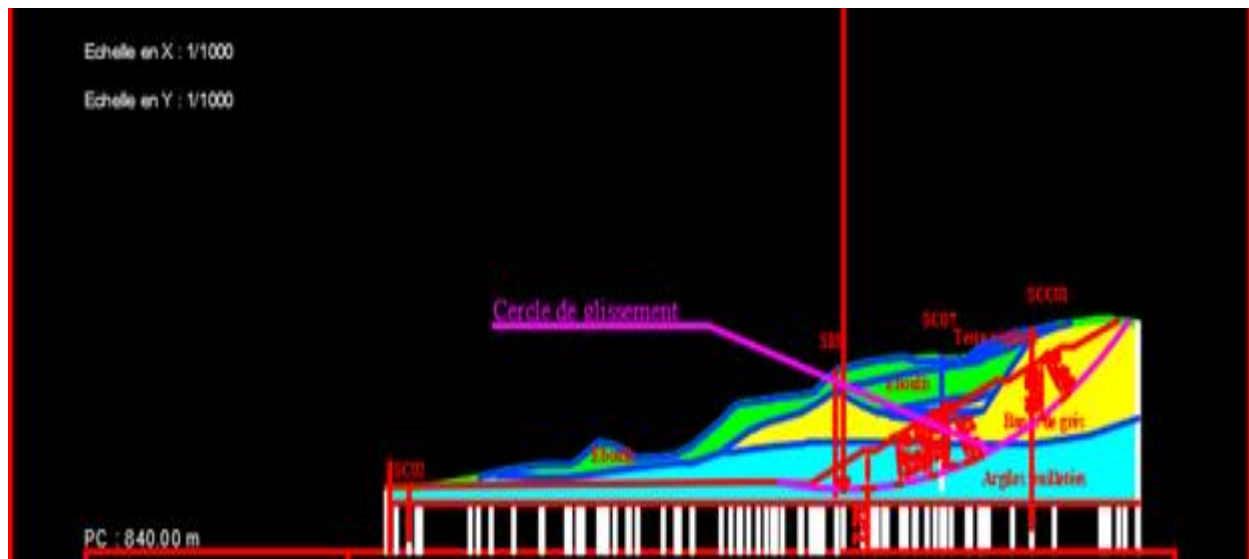
La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 02 déterminé par interpolation entre les sondages carottés SC 04 et SC 05 et qui se trouve sur la coupe EE'',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 12.46 m de la coupe EE'.

Il est à noter que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.



V-Figure 7 : le profil en long de la coup EE' après le terrassement.



V- Figure 8 : le profil en long de la coup EE' avant le terrassement.

- L'évaluation de la stabilité du site avant tous travaux de terrassement et en cours des travaux (Les travaux de terrassement de 2015) a été effectué sur la base des hypothèses suivante

V.2.1 Hypothèses de calcul

- A partir d'une certaine profondeur, la couche des argiles feuilletées est supposée le substratum.
- Les caractéristiques mécaniques (angle de frottement et cohésion) à considérer avant les travaux sont les caractéristiques consolidées drainées (CD). Ces mêmes caractéristiques ont été considérées lors des travaux, vu que ces travaux n'induisent pas un grand changement de la pression interstitielle à l'intérieur des différentes formations rencontrées et que certaines formations (grès) se trouvent insensibles au changement de la pression interstitielle. Le glissement s'est produit lors des travaux et la couche d'argiles feuilletée est considérée comme imperméable, par conséquent le changement de la pression interstitielle n'est pas à considérer et les caractéristiques mécaniques qui doivent être considérées sont les caractéristiques consolidées drainées (CD).
- caractéristiques mécaniques prises pour le calcul sont :
 - * La densité apparente des argiles feuilletées = 20.9 KN/m³.
 - * L'angle de frottement des argiles feuilletées = 22°.
 - * La cohésion des argiles feuilletées = 15 KPa .

- * La densité apparente du grès = 22.3 KN/m³.
- * L'angle de frottement du grès = 40°.
- * La cohésion du grès = 100 KPa.
- * La densité apparente du grès fracturé = 22.3 KN/m³.
- * L'angle de frottement du grès fracturé = 40°.
- * La cohésion du grès fracturé = 0 KPa.
- * La densité apparente des éboulis = 19 KN/m³.
- * L'angle de frottement des éboulis = 25°.
- * La cohésion des éboulis = 10 KPa.
- * La densité apparente de la terre végétale = 16 KN/m³.
- * L'angle de frottement de la terre végétale = 5°.
- * La cohésion de la terre végétale = 5 KPa.

Note :

- La méthode utilisée est celle du calcul à la rupture circulaire de Bishop, le coefficient de sécurité s'exprime :

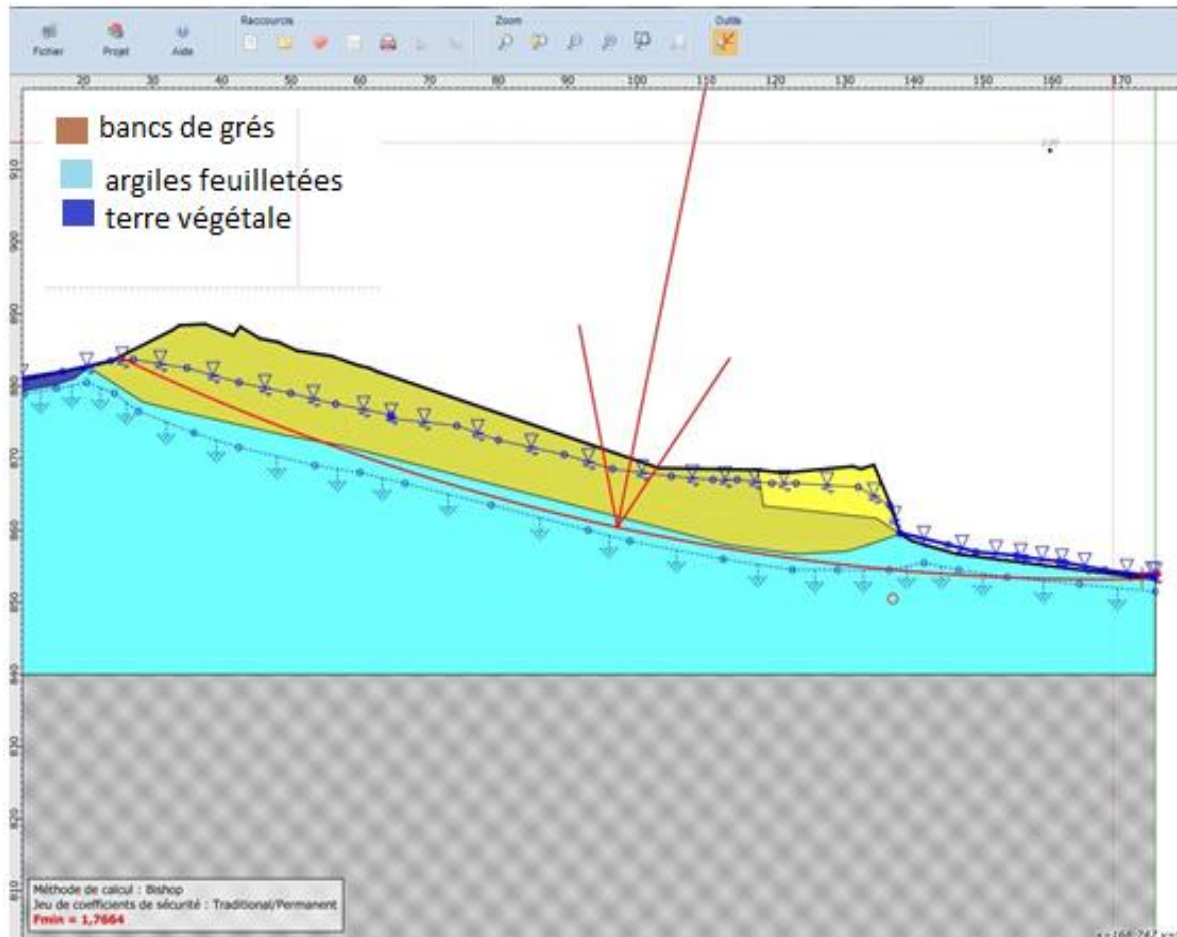
$$F_{bish} = \text{moment résistant} / \text{moment moteur}.$$

- Le coefficient de sécurité minimum (Γ_{min}) pour la situation normale (permanente) est égal à 1.5 et pour la situation accidentelle égale à 1.

V.2.2 Les résultats de calcul de Coefficient de sécurité des différents profils avant/après le glissement

L'analyse de la stabilité du talus a été effectuée par le logiciel TALREN, en utilisant la méthode de Bishop, les résultats sont présentés sur les figures ci-dessous :

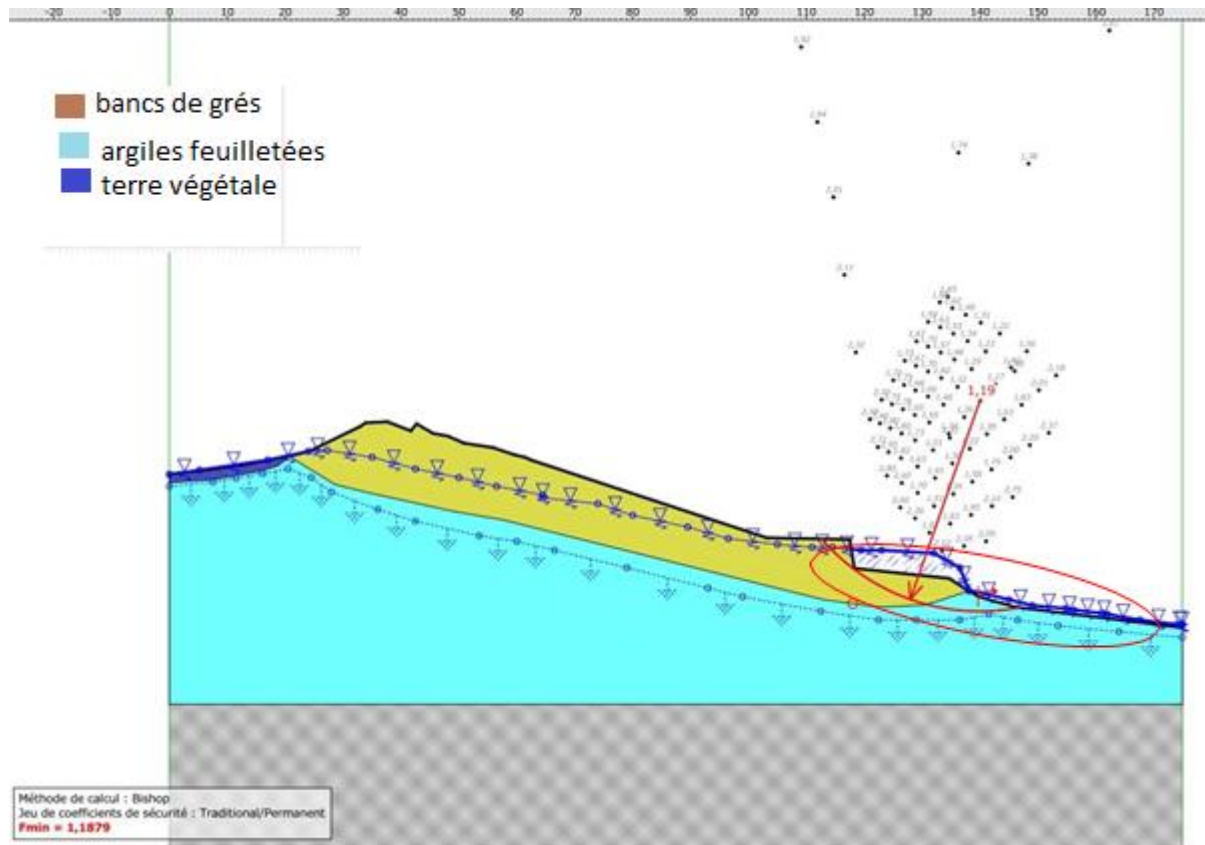
Résultats de calcul au niveau du profil AA' avant travaux de terrassement



V- Figure 9: Résultat de calcul de la stabilité du site avant travaux de terrassement.

Commentaire sur le résultat :

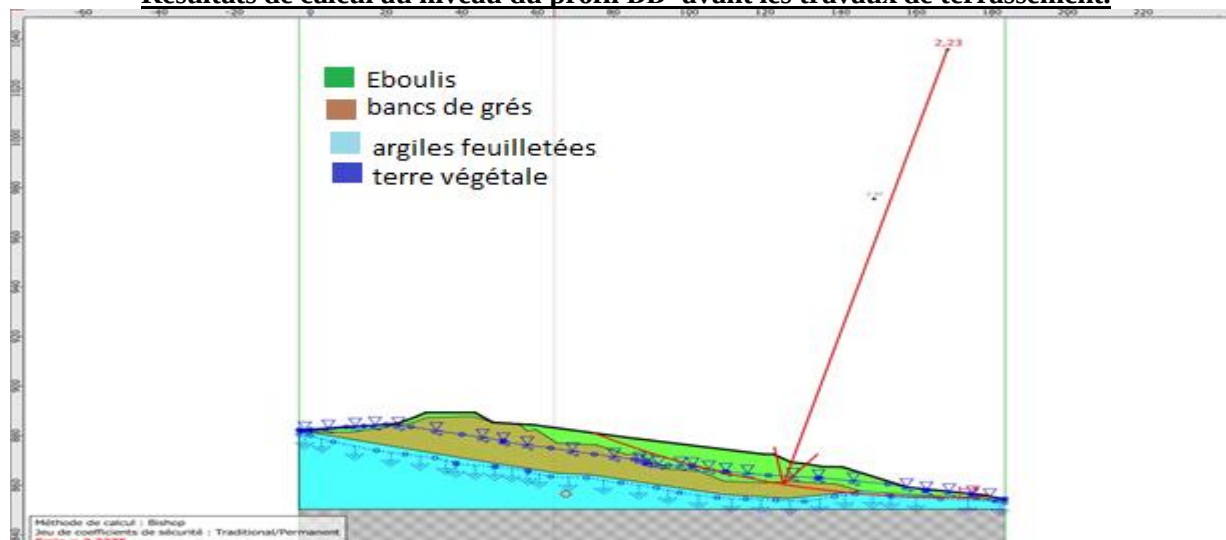
Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil AA' avant tous travaux de terrassement était stable, le coefficient de sécurité est égal à $1.76 > 1.5$.

Résultats de calcul au niveau du profil AA' après les travaux de terrassement

V- Figure 10 : Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée.

Commentaire sur le résultat :

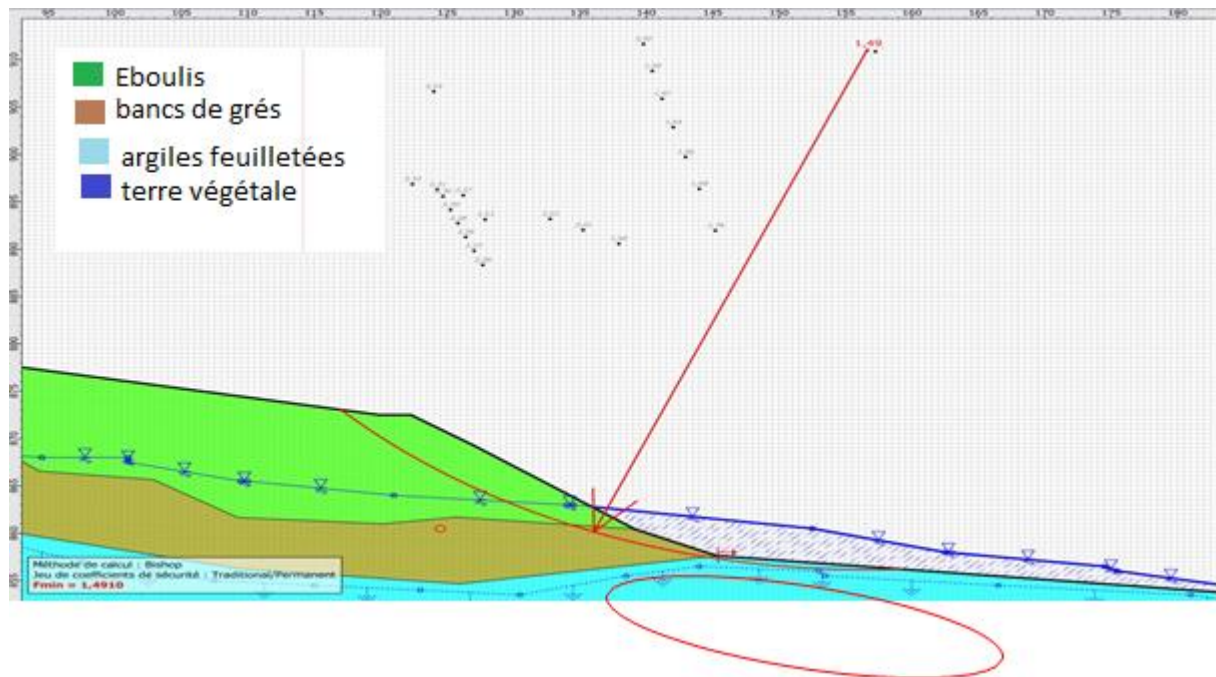
Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil AA' devient instable après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée. Le coefficient de sécurité baisse de 1.76 à $1.19 < 1.50$.

Résultats de calcul au niveau du profil BB' avant les travaux de terrassement.

V- Figure 11 : Résultat de calcul de la stabilité du site avant tous travaux.

Commentaire sur le résultat :

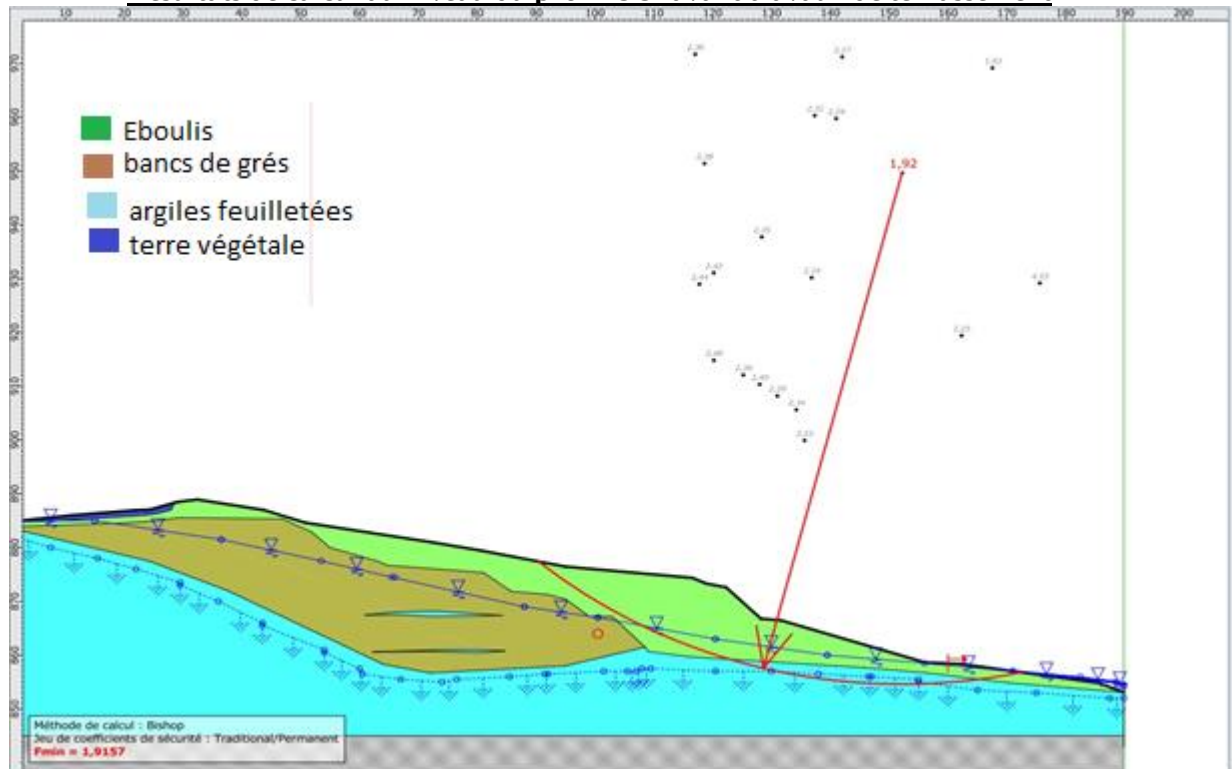
Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil BB' avant tous travaux de terrassement était stable, le coefficient de sécurité est égal à $02.23 > 1.5$.

Résultats de calcul au niveau du profil BB' après les travaux de terrassement

V- Figure 12 : Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée.

Commentaire sur le résultat :

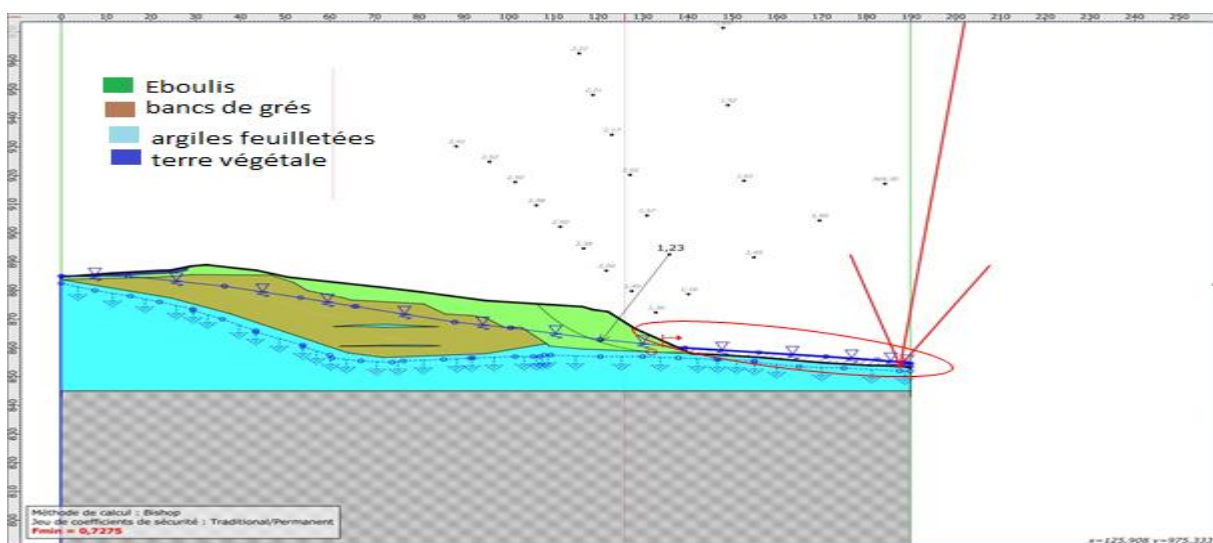
Le résultat montre que la suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée cause une baisse importante du coefficient de sécurité, il passe de 2.23 à 1.49. Le versant naturel après suppression d'une partie du terrain à l'endroit de la coupe BB' est peut-être supposé stable. Toutefois, cette stabilité est relative, car elle dépend de la stabilité des autres profils. En effet, l'instabilité des autres profils (à l'exemple du profil AA') peut provoquer l'instabilité de ce profil et par la suite l'ensemble du versant.

Résultats de calcul au niveau du profil CC' avant travaux de terrassement

V- Figure 13 : Résultat de calcul de la stabilité du site avant les travaux.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil CC' avant tous travaux de terrassement était stable, le coefficient de sécurité est égal à $1.92 > 1.5$.

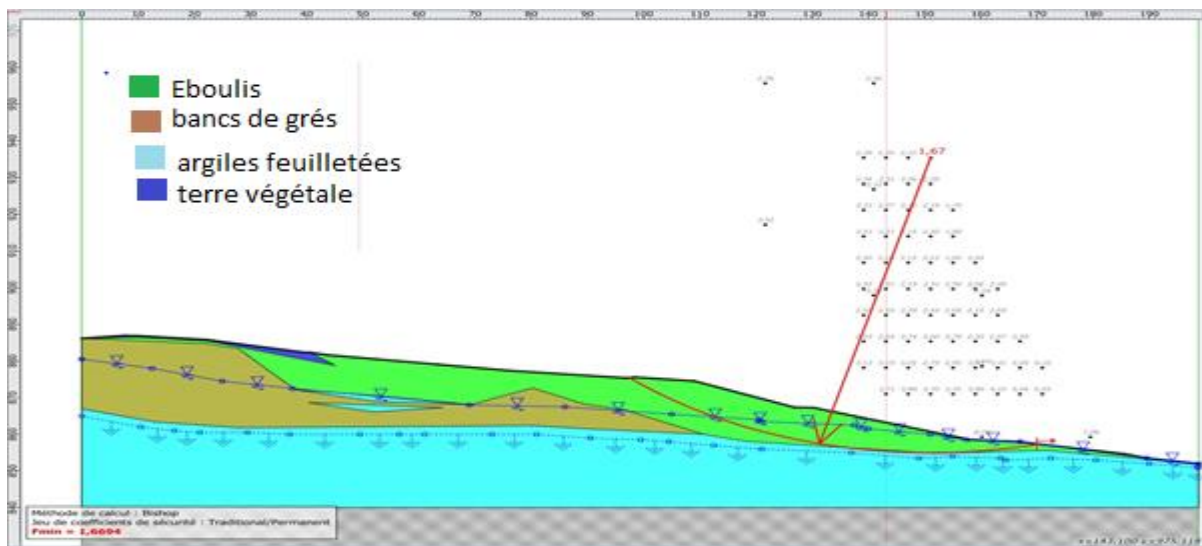
Résultats de calcul au niveau du profil CC' après les travaux de terrassement

V- Figure 14 : Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil CC' devient instable après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée, le coefficient de sécurité passe de 1.92 à $1.23 < 1.50$.

Résultats de calcul au niveau du profil EE' avant travaux de terrassement

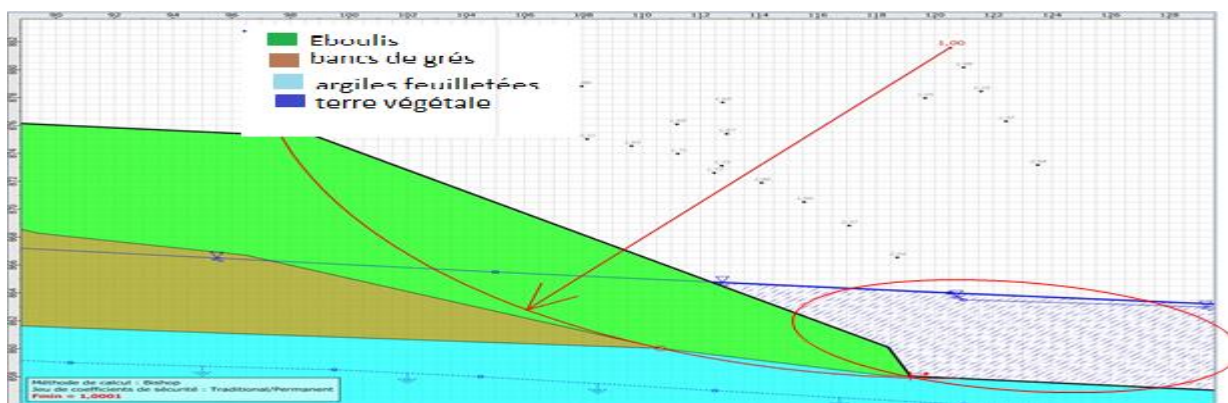


V- Figure 15 : résultat de calcul de la stabilité du site avant les travaux.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil EE' avant tous travaux de terrassement était stable, le coefficient de sécurité est égal à 01.67 > 1.5 .

Résultats de calcul au niveau du profil EE' après les travaux de terrassement

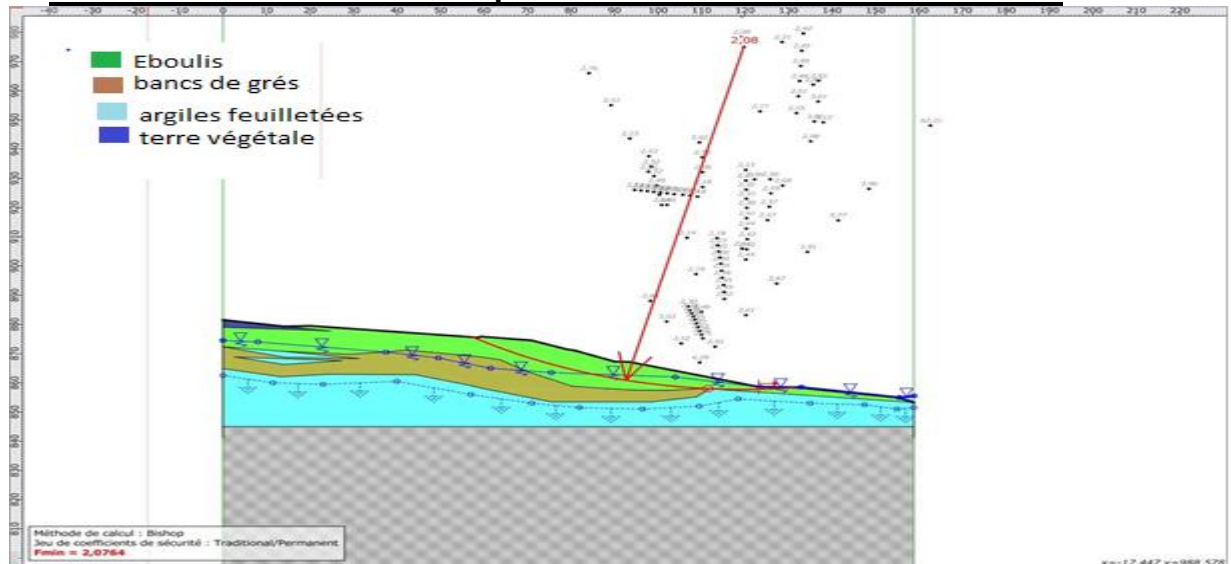


V- Figure 16 : Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil EE' devient instable après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée, le coefficient de sécurité baisse de 1.67 à $1.00 < 1.50$.

Résultats de calcul au niveau du profil HH' avant travaux de terrassement

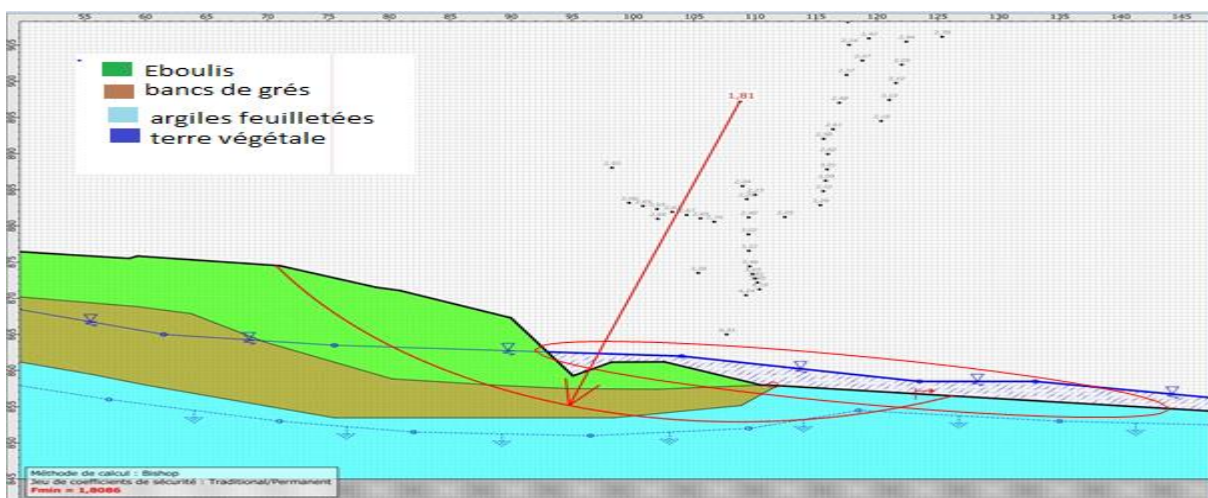


V- Figure 17 : résultat de calcul de la stabilité du versant.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil HH' avant tous travaux de terrassement était stable, le coefficient de sécurité est égal à 02.08 > 1.5.

Résultats de calcul au niveau du profil HH' après les travaux de terrassement



V- Figure 18: Résultats de calcul de la stabilité du versant après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée.

Commentaire sur le résultat :

Le résultat montre que le versant naturel au niveau du profil HH' après suppression d'une partie du terrain qui est supposée représenter la partie du terrain terrassée est stable, le coefficient de sécurité reste quasi inchangé par rapport au coefficient de sécurité avant les terrassements (coefficient de sécurité égal à 2.08). Comme pour les profils précédents cette stabilité est relative, car elle dépend de la stabilité des autres profils. En effet, l'instabilité des autres profils (à l'exemple des profils AA' et BB') peut provoquer l'instabilité de ce profil et par la suite l'ensemble du versant.

V.2.3 Analyse des résultats des profils

L'analyse des différents résultats de calculs montre que le versant naturel était stable initialement et confirme notre hypothèse décrite précédemment relative à l'origine des instabilités observées en 2015 qui est la suppression de la butée (par des travaux de terrassement) en bas de ce versant naturel. Contrairement à ce qui a été observé réellement sur site ; l'analyse de l'allure des cercles de glissement des différents profils montre que le glissement concerne uniquement la partie basse du talus, ceci est peut-être expliqué par le fait que l'apparition du premier glissement en bas de talus (suite la suppression de la butée en bas de talus par les travaux de terrassement) conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers le haut de talus. La détermination avec exactitude de la profondeur du glissement reste délicate, toutefois nous pensons que les couches glissées sont de nature ; éboulis et grès fracturé, cette hypothèse est déjà confirmée par les résultats de calcul de stabilité des différents profils (voir la profondeur du cercle de glissement sur les différentes figures présentées précédemment).

V.3 Solution de stabilisation du talus de pente

Les formations lithologiques en profondeur du site objet de cette étude de stabilité sont respectivement à partir de la surface du terrain, une couche d'éboulis, suivie par une couche de grès fracturé par endroit, et en profondeur une couche d'argiles feuilletées qui constitue le substratum du site. La formation de nature grès fracturé par sa nature perméable permet des venues d'eaux vers le talus de pente descente Sud-Nord, nous pensons que ces eaux s'écoulent à partir du côté Sud-Ouest du site vers le talus.

Vu la nature du terrain et les instabilités qui s'est manifestées sur le talus, il est décidé de recourir à la solution de stabilisation par adoucissement de pente de talus. Cette solution de stabilisation nous semble la plus avantageuse, parce qu'elle est économique et elle permet de purger les matériaux instables qui sont déjà mis en mouvement. Le recours au drainage profond du massif n'est pas efficace, parce que la couche de grès fracturé est déjà une couche drainante et insensible à l'eau.

Le recours au soutènement des matériaux qui se sont déjà mis en mouvement nécessite la construction d'un ouvrage de soutènement de grande hauteur qui doit être fondé sur des fondations profondes, cette solution est onéreuse et son efficacité reste discutable vue la quantité importante des matériaux à soutenir. Le recours à des inclusions rigides (pieux à forte inertie) est peut-être aussi une solution efficace mais elle est très onéreuse et nécessite d'être réalisée par une entreprise spécialisée.

V.3.1 Solution d'adoucissement de la pente du talus de pente

La solution d'adoucissement de la pente consiste à chercher l'angle du talus maximal au-dessous duquel le talus est jugé stable.

Vue l'hétérogénéité et l'étendu du terrain, plusieurs profils ont été pris pour évaluer leurs stabilités pour différents angle d'inclinaison du talus. La géométrie de ces profils a été déterminée sur la base du levé topographique, Il est à noter que l'adoucissement de la pente du talus de pente descente Sud-Nord peut engendrer une déstabilisation de la partie du terrain située sur le côté Ouest de ce talus.

La désignation, les coordonnées et la lithologie de ces profils sont :

1/ Profil AA' : constitué par la coupe AA' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608917.0333, 4077914.7876) et (608871.4062, 4078083.6554). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage préssiométrique SP 01 qui se trouve à une distance de 18.52 m de la coupe AA',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 06 qui se trouve à une distance de 2.72 m de la coupe AA',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 2.16 m de la coupe AA',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 36.26 m de la coupe AA'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

2/ Profil BB' : constitué par la coupe BB' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608853.0623, 4078085.659) et (608900.5084, 4077906.7694). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage préssiométrique SP 01 qui se trouve à une distance de 0.68 m de la coupe BB',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 01 déterminé par interpolation entre les sondages carottés SC 05 et SC 06 et qui se trouve sur la coupe BB',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 19.62 m par rapport à la coupe BB',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 17.94 m par rapport à la coupe BB'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

3/ Profil CC' : constitué par la coupe CC' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608834.0198, 4078088.9314) et (608885.108, 4077895.5787). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 02 qui se trouve à une distance de 0.27 m de la coupe CC',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 07 déterminé par interpolation entre le sondage préssiométrique SP 01 et le sondage carotté SCC 01 et qui se trouve sur la coupe CC',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 05 qui se trouve à une distance de 6.63 m de la coupe CC',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve sur la coupe CC'.

Note : que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation

visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

4/ Profil DD' : constitué par la coupe DD' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608834.0198, 4078088.9314) et (608885.108, 4077895.5787). La lithologique et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage préssiométrique SP 01 qui se trouve à une distance de 27.15 m de la coupe DD',

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 01 qui se trouve à une distance de 70 m de la coupe DD',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 27.24 m de la coupe DD',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 21.14 m de la coupe DD',

Note : que ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

5/ Profil EE' : constitué par la coupe EE' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608822.1185, 4078090.6947) et (608839.3545, 4077891.7035). La lithologique et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 01 qui se trouve à une distance de 0.76 m de la coupe EE',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 07 qui se trouve à une distance de 9.67 m de la coupe EE',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 02 déterminé par interpolation entre les sondages carottés SC 04 et SC 05 et qui se trouve sur la coupe EE'',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 12.46 m de la coupe EE'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des

informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifiée par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basée sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

6/ Profil GG' : constitué par la coupe GG' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608826.1796, 4077895.1534) et (608907.3956, 4078077.1365). La lithologie et la succession des formations géologiques de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 01 qui se trouve à une distance de 0.81 m de la coupe GG',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 05 qui se trouve à une distance de 01.99 m de la coupe GG',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 0.77 m de la coupe GG'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifiée par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basée sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

7/ Profil KK' : constitué par la coupe KK' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608865.5854, 4077900.6614) et (608888.3456, 4078080.0812). La lithologie et la succession des formations géologiques de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 04 déterminé par interpolation entre les sondages carottés SCC 01 et SCC 02 et qui se trouve sur la coupe KK'

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 05 déterminé par interpolation entre les sondages SP 01 et SCC 02 et qui se trouve sur la coupe KK'

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 04.65 m de la coupe KK',

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface reste non identifiée par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basée sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

8/ Profil LL' : constitué par la coupe LL' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608831.2783, 4077896.6506) et (608876.5923, 4078083.373). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 01 qui se trouve à une distance de 0.76 m de la coupe LL',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 05 qui se trouve à une distance de 08.42 m de la coupe LL',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 21.98 m de la coupe LL'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

9/ Profil MM' : constitué par la coupe MM' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608881.4878, 4077895.7402) et (608909.311, 4078078.6122). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 02 qui se trouve sur la coupe MM',

La coupe lithologique du sondage carotté SP 01 qui se trouve à une distance de 0.84 m de la coupe MM',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 06 qui se trouve à une distance de 01.56 m de la coupe MM'.

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 15.15 m de la coupe MM'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

10/ Profil NN' : constitué par la coupe NN' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) =

(608885.9974, 4077894.8237) et (608813.7135, 4078093.3175). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 02 qui se trouve sur la coupe NN',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 06 déterminé par interpolation entre les sondages SP 01 et SCC 01 et qui se trouve sur la coupe NN'

La coupe lithologique du sondage carotté SC 05 qui se trouve sur la coupe NN',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 17.20 m de la coupe NN'.

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

11/ Profil ZZ' : constitué par la coupe ZZ' (une ligne droite) de coordonnées (X, Y) = (608862.7718, 4077901.764) et (608869.8112, 4078083.8761). La lithologie et la succession des formations géologique de ce profil ont été estimées en se basant sur :

La coupe lithologique du sondage carotté SCC 02 qui se trouve à une distance de 20 m de la coupe ZZ',

La coupe lithologique du sondage fictif intermédiaire désigné SI 08 déterminé par interpolation entre les sondages SP 01 et SCC 01 et qui se trouve sur la coupe ZZ',

La coupe lithologique du sondage carotté SC 03 qui se trouve à une distance de 19.26 m de la coupe ZZ'.

La coupe lithologique du sondage carotté SC 02 qui se trouve à une distance de 34.67 m de la coupe ZZ',

Note : ces sondages ont été réalisés après le glissement de terrain, donc la précision des informations fournis par ces sondages reste relative. Aussi, la lithologie de ce profil en surface restenon identifier par les sondages, à cet effet, la détermination de cette lithologie s'est basé sur l'observation visuelle sur site et il a été supposée de nature éboulis.

L'évaluation de la stabilité du site avant tous travaux de terrassement et en cours des travaux (Les

travaux de terrassement de 2015) a été effectué sur la base des hypothèses suivantes

V.3.2 Hypothèses de calcul

- A partir d'une certaine profondeur, la couche des argiles feuilletées est supposée le substratum.

- Les caractéristiques mécaniques (angle de frottement et cohésion) à considérer sont les caractéristiques consolidées drainées (CD).

- Les caractéristiques mécaniques prises pour le calcul sont :

La densité apparente des argiles feuilletées = 20.9 KN/m³.

L'angle de frottement des argiles feuilletées = 22°.

La cohésion des argiles feuilletées = 15 KPa.

La densité apparente du grès = 22.3 KN/m³.

L'angle de frottement du grès = 40°.

La cohésion du grès = 100 KPa.

La densité apparente du grès fracturé = 22.3 KN/m³.

L'angle de frottement du grès fracturé = 40°.

La cohésion du grès fracturé = 0 KPa.

La densité apparente des éboulis = 19 KN/m³.

L'angle de frottement des éboulis = 25°.

La cohésion des éboulis = 10 KPa.

La densité apparente de la terre végétale = 16 KN/m³.

L'angle de frottement de la terre végétale = 5°.

La cohésion de la terre végétale = 5 KPa.

- On a considéré une surcharge de 65 KPa sur les bermes du talus.

- D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la région d'Iflissen est

classées zone « II a ». L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont $a_h / g = \pm 0,1$ pour la composante horizontale et $a_v / g = \pm 0,03$ pour la composante verticale.

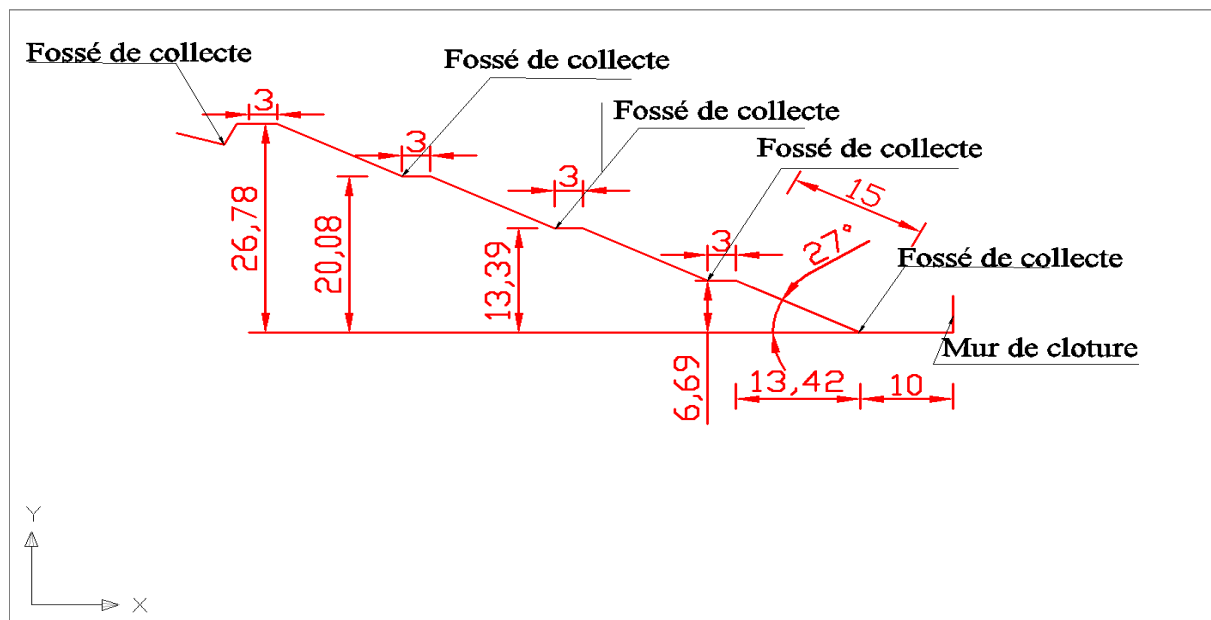
- La méthode utilisée est celle du calcul à la rupture circulaire de Bishop, le coefficient de sécurité s'exprime : $F_{bish} = \text{moment résistant} / \text{moment moteur}$

- Le coefficient de sécurité minimum (Γ_{min}) pour la situation normale (permanente) est égal à 1.5 et pour la situation accidentelle égale à 1.

V.3.3 Résultats de calcul de l'étude de stabilité du talus

Les dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée :

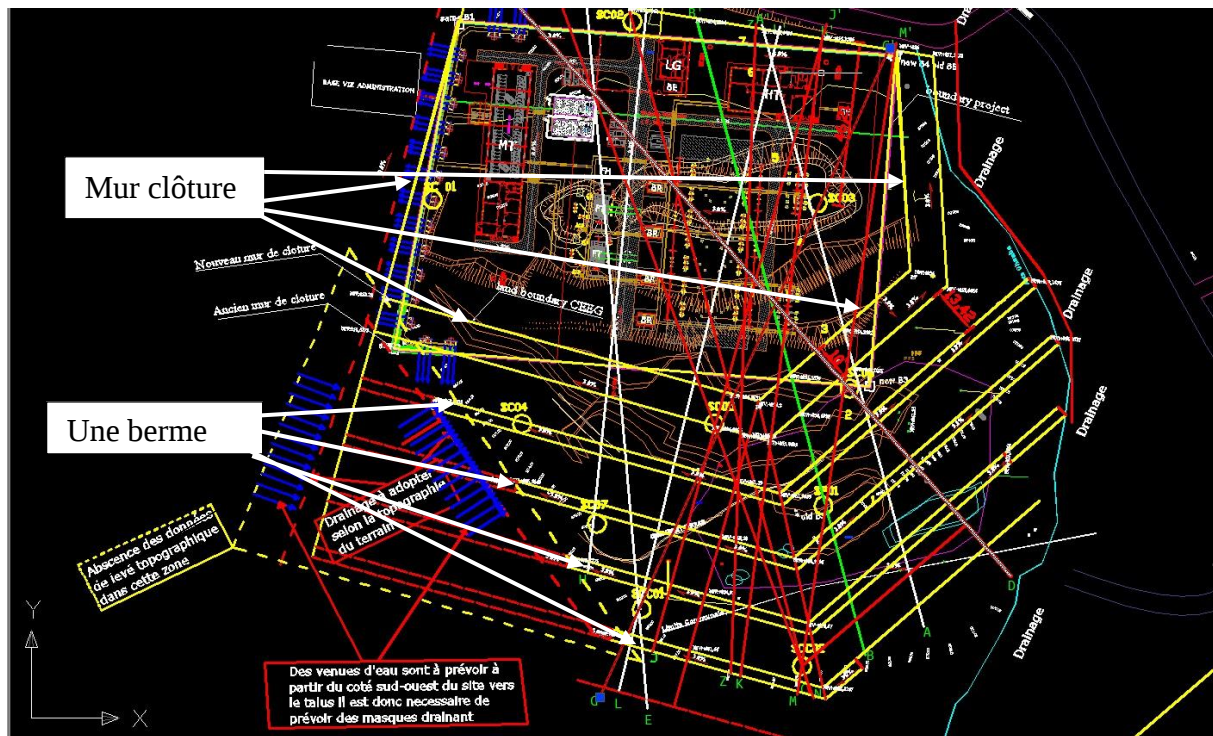
Les dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée sont présentés sur la figure ci-dessous (voir aussi la figure montrant la vue en plan de l'implantation des bermes et mur clôture). Les bermes de cette conception sont parallèles aux parties P2'P3', P3'P4' et P4'P5' (voir limites du mur clôture présentées sur le tableau ci-dessous) du mur clôture du poste électrique.



V- Figure 19 : Dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée.

V- Tableau 1 : limite du mur clôture du poste électrique.

Points	Coordonnées UTM des points (m)		
	X	Y	Z
P1'	608789.912	4078095.936	852.28
P2'	608909.539	4078076.468	856
P3'	608913.182	4078014.848	856
P4'	608870.652	4077978.110	855.2
P5'	608765.506	4078007.227	852.28



V- Figure 20 : Vue en plan de l'implantation des bermes et limites du mur clôture par covadis.

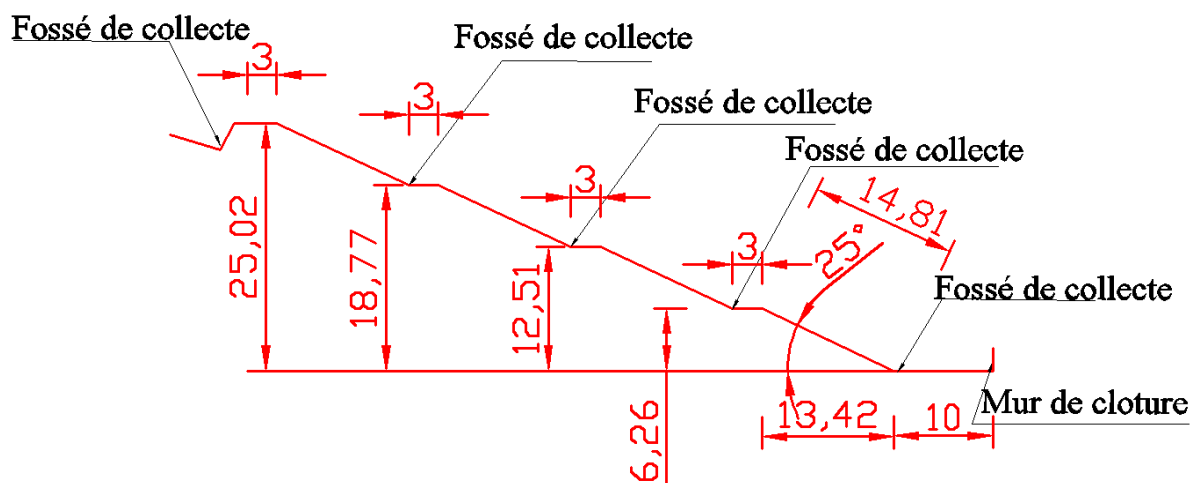
Résultats de calcul de l'étude de stabilité du talus de pente (voir résultats de calcul en annexe)

V-tableau 2 : Le coefficient de sécurité minimum ($\Gamma_{\min}$) pour la conception d'adoucissement de pente proposée.

Coupes	Le coefficient de sécurité minimum ($\Gamma_{\min}$)	
	Situation normale	Situation accidentelle
Coupe AA'	1.65	1.20
Coupe BB'	1.54	1.21
Coupe CC'	3.20	1.09
Coupe DD'	1.47	1.19
Coupe EE'	1.52	1.21
Coupe GG'	1.56	1.22
Coupe LL'	1.52	1.18
Coupe MM'	1.79	1.38
Coupe NN'	1.58	1.12
Coupe ZZ'	1.40	1.13

Commentaire

Le talus à l'endroit du profil DD' est considéré comme instable ($\Gamma_{\min}=1.47<1.5$), la pente du talus nécessite d'être encore adouci. Le nouvel angle à prendre pour les calculs est 25° , l'implantation des bermes reste inchangée. Le résultat de calcul donne une valeur du coefficient de sécurité égale à 1.51 en situation normale et 1.51 en situation accidentelle.



V- Figure 21: Dimensions et forme du profil transversal perpendiculaire aux bermes de la conception d'adoucissement de pente proposée et délicate.

V- Tableau : Le coefficient de sécurité minimum ($\Gamma_{\min}$) pour situation normale et accidentelle.

Coupes	Le coefficient de sécurité minimum ($\Gamma_{\min}$)	
	Situation normale	Situation accidentelle
Coupe DD'	1.54	1.24
Coupe ZZ'	1.51	1.51

V.4 Conclusion

Les résultats obtenus montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus même dans le cas sismique.

Le talus objet de cette étude de stabilité est caractérisé par un relief escarpé et instable par endroit avec une pente orientée dans le sens Sud-Nord. Ce talus a déjà fait l'objet des travaux de terrassement.

La solution retenue consiste à adoucir la pente du talus, l'angle maximal en dessous duquel le talus de pente descente Sud-Nord est supposé stable est égal à 25° .

Pour éviter toutes instabilité du talus de pente descente Sud-Nord ; les travaux de terrassement d'adoucissement de pente de celui-ci doivent impérativement être débutés à partir de sa partie haute.

- l'adoucissement de la pente du talus de pente descente Sud-Nord peut engendrer une déstabilisation de la partie du terrain située sur le côté Ouest de ce talus.

- Il est nécessaire de mettre en place des masques drainant sur le côté Sud-Ouest (c'est le côté à partir duquel les eaux sont supposées venir vers le talus) du talus afin de prévenir au risque d'érosion souterraine. Il est aussi nécessaire de prévoir un système de drainage des eaux de source.

- Il est nécessaire de prévoir des fossés de collecte des eaux des précipitations sur les bermes en crête et en bas de talus, et de drainer ces eaux en dehors du talus. Il est aussi nécessaire de prévoir un système de drainage adéquat afin d'éviter toutes venues des eaux d'affluents vers le talus.

- Il est recommandé de planter des arbustes sur le talus en pente pour renforcer sa stabilité et pour protéger son sol de surface contre l'érosion superficielle.



CONCLUSION GÉNÉRALE



CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise de logiciel pour d'adopter un confortement à la série des glissements de terrain dans la commune d'IFLISSEN Daïra de TIGZIRT Wilaya de TIZI OUZOU.

En premier lieu nous avons analysé les glissements pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel COVADIS 2008 et qui a permis de localiser la surface du glissement.

En proposant une solution la plus adéquate, nous avons pu en tirer un système de confortement efficace pour résoudre le problème avec la proposition de massif renforcé par géogrille.

L'analyse des variantes a été faite par le logiciel (TALREN V5), un programme qui utilise la méthode de bishop pour faire une analyse de stabilité.

Enfin on pourra dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.



RÉFÉRENCE



Les thèses :

[1] : BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. .Pages bleues

[6] : COLAS (G.) et PILOT (G.). – Description et classification des glissements de terrain.

[3] : G.FILLAT, glissement de terrain

[4] : RAT (M.). (1975). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256.

[5] : CFMS. (1995). – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles.

[2] : (Source : RPA 99).

[8]. LARIBI Abdellah, 2015. Approche pluridisciplinaire pour l'étude et la modélisation des versants instables -cas de glissement d'el biar, Alger,thèse de doctorat, faculté génie civil. Ecole national polytechnique.

[7] : BOUDJELAL M , ALIOUA R. Etude et confortement d'un glissement de terrain, faculté des sciences de l'ingénieur université de boumerdès , (2020).

[8] : IDINARENE L . Etude d'une réactivation du Glissement du terrain , faculté des sciences de l'ingénieur université de boumerdès (2019) .

Logiciel utilisé :

COVADIS 2007

Talren V5

les documents utilisés :

- cartes géologiques
- Manuelle d'utilisation de Covadis
- Manuelle d'utilisation de TALREN
- Les cours de stabilité de talus (MASTER 1, FT UMBB)
- données topographique de terrain
- Rapport de sol (LCTP)



ANNEXES



Sondage carotté 01 (SC 01)

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS														
Projet : Etude de stabilité du talus sud-nord de la plateforme électrique de 60/30 KV IFD 8361 N° : 31.20.0033 Endroit : Sondage : SC01														
Date début : 01.09.2020 Date fin : 08.09.2020 Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) : 11			Coordonnées GPS: X : 608844 Y : 4077911 Z :			Boue de forage : EAU Type forage : Carotté Foreuse : TEREDO			Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☐ Perdu ☐ Carotte ☐					
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou ROD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
	0.00											Terre végétale		
	-4.80											Epoules constitué de blocs de grès emballées dans une matrice argileuse		
2.5	1.50		57 %						8.50				- Rc	
5.0			57 %						11.50			Bancs de grès très fracturés de couleur jaune avec une intercalation de lit d'argile feuilletés de couleur grisâtre entre 8.50-9.00 et 11.50-12.00	- Rc	
7.5			57 %											
10.0			57 %											
12.5			57 %											
15.0			57 %											
17.5			57 %											
20.0			57 %											
22.5	-23.00		57 %											
25.0	23.00		57 %											
27.5			57 %											
30.0			57 %											
32.5			57 %											
35.0			57 %											
37.5			57 %											
40.0	-40.00		100 %											
42.5	40.00													
Fin du forage à une profondeur de 40 m.														
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (g, cm³) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par : M.C						Vérifié par : A.M						25/10/2020	Page : 1 de 1	



00.00 - 07.50 m



07.50 - 15.00 m



15.00 - 24.00 m



24.00-31.50 m



31.50-40.00 m

Sondage carotté 02 (SC02)

 المخبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS													
Projet : Etude de stabilité du talus sud-nord de la plateforme électrique de 60/30 KV IFD 836 N° : 31.20.0033 Endroit : Sondage : SC02													
Date début : 25.09.2020 Date fin : 30.09.2020 Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) : 3,15		Coordonnées GPS: X : 608889 Y : 4077895 Z :		Boue de forage : EAU Type forage : Carotté Foreuse : TEREDO		Etat des échantillons : Intact  Remanié  Perdu  Carotte 							
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00	71.80	0.00	25 50 75 100									terre végétale	
1.00	71.80	1.00										Eboulis constitué de blocs de grès emballés dans une matrice argileuse	
2.00			33 %										PV - AG - S - L - W - AC - OED
4.00			33 %										PV - AG - S - L - W - CIS - Rc
6.00			33 %										
8.00			33 %										
10.00			33 %										
12.00			33 %										
14.00			33 %										
16.00			33 %										
18.00			33 %										
20.00			33 %										
22.00			33 %										
24.00			33 %										
26.00			33 %										
28.00			33 %										
30.00			33 %										
32.00													
34.00													
Fin du forage à une profondeur de 30 m.													
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Aterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gs, Gm) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : M.C					Vérifié par : A.M					25/10/2020		Page : 1 de 1	



00.00-06.00 m



06.00-13.50 m



13.50-21.00 m

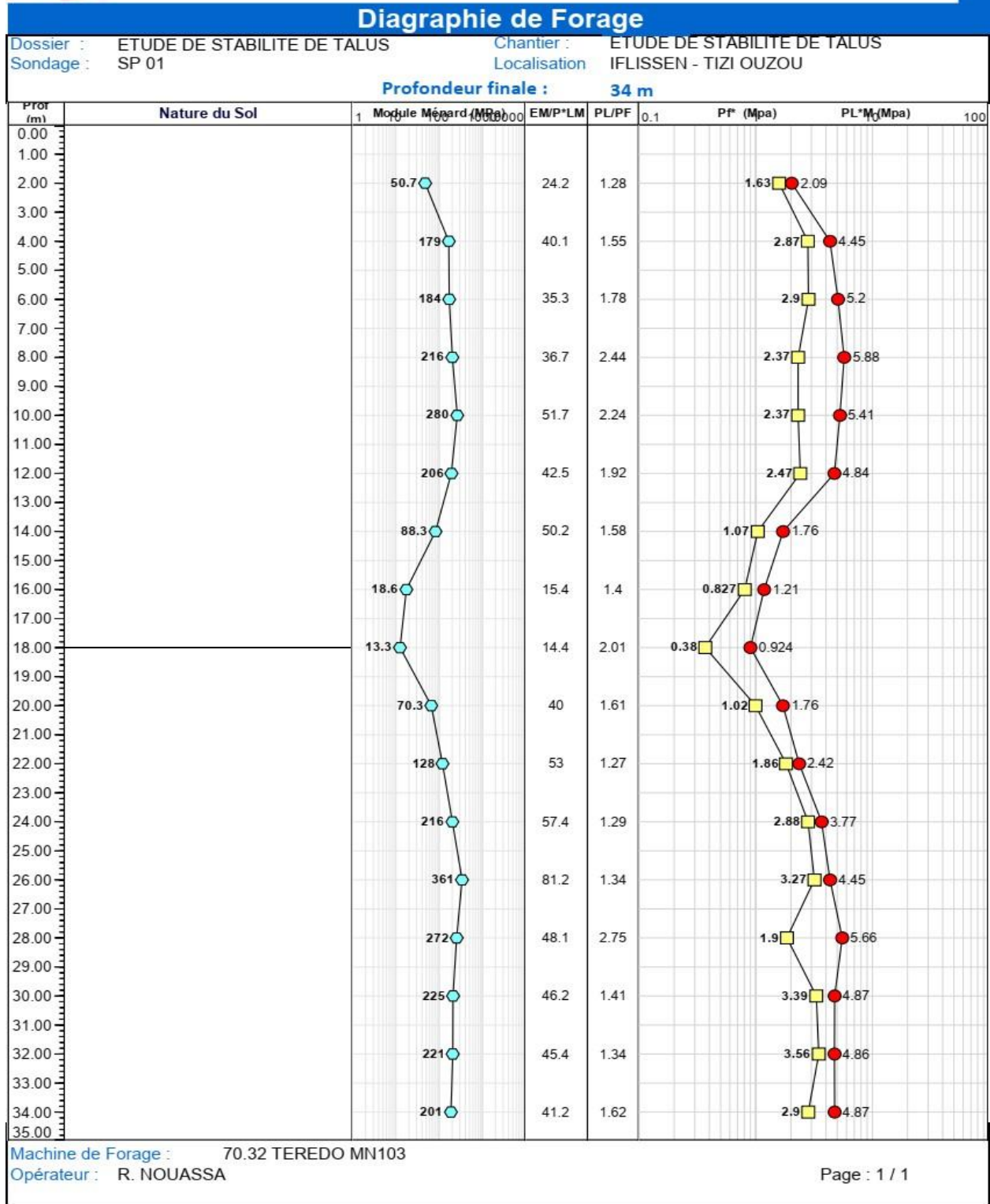


21.00-27.00 m



27.00-30.00m

Résultat des essais pressiométrique



Apogee - GeoVision® 4.1.1.6

COMMENTAIRES
PLMR = 4.519 MPa PLMDH = 4.487 MPa

SITE	Dossier	ETUDE DE STABILITE
	Pays	ALGERIE
	Nom du chantier	ETUDE DE STABILITE
	Localisation / ref. Plan	IFLISSEN - TIZI OUZOU
	Forane	SP.01

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE			TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE		
	Reference	60-got		Type	Coaleste Jumeste	X	Liquide	Eau	Reference	ET-SP 01
	Longueur		Galne				Densite γ_{liq}	1,00	Pression d'etalonnage p_0 (MPa)	0,243
	210 mm	X	Caoutchouc	Longueur totale (m)			Nature	Azote	CALIBRAGE	
	375 mm		Structure renforcee	X	50,00		Compressibilite k_g (m ⁻¹)	0,00016	Reference	CA-SP 01
	Type		Structure metalique		CARACTERISTIQUES MEMBRANE					
	E		Lamelles metaliques	Reference fournisseur					Diametre interieur du tube d_i (mm)	66,0
	G	X	Tube fendu	Etalonnage p_0 (MPa)			0,050		Coefficient de calibrage α (cm ³ /MPa)	3,233
									Volume de la sonde V_0 (cm ³)	501,6

ESSAI	Reference de l'essai	SP01-6M
	Date et heure	18/10/2020
	Unité de contrôle (CPV)	1080
	Enregistreur	
	Opérateur(s)	BOUREZG
	Pression différentielle	-0,030
	Observations (temps, etc)	

[illegible]

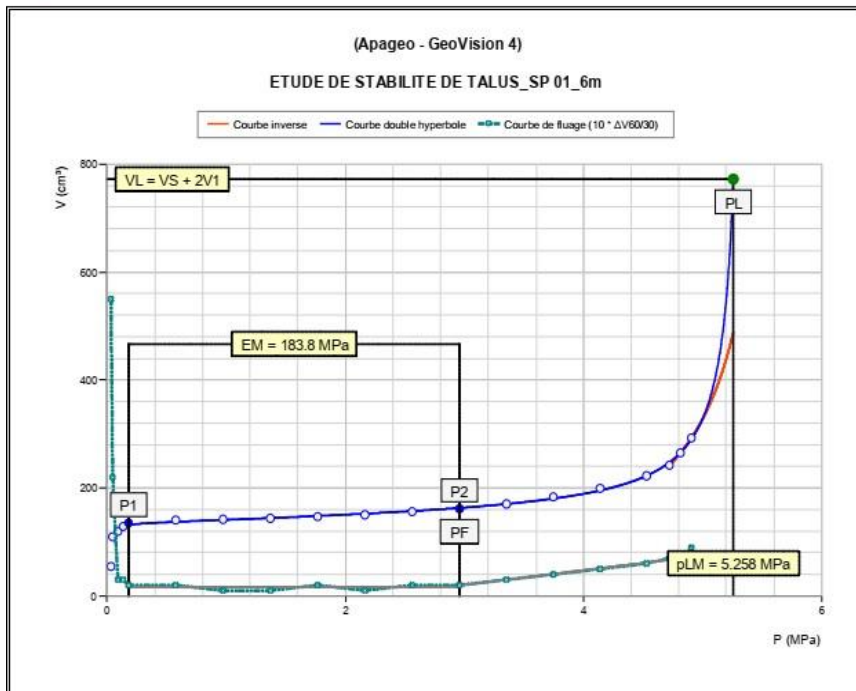
NIVEAUX	Système de nivellement NGF		Cotes absolues	Cotes relatives
				
		Z_C		+ 1,00
		Z_N		0 (tête de forage)
		Z_W		-
		Z_S		- 6,00

FORAGE	Système de localisation	X =	
		Y =	
	Atelier de forage	70.32	
	Méthode de forage	CAR	
	(substantiation du tableau C)		
	Outil de forage	Type	Cour_D
		diamètre (mm)	62
	Niveau pied de tubage (m)		
	Fluide d'injection		
Passer de forage	de ... (m)	5	
	à ... (m)	10	
	Terminée à		

UNITES	Hauteurs	mètre	m
	Temps	seconde	s
	Volumes	centimètre cube	cm ³
	Pressions	Mégapascal	MPa

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARI

Dossier	ETUDE DE STA
Référence de l'essai	SP01-6M
Nom du chantier	ETUDE DE STA
Forage	SP 01
Profondeur de l'essai	6.00



RESULTATS CALCULES NORMATIFS		
σ_{ts}	(MPa)	0,054
p_1	(MPa)	0,179
p_2	(MPa)	2,957
p_3	(MPa)	2,957
p_{m1}	(MPa)	5,258
p_{m2}	(MPa)	5,204
E_{ij}	(MPa)	183,770
E_u / p_m		34,900
E_u / p_{m1}		35,300

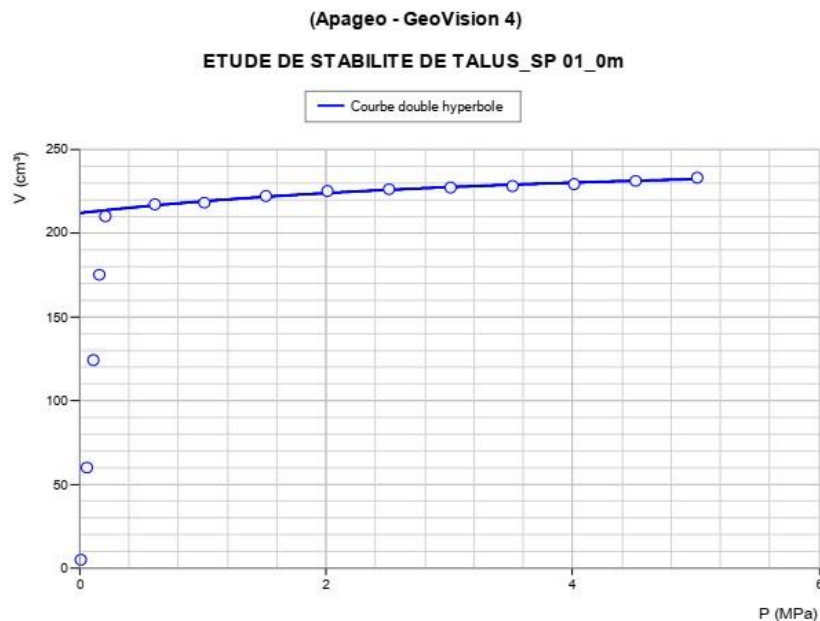
PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
volumes inverses	A	-3,89E-03
	B	2,25E-02
double hyperbole		
	A1	1,22E+02
	A2	4,04E+00
	A3	6,08E-01
	A4	6,68E+01
A5	2,30E-02	
A6	5,38E+00	
Erreur (moyenne (cm))		2,17E+00

COMMENTAIRES
PLMR = 5.451 MPa PLMDH = 5.258 MPa

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULURES ET FLUIDES				
	Référence	60-gct	Type	Coaxiale	Liquide	Nature	Eau
	Longueur	Gaine		Jumelée		X	Densité γ_{flu}
	210 mm	X	Caoutchouc	Longueur totale (m)	Gaz	Nature	Azote
	370 mm		Structure renforcée			X	50,00
	Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				
	E	Lamelles métalliques	Référence fournisseur				
	G	X	Tube fendu	Etalonnage p_m (MPa)	0,050		

ESSAI	Référence de l'essai	CA-SP 01
	Date et heure	18/10/2020
	Unité de contrôle (CPV)	1080
	Enregistreur	
	Opérateur(s)	BOUREZG
	Pression différentielle	-0,100
Hauteur CPV / sonde		1,00
Observations		

Palier	Pressions	Volumes
0	0,000	0,000
1	0,000	5,000
2	0,050	80,000
3	0,100	124,000
4	0,150	175,000
5	0,200	210,000
6	0,600	217,000
7	1,000	218,000
8	1,500	222,000
9	2,000	225,000
10	2,500	226,000
11	3,000	227,000
12	3,500	228,000
13	4,000	229,000
14	4,500	231,000
15	5,000	233,000
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		



REGRESSION LINEAIRE	REGRESSION HYPERBOLIQUE	COMMENTAIRES
$V = V_c + a.p$	$V = U_1 + U_2.p + \frac{U_3}{U_5 - p}$	
$V_c = 216,823$ $a = 3,233$	$U_1 = 2,56E+02$ $U_2 = -4,08E-01$ $U_3 = 2,23E+02$ $U_5 = -5,00E+00$	
VOLUME SONDE		
Diamètre intérieur du tube d_i (mm) = 66,0		
Volume de la sonde V_s (cm³) = 501,6		

Numéro de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux				Paramètres complémentaires				Paramètres annexes			Références de l'essai				Conditions de l'essai							
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	p ₁ (MPa)	p _{lim} (MPa)	E _{ul} (MPa)	E _{el} élastique (MPa)	σ _{lim} (MPa)	p _{lim} (MPa)	E/p _{lim}	E/p _{lim}	E _{max} (Mpa)	p ₁ (Mpa)	p ₂ (Mpa)	Référence de l'essai	Référence du calibrage	Référence de l'étalonnage	Date et heure	Méthode de forage	Type de sonde	No de points mesurés	p _{max} (MPa)	V _{max} (cm³)	P différentielle utilisée	P différentielle théorique	
1	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	2,00	1,65	2,11	50,7	50,7	0,018	2,08	24,0	24,2	71,6	0,11	0,70	SP01-2M	CA-SP 01	ET-SP 01	18/10/2020	CAR	60-gct	17	2,20	677,0	-0,070	-0,095	
2	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	4,00	2,90	4,48	178,6	178,6	0,036	4,45	39,8	40,1	5265117,9	0,13	1,72	SP01-4M	CA-SP 01	ET-SP 01	18/10/2020	CAR	60-gct	19	4,50	700,0	-0,050	-0,075	
3	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	6,00	2,96	5,26	183,8	183,8	0,054	5,20	34,9	35,3	195,2	0,18	2,96	SP01-6M	CA-SP 01	ET-SP 01	18/10/2020	CAR	60-gct	19	5,00	313,0	-0,030	-0,055	
4	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	8,00	2,44	5,85	216,0	216,0	0,072	5,88	36,3	36,7	189,0	0,15	2,44	SP01-8M	CA-SP 01	ET-SP 01	18/10/2020	CAR	60-gct	15	5,00	345,0	-0,010	-0,035	
5	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	10,00	2,46	5,50	280,0	280,0	0,090	5,41	50,9	51,7	201,2	0,56	2,46	SP01-10M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	15	5,00	347,0	0,010	-0,015	
6	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	12,00	2,58	4,95	205,9	205,9	0,108	4,84	41,6	42,5	6952125,1	0,59	2,58	SP01-12M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	18	5,00	377,0	0,030	0,005	
7	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	14,00	1,20	1,89	88,3	88,3	0,126	1,76	46,8	50,2	68467,7	0,22	0,81	SP01-14M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	17	1,80	655,0	0,050	0,025	
8	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	16,00	0,97	1,36	18,6	18,6	0,144	1,21	13,7	15,4	14,4	0,23	0,52	SP01-16M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	16	1,25	665,0	0,070	0,045	
9	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	18,00	0,54	1,09	13,3	13,3	0,162	0,92	12,2	14,4	8,2	0,26	0,45	SP01-18M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	15	1,10	685,0	0,080	0,065	
10	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	20,00	1,20	1,94	70,3	70,3	0,180	1,76	36,3	40,0	55,7	0,47	0,86	SP01-20M	CA-SP 01	ET-SP 01	20/10/2020	CAR	60-gct	17	1,90	700,0	0,110	0,085	
11	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	22,00	2,06	2,62	128,2	128,2	0,198	2,42	48,0	53,0	3107095,8	0,29	1,48	SP01-22M	CA-SP 01	ET-SP 01	20/10/2020	CAR	60-gct	17	2,55	697,0	0,130	0,105	
12	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	24,00	3,10	3,88	216,2	216,2	0,216	3,77	54,3	57,4	8902,8	0,72	1,91	SP01-24M	CA-SP 01	ET-SP 01	20/10/2020	CAR	60-gct	19	3,90	700,0	0,150	0,125	
13	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	26,00	3,50	4,68	361,3	361,3	0,234	4,45	77,2	81,2	148209,5	0,64	1,54	SP01-26M	CA-SP 01	ET-SP 01	20/10/2020	CAR	60-gct	18	4,40	662,0	0,170	0,145	
14	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	28,00	2,15	5,91	272,1	272,1	0,252	5,66	46,0	48,1	213,8	0,36	2,15	SP01-28M	CA-SP 01	ET-SP 01	21/10/2020	CAR	60-gct	15	5,00	326,0	0,190	0,165	
15	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	30,00	3,66	5,14	225,2	225,2	0,270	4,87	43,8	46,2	21468774	0,38	3,66	SP01-30M	CA-SP 01	ET-SP 01	21/10/2020	CAR	60-gct	15	5,00	317,0	0,210	0,185	
16	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	32,00	3,85	5,15	220,7	220,7	0,288	4,86	42,9	45,4	2753,8	0,39	2,38	SP01-32M	CA-SP 01	ET-SP 01	21/10/2020	CAR	60-gct	18	4,70	685,0	0,230	0,205	
17	ETUDE DE STABILITE DE TALLU	OP 01	34,00	3,20	5,18	200,7	200,7	0,306	4,87	38,8	41,2	3798018,9	0,42	3,20	SP01-34M	CA-SP 01	ET-SP 01	19/10/2020	CAR	60-gct	15	5,00	343,0	0,250	0,225	

Résultat des essais de laboratoire

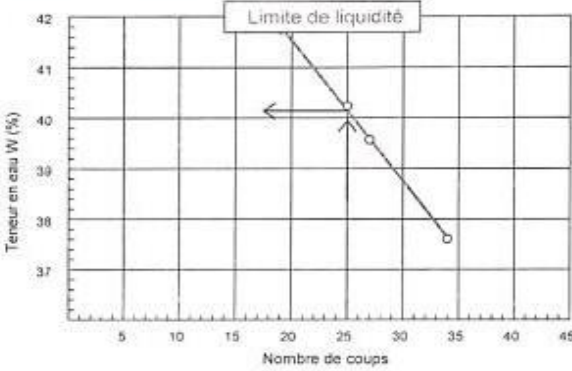
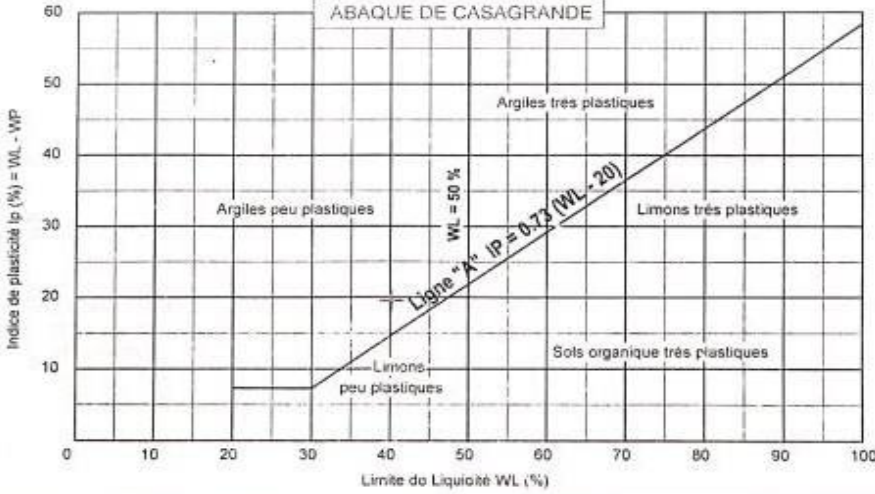
Résultats et état d'avancement des essais du sondage SC01

SONDAGE SC 01						
Profondeur (m)		26,50-26,80	29,55-29,80	31,50-31,80	36,50-36,80	38,40-38,70
W %		/	19,71	13,87	16,66	14,67
γ_d t/m ³		/	1,72	1,9	1,8	1,88
γ_h t/m ³		/	2,06	2,17	2,1	2,15
Teneur en eau de saturation W_s %		/	21,09	15,52	18,68	16,29
Degré de saturation S_r %		/	93	89	89	90
Analyse granulométrique	80 mm	/	/	/	/	/
	50 mm	/	/	/	/	/
	31,5 mm	/	/	/	/	/
	20 mm	/	100	100	100	100
	10 mm	/	100	100	100	100
	05 mm	/	98	99	92	99
	02 mm	/	96	97	90	96
	01 mm	/	92	95	88	94
	0,5 mm	/	88	91	84	91
	0,2 mm	/	80	85	78	84
	0,1 mm	/	71	74	68	72
	0,08 mm	/	67	68	64	68
	0,002 mm	/	26	24	28	25
Limites d'Atterberg	WL %	/	40,14	41,01	44,38	41,88
	Wp %	/	20,61	21,45	22,31	20,86
	Ip %	/	19,53	19,56	22,07	21,02
Cisaillement rectiligne CD	C' (KPa)	/	16,97	5,87	Echantillon endommagé	25,08
	ϕ	/	23,2	22,4		20,9
ANALYSE CHIMIQUE	Sulfates (CaSO ₄ ,2H ₂ O)	/	/	TRACES	/	TRACES
	Chlorures (NaCl)	/	/	0,35	/	0,47
	Carbonates (CaCO ₃)	/	/	8,62	/	15,52
	Anhydride carbonique	/	/	3,79	/	6,38

Résultats et état d'avancement des essais du sondage SC02

SONDAGE SC 02						
Profondeur (m)		05,35-05,85	08,00-08,50	16,10-16,50	19,10-19,40	22,50-22,80
W %		15,52	18,32	/	14,27	13,4
Yd t/m3		1,82	1,74	/	1,77	1,85
Yh t/m3		2,1	2,06	/	2,03	2,1
Teneur en eau de saturation Ws %		18,01	20,55	/	19,41	17
Degré de saturation Sr %		86	89	/	73	79
Analyse granulométrique	80 mm	/	/	/	/	/
	50 mm	/	/	/	/	/
	31,5 mm	/	/	/	/	/
	20 mm	/	/	/	/	/
	10 mm	100	100	/	100	100
	05 mm	99	99	/	95	99
	02 mm	97	95	/	93	96
	01 mm	93	90	/	90	92
	0,5 mm	89	82	/	86	86
	0,2 mm	80	71	/	77	77
	0,1 mm	68	60	/	65	64
	0,08 mm	63	54	/	60	61
	0,002 mm	26	20	/	22	22
Limites d'Atterberg	WL %	50,78	41,98	/	34,61	35,46
	Wp %	24,46	21,6	/	19,5	19,54
	Ip %	26,32	20,38	/	15,11	15,92
Cisaillement rectiligne CD	C' (KPa)	Echantillon endommagé	10,12	/	32,93	32,19
	φ		25,5	/	20,9	26,1
	Sulfates (CaSO4,2H2O)		/	/	/	TRACES
ANALYSE CHIMIQUE	Chlorures (NaCl)	0,41	/	/	/	0,58
	Carbonates (CaCO3)	12,93	/	/	/	17,24
	Anhydride carbonique	5,69	/	/	/	7,59

RAPPORT DES RESULTATS SC01

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : N.C.C Projet : Etude de stabilité du talus de pente Endroit : TIZI OUZOU	N° Projet : 31-20-0033																
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 29.55 - 29.80 m Nature :	Date essais :																
Limite de Liquidité (%) : WL = 40,14 Limite de Plasticité (%) : WP = 20,61 Indice de Plasticité (%) : IP = 19,53 Teneur en eau naturelle (%) : Weau =																	
	Limite de plasticité <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>20,81</td></tr> <tr><td>2</td><td>20,28</td></tr> <tr><td>3</td><td>20,24</td></tr> <tr><td>4</td><td>21,1</td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Ech N°	W (%)	1	20,81	2	20,28	3	20,24	4	21,1						
Ech N°	W (%)																
1	20,81																
2	20,28																
3	20,24																
4	21,1																
																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par :																
Date :																	



المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client : N.C.C

N° Projet : 31-20-0033

Projet : Etude de stabilité du talus de pente

Endroit : TIZI OUZOU

Sondage n° : sc 01

Date essais :

Profondeur : 31.50 - 31.80 m

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 41,01

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

Limite de Plasticité (%) : WP = 21,45

Indice de Plasticité (%) : IP = 19,56



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,66
2	21,71
3	21,47
4	20,96



© Solenh 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



المختبر المركزي للأبحاث العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client : N.C.C

N° Projet : 31-20-0033

Projet : Etude de stabilité du talus de pente

Endroit : TIZI OUZOU

Sondage n° : sc 01

Date essais :

Profondeur : 38.40 - 38.70 m

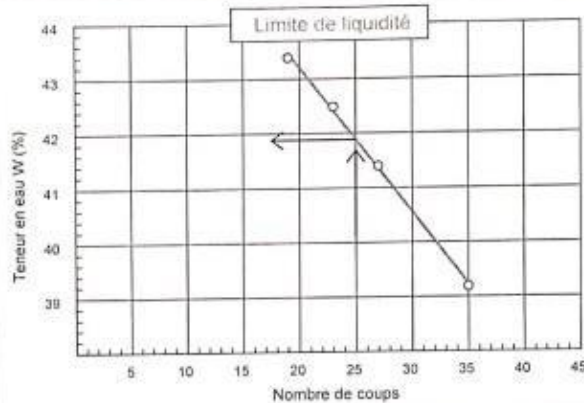
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 41,88

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

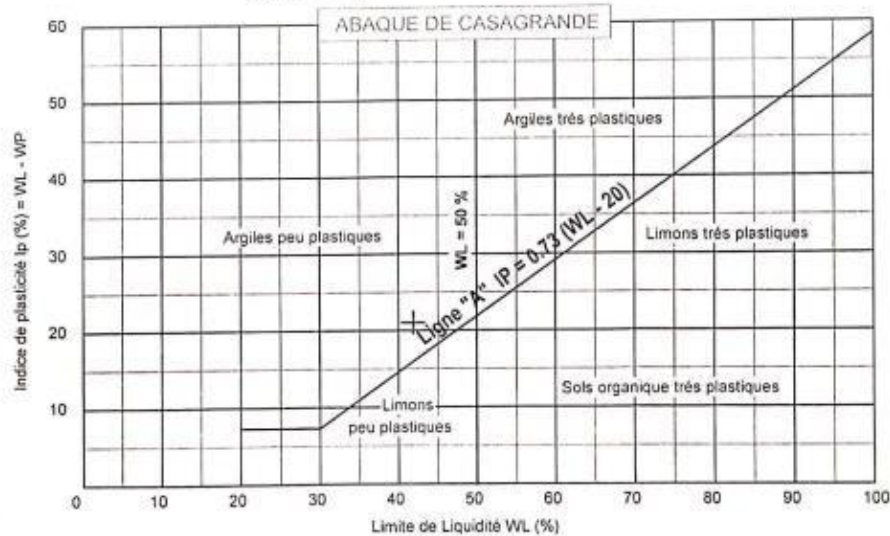
Limite de Plasticité (%) : WP = 20,86

Indice de Plasticité (%) : IP = 21,02



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,71
2	19,86
3	21,39
4	20,46



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Direct Shear Tests

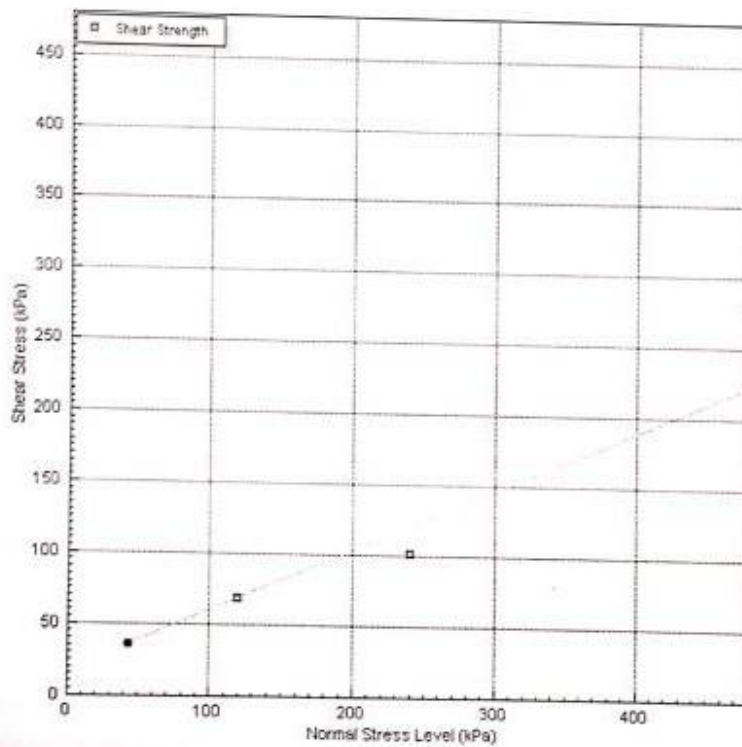
Direct Shearbox Test

Shear Stage

Envelope Failure Results

Final Moisture	w_f (%)	Spm. 1	2	3
Final Dry Density	ρ_{df} (Mg/m ³)	20	20	18
Final Voids Ratio	e_f	1.97	1.71	2.11
Final Degree of Saturation	S_f (%)	0.348	0.416	0.211
Apparent cohesion	c (kPa)	100.0	100.0	100.0
Angle of Shearing Resistance	ϕ	16.97	23.2	

Notes



	Test Method	BS1377 - 7 : 1990 : Clause 4 and 5	Test Name	CIS- CD - 15-10-2020
	Site Reference		Database:	:\SQLEXPRESS \ LCTP2015-CISAIL-PC1
	Jobfile	ETUDE des habilitation de pente sud-	Test Date	15/10/2020
	Client	N C C	Sample	29.55 -29.80 m tizi-ouzou
	Operator	*	Checked	*
			Approved	*

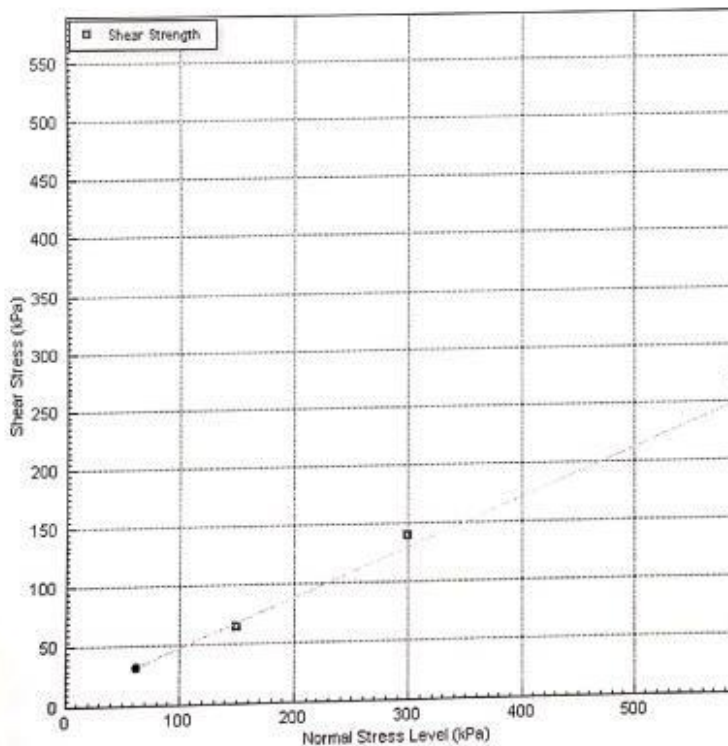
LCTP

Direct Shear Tests

Direct Shearbox Test

Shear Stage

Envelope Failure Results		Spm. 1	2	3
Final Moisture	w_f (%)	18	18	18
Final Dry Density	ρ_{df} (Mg/m ³)	1.94	1.83	2.17
Final Voids Ratio	e_f	0.425	0.390	0.208
Final Degree of Saturation	S_f (%)	100.0	100.0	100.0
Apparent cohesion	c (kPa)	5.87		
Angle of Shearing Resistance	ϕ	22.4		
Notes				



 L.C.T.P.	Test Method	BS1377 - 7 : 1990 : Clause 4 and 5	Test Name	CIS- CD - 14 - 10 - 2020
	Site Reference		Database:	\\SQLEXPRESS \ LCTP2015-CISAIL-PC1
	Jobfile	ETUDE des habilitation de pente sud-	Test Date	14/10/2020
	Client	N.C.C	Sample	31.50 -31.80m tizi-ouzou
Operator		*	Borehole	SC 01- 31.20.0033
Checked		*	Approved	

LCTP

Direct Shear Tests

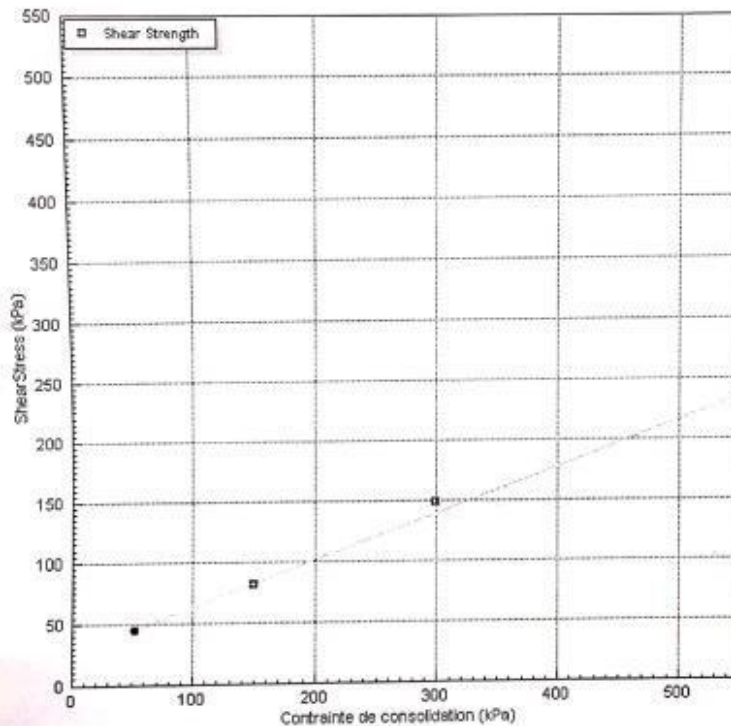
Direct Shearbox Test

Shear Stage

Envelope Failure Results

Teneur en eau finale	w_f (%)	Spm. 1	2	3
Densité sèche finale	ρ_{df} (Mg/m ³)	19	19	19
Indice des vides final	e_f	1.75	2.02	1.87
Degr. de Saturation final	S_f (%)	0.498	0.401	0.418
Cohésion (pic)	c (kPa)	100.0	100.0	100.0
Angle frottement (pic)	ϕ	25.08		

Notes



 L.C.T.P.	Méthode d'essai	BS 1377-7 : 1990 clause 4	Nom de l'essai	CISAIL-MODELE 01 - 14 - 10 - 2020
	Référence du site		Database	\\SQLEXPRESS \ LCTP-CISAIL2019
	Fichier	ETUDE des habilitation de pente sud-	Date de l'essai	14/10/2020
	&Client	N.C.C	Echantillon	38.40 -36.70 m tizi-ouzou
	Opérateur	*	Forage	sc 01 - 31.20.0033
	Vérifié	*	Approuvé	*

LCTP Alger

RAPPORT DES RESULTATS SC02

المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

Client : N.C.C
Projet : Etude de stabilité du talus de pente
Endroit : TIZI OUZOU

Sondage n° : sc 02
Profondeur : 5.35 - 5.85 m
Nature :

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-051

N° Projet : 31-20-0033

Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 50,78
Limite de Plasticité (%) : WP = 24,46
Indice de Plasticité (%) : IP = 26,32

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

Limite de liquidité

Nombre de coups

Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	24,7
2	24,5
3	25
4	23,62

ABAQUE DE CASAGRANDE

Limite de Liquidité WL (%)

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par : Date :

Client : N.C.C

N° Projet : 31-20-0033

Projet : Etude de stabilité du talus de pente

Endroit : TIZI OUZOU

Sondage n° : sc 02

Date essais :

Profondeur : 8.00 - 8.50 m

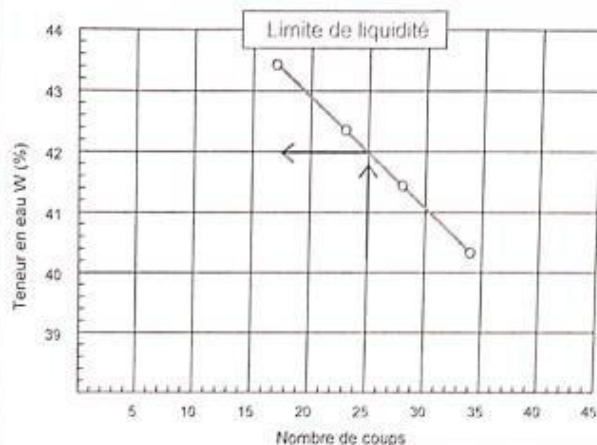
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 41,98

Teneur en eau naturelle (%) : $W_{eau} =$

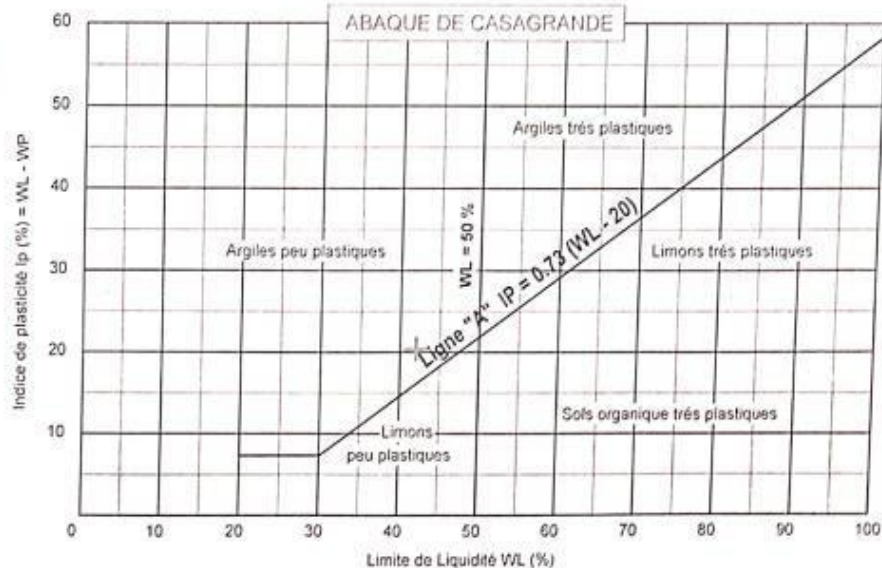
Limite de Plasticité (%) : WP = 21,60

Indice de Plasticité (%) : IP = 20,38



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,63
2	22,14
3	21,31
4	21,33



© Schmitt 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Client : N.C.C

N° Projet : 31-20-0033

Projet : Etude de stabilité du talus de pente

Endroit : TIZI OUZOU

Sondage n° : sc 02

Date essais :

Profondeur : 22.50 - 22.80 m

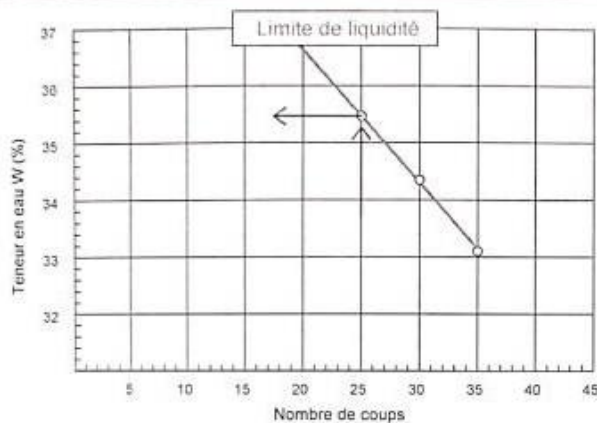
Nature :

Limite de Liquidité (%) : $WL = 35,46$

Teneur en eau naturelle (%) : $W_{eau} =$

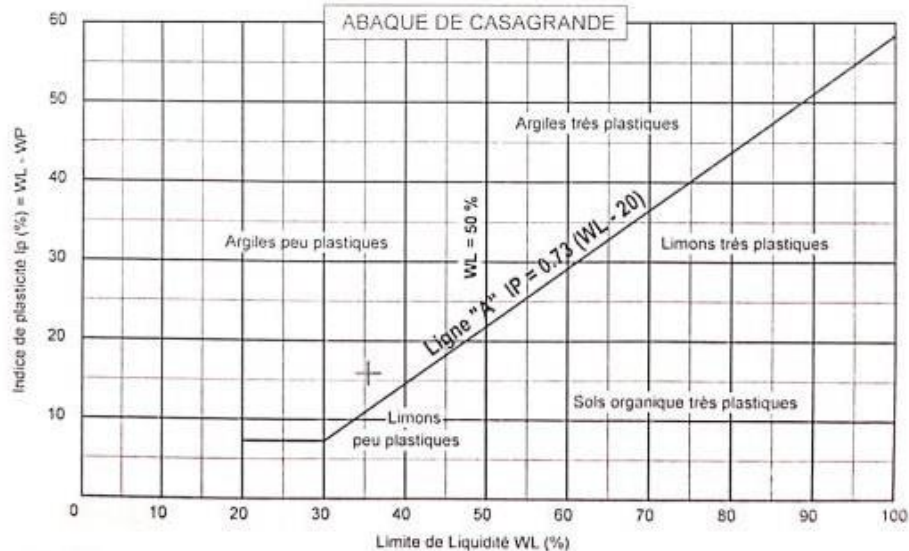
Limite de Plasticité (%) : $WP = 19,54$

Indice de Plasticité (%) : $IP = 15,92$



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	19.63
2	19.38
3	19.5
4	19.65



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

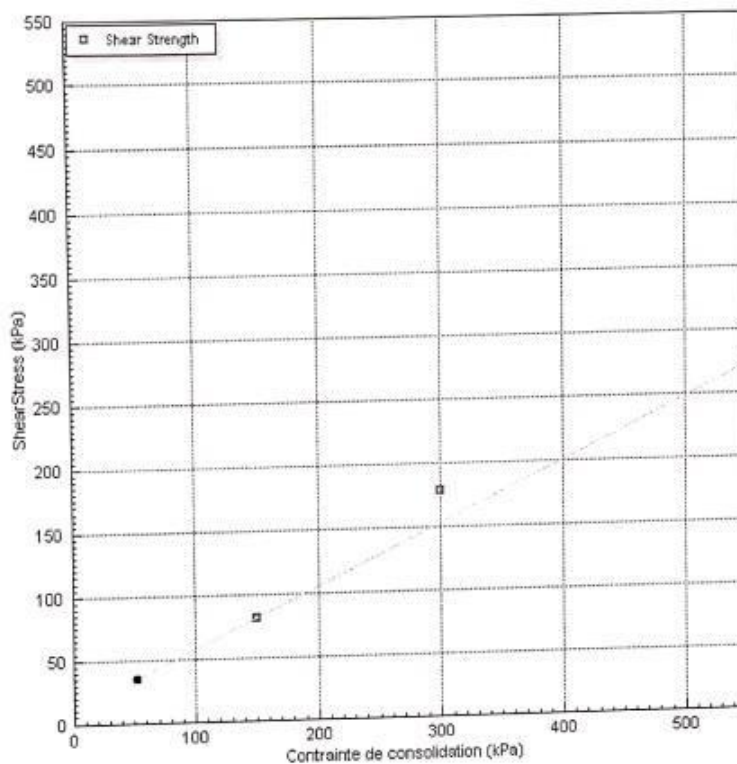
Date :

Direct Shear Tests

Direct Shearbox Test

Shear Stage

Envelope Failure Results		Spm. 1	2	3
Teneur en eau finale	ω r % (%)	23	22	21
Densité sèche finale	ρ df (Mg/m3)	1.74	2.12	2.03
Indice des vides final	e f	0.496	0.336	0.323
Degré de Saturation final	S f (%)	100.0	100.0	100.0
Cohésion (pic)	c (kPa)	10.12		
Angle frottement (pic)	ϕ	25.5		
Notes				



 L.C.T.P	Méthode d'essai	BS 1377-7 : 1990 clause 4	Nom de l'essai	CISAILL-MODELE 01 - 15 -10 -2020
	Database:	ISQLEXPRESS \ LCTP-CISAILL2019	Date de l'essai	15/10/2020
	Référence du site	ETUDE des habilitation de pente sud-	Echantillon	8.00 -8.50 m tizi-ouzou
	Fichier & Client	N.C.C	Forage	SC 02- 31.20.0033
	Opérateur	*	Vérifié	*
			Approuvé	*

LCTP Alger

Direct Shear Tests

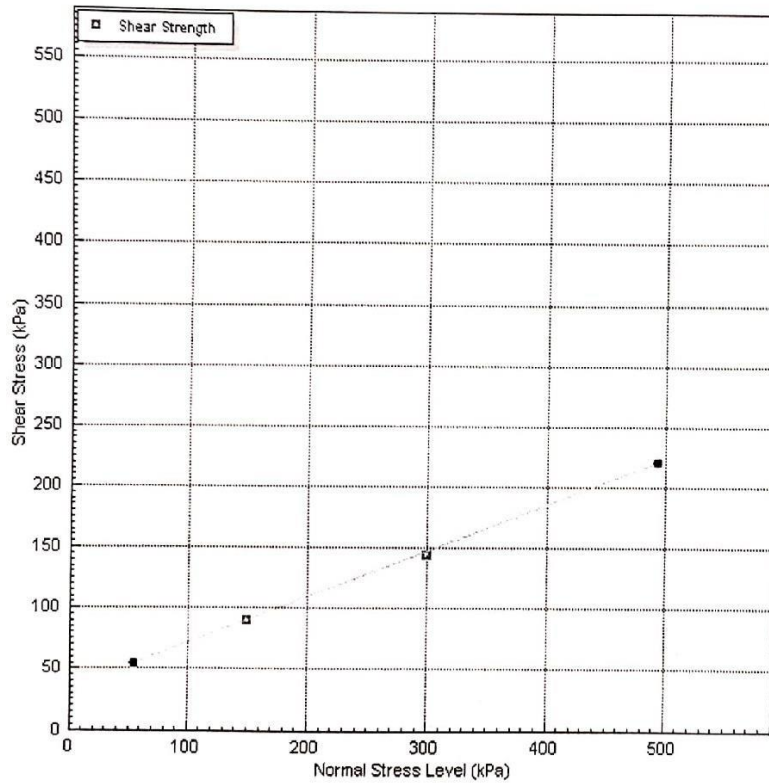
Direct Shearbox Test

Shear Stage

Envelope Failure Results

Final Moisture	ω_f (%)	Spm 1	2	3
Final Dry Density	ρ_{df} (Mg/m ³)	21	21	20
Final Voids Ratio	e_f	0.348	0.289	0.370
Final Degree of Saturation	S_f (%)	100.0	100.0	100.0
Apparent cohesion	c (kPa)	32.93		
Angle of Shearing Resistance	ϕ	20.9		

Notes



 L.C.T.P.	Test Method	BS1377 - 7 : 1990 : Clause 4 and 5	Test Name	CIS- CD - 19 -10 -2020	
	Site Reference		Database:	ISQLEXPRESS \ LCTP2015-CISAIL-PC1	
	Jobfile	ETUDE des habilitation de pente sud-	Test Date	19/10/2020	
	Client	N.C.C	Sample	19.10 -19.40m tizi-ouzou	
			Borehole	SC 02 - 31.20.0033	
Operator	*	Checked	*	Approved	*

LCTP

MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS
GROUPE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES DE CONTROLE ET D'ASSISTANCE (GEICA)

المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS



EPE/SPA AU CAPITAL DE 886.000.000 D.A
1, Rue Kaddour Rahim BP-135-Hussein-Dey-ALGER
Tél. : 021 23.12.24 / 23.21.44/45 Fax : n° 021. 23.21.85
Adresse électronique : lctp@lctp-dz.com

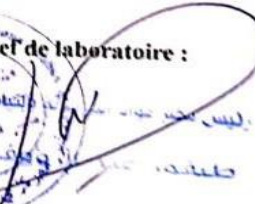


DIRECTION LABORATOIRES
LABORATOIRE MATERIAUX (Atelier : Chimie)

N° DOSSIER :
CLIENT : DE
ETUDE : E/ DE STABILITE DU TALUS DE PENTE DESCENTE SUD-NORD POUR LE PROJET DE
POSTE EXTERIEUR 60/30 KV
PROVENANCE : /
DATE DE : 14.10.2020

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE SUR MATERIAUX
MODE OPERATOIRE LCTP

COMPOSANTS	POURCENTAGE %			
	SC : 01 PF 31.50-31.80m	SC:01 PF :38.40-38.70m	SC :02 PF :5.35-5.85m	SC :02 PF :22.50-22.80m
Sulfates ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$)	TRACES	TRACES	TRACES	TRACES
Chlorures (NaCl)	0.35%	0.47%	0.41%	0.58%
Carbonates (CaCO_3)	8.62%	15.52%	12.93%	17.24%
Anhydride Carbonique (CO_2)	3.79%	6.83 %	5.69%	7.59%

Chef de laboratoire :

F- 5 -Ch -A-C.S.11- 1

المخبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS



L.C.T.P

EPE/SPA AU CAPITAL DE 886.000.000 D.A
1, Rue Kaddour Rahim BP-135-Hussein-Dey-ALGER
Tél. : (021) 23.12.24 / 23.21.44/45 Fax : n° (021) 23.21.85
Adresse électronique : lctp@lctp-dz.com

DIRECTION DES LABORATOIRE
LABORATOIRE MATERIAUX (ATELIER : ESSAIS SUR BETONS).

RAPPORT D'ESSAI IN SITU CAROTTAGE SUR ROCHE RESISTANCE EN COMPRESSION NF EN 12 504 -1 (AOUT 2000) Réf: E.M- S/3

N° Dossier :

Client : DE

Projet : Stabilité du talus (IFLISEN) TIGHZIRT

N°	DESIGNATION	Ø(cm)	H(cm)	P(kg)	H/D	CHARGE (kg)	RC *(kg/cm2)
1	SC 01 9,00-9,20	9,2	16,9	2,549	1,84	35 081	528
2	SC 01 11,20-11,40	8,6	17,9	2,799	2,08	21 818	376
3	SC 01 20,20-20,40	9,2	15,9	2,336	1,73	24 912	375
4	SC 02 8,50-8,80	8,5	12,6	1,594	1,48	42 056	742

*R.C : résistance à la compression



CHEF LABOTRATOIRE

F-5-M-21-2

RESULTAT DE CALCUL DE LA STABILITE PROFIL A.A

Données du projet

Numéro d'affaire : 31-20-0033

Titre du calcul : Stabilité de la coupe AA

Lieu : Ifissen-Tizi Ouzou

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m³

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Argile feuilletée		20,9	22,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Grès		22,3	40,00	100,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Terre végétale		16,0	5,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Eboulis		19,0	25,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Grès fracturé		22,3	40,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	γ _v	γ _c	γ _{tan(φ)}	Type de cohésion	Courbe
1	Argile feuilletée		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Grès		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Terre végétale		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Eboulis		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Grès fracturé		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	879,600	2	5,300	880,180	3	12,580	881,120	4	20,600	882,670	5	24,190	883,540	6	32,900	887,760
7	33,880	888,410	8	37,590	888,600	9	41,700	887,030	10	42,680	888,240	11	45,540	886,590	12	48,140	886,110
13	50,850	884,920	14	55,910	884,140	15	59,550	882,920	16	61,380	882,490	17	62,470	882,010	18	103,150	868,640
19	117,500	868,361	20	121,170	867,950	21	131,210	868,860	22	132,370	868,520	23	134,260	869,050	24	136,940	862,940
25	174,920	840,000	26	0,000	840,000	27	7,630	878,670	28	15,760	880,110	29	18,720	881,040	30	20,710	882,650
31	28,590	877,810	32	33,800	876,520	33	49,240	873,150	34	57,620	871,720	35	112,930	858,000	36	122,850	856,700
37	130,380	857,080	38	138,010	859,500	39	174,920	853,180	40	0,000	878,130	41	61,570	878,410	42	68,500	877,880
43	75,500	873,440	44	83,040	873,060	45	90,470	866,890	46	111,420	862,280	47	118,280	863,400	48	134,640	861,660
49	139,660	858,580	50	146,260	856,700	51	17,000	882,000	52	20,000	882,000	53	30,660	876,170	54	33,800	876,170
55	45,100	870,110	56	48,140	870,110	57	59,550	862,220	58	62,690	862,220	59	68,730	858,000	60	133,500	858,000
61	141,500	858,000	62	162,000	854,767	63	86,830	854,260	64	75,730	854,100	65	60,840	860,990	66	57,510	860,990
67	42,610	867,910	68	39,290	867,910	69	24,390	874,840	70	21,060	874,840	71	8,546	880,599	72	11,318	879,323

Segments

Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2
1	1	2	3	3	51	4	4	30	5	5	6	6	6	7	7	7	8
9	9	10	10	10	11	11	11	12	12	12	13	13	13	14	14	14	15
16	16	17	17	17	18	18	18	19	19	19	20	20	20	21	21	21	22
23	23	24	24	25	26	25	26	40	26	30	5	27	39	25	28	40	1
31	28	29	32	29	52	33	30	31	34	31	32	35	32	33	36	33	34
38	35	36	39	36	37	40	37	60	41	38	49	43	30	41	44	41	42
46	43	44	47	44	45	48	45	46	49	46	47	50	47	48	51	48	38
53	19	47	54	51	4	55	52	30	56	51	52	57	52	53	58	53	54
60	55	56	61	56	57	62	57	58	63	58	59	64	59	35	65	35	60
67	49	61	68	60	61	69	61	50	70	2	71	71	3	71	72	71	72
74	72	28	75	72	70	76	70	69	77	69	68	78	68	67	79	67	66
81	65	64	82	64	63	83	63	62	84	50	62	85	39	62			

Surcharges linéaires et moments (1/2)

	Nom	X	Y	Q	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion	M
1	Charge linéaire 1	8,040	880,534	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
2	Charge linéaire 2	6,000	880,270	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
3	Charge linéaire 3	23,890	874,840	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
4	Charge linéaire 4	21,890	874,840	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
5	Charge linéaire 5	42,110	867,910	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données du projet

Surcharges linéaires et moments (2/2)

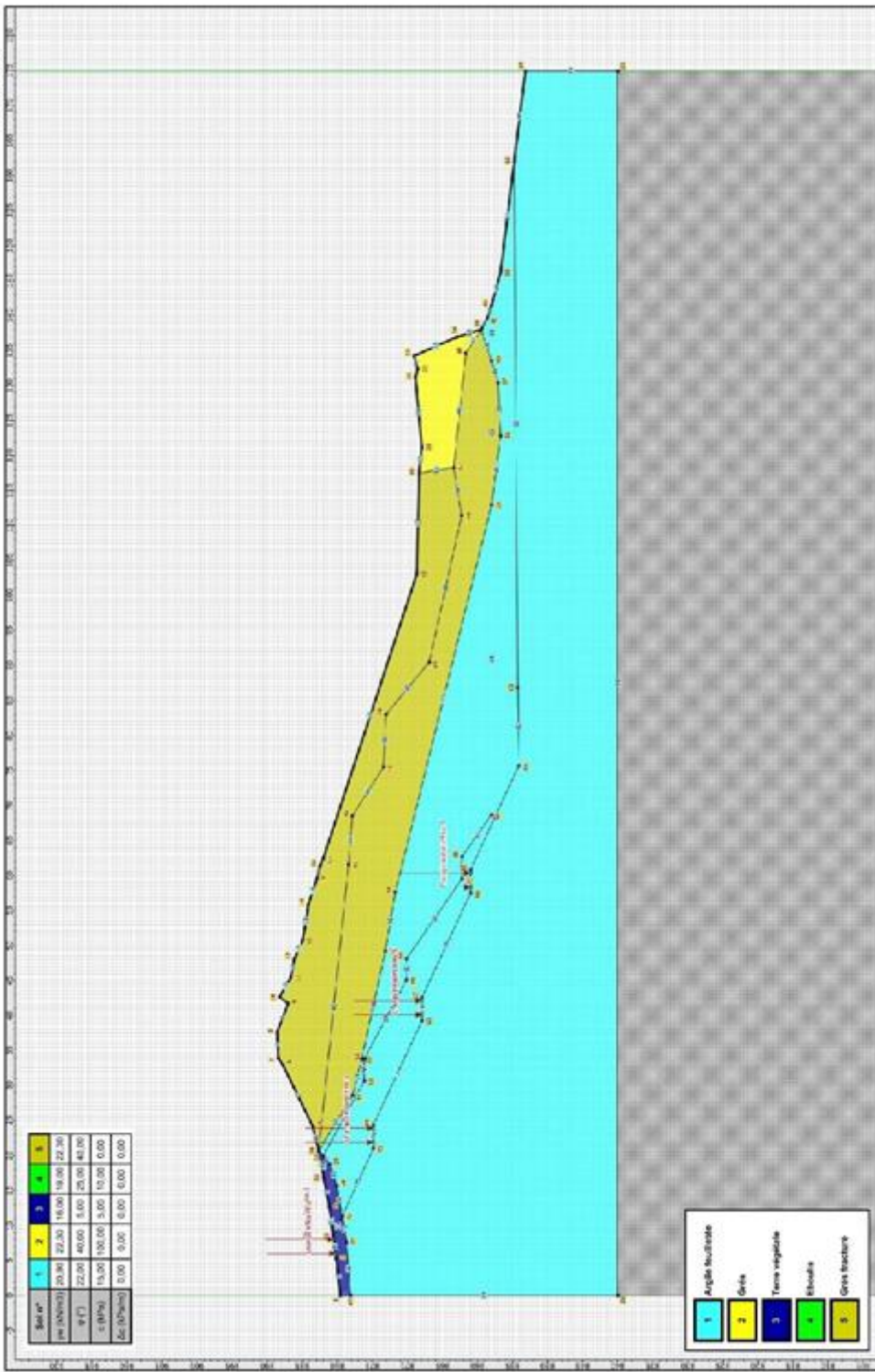
	Nom	X	Y	Q	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion	M
6	Charge linéaire 6	40,110	867,910	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
7	Charge linéaire 7	60,340	860,990	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0
8	Charge linéaire 8	58,340	860,990	65,0	90,00	0,125	30,00	0,0



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Echelle 1:227



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la phase 1

Nom de la phase : Site avant tous travaux

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Terre végétale	3	3	51	Terre végétale	4	4	30	Terre végétale
5	5	6	Grès fracturé	6	6	7	Grès fracturé	7	7	8	Grès fracturé
8	8	9	Grès fracturé	9	9	10	Grès fracturé	10	10	11	Grès fracturé
11	11	12	Grès fracturé	12	12	13	Grès fracturé	13	13	14	Grès fracturé
14	14	15	Grès fracturé	15	15	16	Grès fracturé	16	16	17	Grès fracturé
17	17	18	Grès fracturé	18	18	19	Grès fracturé	19	19	20	Grès
20	20	21	Grès	21	21	22	Grès	22	22	23	Grès
23	23	24	Grès	24	25	26	-	25	26	40	Argile feuilletée
26	30	5	Grès fracturé	27	39	25	Argile feuilletée	28	40	1	Terre végétale
29	40	27	Argile feuilletée	31	28	29	Argile feuilletée	32	29	52	Argile feuilletée
33	30	31	Argile feuilletée	34	31	32	Argile feuilletée	35	32	33	Argile feuilletée
36	33	34	Argile feuilletée	37	34	35	Argile feuilletée	38	35	36	Argile feuilletée
39	36	37	Argile feuilletée	40	37	60	Argile feuilletée	41	38	49	Argile feuilletée
60	47	48	Grès fracturé	51	48	38	Grès fracturé	52	24	38	Grès
53	19	47	Grès fracturé	54	51	4	Terre végétale	55	52	30	Argile feuilletée
66	60	38	Argile feuilletée	67	49	61	Argile feuilletée	69	61	50	Argile feuilletée
70	2	71	Terre végétale	71	3	71	Terre végétale	73	72	27	Argile feuilletée
74	72	28	Argile feuilletée	84	50	62	Argile feuilletée	85	39	62	Argile feuilletée

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,000	879,604	0,00	2	5,189	880,310	0,00	3	17,000	882,000	0,00	4	24,000	883,500	0,00	5	27,263	883,671	0,00
6	35,000	882,500	0,00	7	42,500	880,500	0,00	8	50,000	879,000	0,00	9	56,500	877,500	0,00	10	64,500	876,000	0,00
11	64,500	875,500	0,00	12	74,000	874,500	0,00	13	80,000	872,500	0,00	14	89,500	870,500	0,00	15	96,500	868,500	0,00
16	105,000	867,500	0,00	17	111,000	867,000	0,00	18	114,500	867,000	0,00	19	119,500	866,500	0,00	20	123,000	866,500	0,00
21	132,000	866,000	0,00	22	136,500	863,500	0,00	23	138,000	859,500	0,00	24	145,000	858,000	0,00	25	149,000	857,000	0,00
26	154,797	856,500	0,00	27	156,160	856,162	0,00	28	161,000	855,683	0,00	29	161,857	855,500	0,00	30	167,604	854,500	0,00
31	174,000	853,752	0,00	32	174,920	853,834	0,00	33	174,920	853,570	0,00								

Fond de la nappe

	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y				
1	0,00	877,50	2	7,50	878,25	3	11,50	878,88	4	16,15	879,68	5	20,50	880,50
6	24,50	879,00	7	28,00	876,50	8	36,00	873,50	9	42,50	871,50	10	53,50	869,00
11	60,00	868,00	12	66,50	866,50	13	79,00	863,50	14	93,00	860,00	15	99,00	858,50
16	112,50	856,00	17	122,50	854,50	18	129,00	854,50	19	136,50	854,50	20	141,50	855,50
21	146,50	854,50	22	153,50	853,50	23	164,00	852,50	24	174,92	851,50			

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	879,500	2	5,232	880,273	3	17,000	882,000	4	24,000	883,500	5	27,237	883,702
6	35,000	882,500	7	42,500	880,500	8	50,000	879,000	9	56,500	877,500	10	64,500	876,000
11	74,000	874,500	12	80,000	872,500	13	89,500	870,500	14	96,500	868,500	15	105,000	867,500
16	111,000	867,000	17	114,500	867,000	18	119,500	866,500	19	123,000	866,500	20	132,000	866,000
21	136,500	863,500	22	138,000	859,672	23	145,000	858,000	24	149,000	857,000	25	154,828	856,500
26	156,220	856,226	27	161,000	855,676	28	162,000	855,500	29	167,592	854,500	30	174,000	853,732
31	174,920	853,816												



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 1

Nom de la phase : Site avant tous travaux

Nom de la situation : Normale

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 173,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 137,000; Y= 850,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,7664

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 25; X0= 166,99; Y0= 1194,80; R= 341,60



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 2

Nom de la phase : Site avant tous travaux

Nom de la situation : Accidentelle

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 173,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 143,000; Y= 850,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

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

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

Résultats

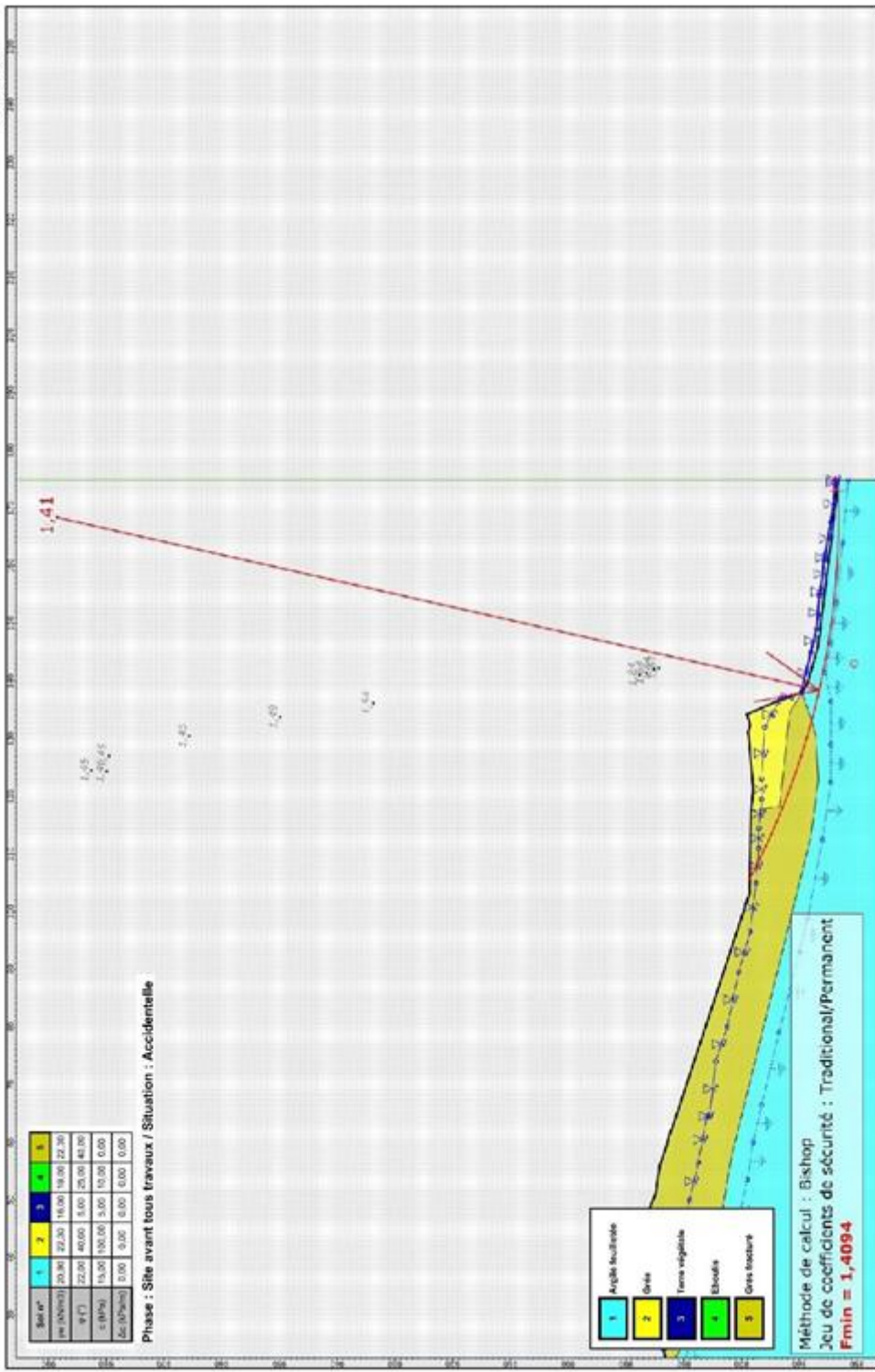
Coefficient de sécurité minimal : 1,4094

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 30; X0= 168,37; Y0= 988,50; R= 135,30



Talren v5
v5.2.7

projet : stabilité de la coupe AA



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la phase 2

Nom de la phase : Lors des Travaux

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Terre végétale	3	3	51	Terre végétale	4	4	30	Terre végétale
5	5	6	Grès fracturé	6	6	7	Grès fracturé	7	7	8	Grès fracturé
8	8	9	Grès fracturé	9	9	10	Grès fracturé	10	10	11	Grès fracturé
11	11	12	Grès fracturé	12	12	13	Grès fracturé	13	13	14	Grès fracturé
14	14	15	Grès fracturé	15	15	16	Grès fracturé	16	16	17	Grès fracturé
17	17	18	Grès fracturé	18	18	19	Grès fracturé	24	25	26	-
25	26	40	Argile feuilletée	26	30	5	Grès fracturé	27	39	25	Argile feuilletée
28	40	1	Terre végétale	29	40	27	Argile feuilletée	31	28	29	Argile feuilletée
32	29	52	Argile feuilletée	33	30	31	Argile feuilletée	34	31	32	Argile feuilletée
35	32	33	Argile feuilletée	36	33	34	Argile feuilletée	37	34	35	Argile feuilletée
38	35	36	Argile feuilletée	39	36	37	Argile feuilletée	40	37	60	Argile feuilletée
41	38	49	Argile feuilletée	50	47	48	Grès fracturé	51	48	38	Grès fracturé
53	19	47	Grès fracturé	54	51	4	Terre végétale	55	52	30	Argile feuilletée
66	60	38	Argile feuilletée	67	49	61	Argile feuilletée	69	61	50	Argile feuilletée
70	2	71	Terre végétale	71	3	71	Terre végétale	73	72	27	Argile feuilletée
74	72	28	Argile feuilletée	84	50	62	Argile feuilletée	85	39	62	Argile feuilletée

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,000	879,604	0,00	2	5,189	880,310	0,00	3	17,000	882,000	0,00	4	24,000	883,500	0,00	5	27,263	883,671	0,00
6	35,000	882,500	0,00	7	42,500	880,500	0,00	8	50,000	879,000	0,00	9	56,500	877,500	0,00	10	64,500	876,000	0,00
11	64,500	875,500	0,00	12	74,000	874,500	0,00	13	80,000	872,500	0,00	14	89,500	870,500	0,00	15	96,500	868,500	0,00
16	105,000	867,500	0,00	17	111,000	867,000	0,00	18	114,500	867,000	0,00	19	119,500	866,500	0,00	20	123,000	866,500	0,00
21	132,000	866,000	0,00	22	136,500	863,500	0,00	23	138,000	859,500	0,00	24	145,000	858,000	0,00	25	149,000	857,000	0,00
26	154,797	856,500	0,00	27	156,160	856,162	0,00	28	161,000	855,683	0,00	29	161,857	855,500	0,00	30	167,604	854,500	0,00
31	174,000	853,752	0,00	32	174,920	853,834	0,00	33	174,920	853,570	0,00								

Fond de la nappe

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,00	877,50	2	7,50	878,25	3	11,50	878,88	4	16,15	879,68	5	20,50	880,50
6	24,50	879,00	7	28,00	876,50	8	36,00	873,50	9	42,50	871,50	10	53,50	869,00
11	60,00	868,00	12	66,50	866,50	13	79,00	863,50	14	93,00	860,00	15	99,00	858,50
16	112,50	856,00	17	122,50	854,50	18	129,00	854,50	19	136,50	854,50	20	141,50	855,50
21	146,50	854,50	22	153,50	853,50	23	164,00	852,50	24	174,92	851,50			

Nappe extérieure

1	X	Y	2	X	Y	3	X	Y	4	X	Y	5	X	Y
1	0,000	879,500	2	5,232	880,273	3	17,000	882,000	4	24,000	883,500	5	27,237	883,702
6	35,000	882,500	7	42,500	880,500	8	50,000	879,000	9	56,500	877,500	10	64,500	876,000
11	74,000	874,500	12	80,000	872,500	13	89,500	870,500	14	96,500	868,500	15	105,000	867,500
16	111,000	867,000	17	114,500	867,000	18	119,500	866,500	19	123,000	866,500	20	132,000	866,000
21	136,500	863,500	22	138,000	859,672	23	145,000	858,000	24	149,000	857,000	25	154,828	856,500
26	156,220	856,226	27	161,000	855,676	28	162,000	855,500	29	167,592	854,500	30	174,000	853,732
31	174,920	853,816												



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe A4

Données de la situation 1

Nom de la phase : Lors des Travaux

Nom de la situation : Situation

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1,000

Abscisse émergence limite aval : 139,660

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 118,000; Y= 857,336

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

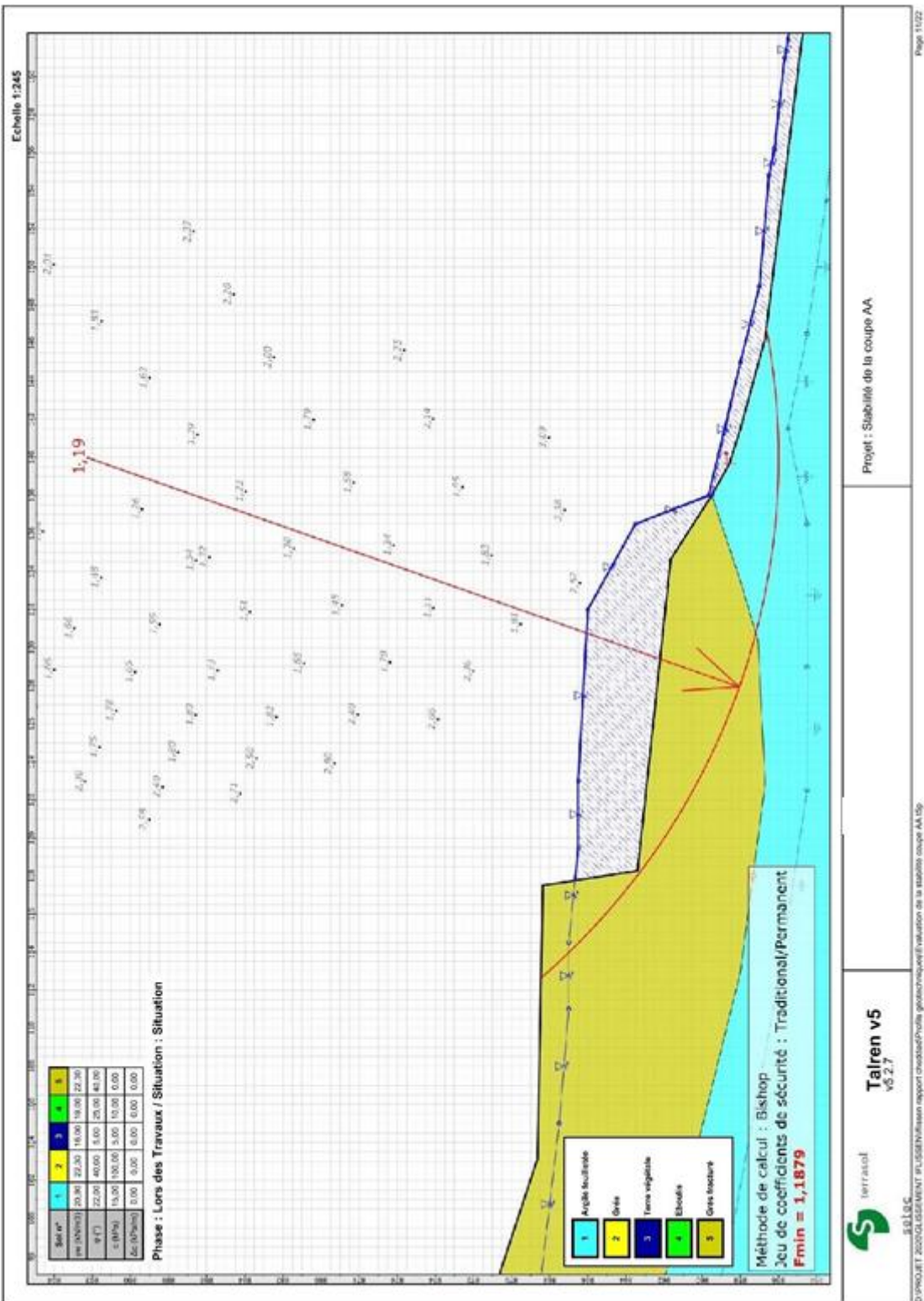
Coefficient de sécurité minimal : 1,1879

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 413; X0= 139,97; Y0= 892,22; R= 36,23



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA



Données de la phase 3

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par NCC

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Terre végétale	3	3	51	Terre végétale	24	25	26	-
25	26	40	Argile feuilletée	27	39	25	Argile feuilletée	28	40	1	Terre végétale
29	40	27	Argile feuilletée	31	28	29	Argile feuilletée	32	29	52	Argile feuilletée
38	35	36	Argile feuilletée	39	36	37	Argile feuilletée	40	37	60	Argile feuilletée
56	51	52	Terre végétale	57	52	53	Argile feuilletée	58	53	54	Argile feuilletée
59	54	55	Argile feuilletée	60	55	56	Argile feuilletée	61	56	57	Argile feuilletée
62	57	58	Argile feuilletée	63	58	59	Argile feuilletée	64	59	35	Argile feuilletée
65	35	60	Grès fracturé	68	60	61	Argile feuilletée	69	61	50	Argile feuilletée
70	2	71	Terre végétale	71	3	71	Terre végétale	73	72	27	Argile feuilletée
74	72	28	Argile feuilletée	84	50	62	Argile feuilletée	85	39	62	Argile feuilletée

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,00	879,626	0,00	2	8,500	880,677	0,00	3	17,000	882,000	0,00	4	20,000	882,000	0,00	5	30,675	876,169	0,00
6	33,824	876,207	0,00	7	45,089	870,102	0,00	8	48,132	870,116	0,00	9	59,500	862,268	0,00	10	62,500	862,230	0,00
11	68,755	858,000	0,00	12	113,000	858,000	0,00	13	133,500	858,000	0,00	14	141,500	858,000	0,00	15	146,245	856,748	0,00
16	162,000	854,759	0,00	17	174,920	853,191	0,00												

Fond de la nappe

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,00	877,50	2	8,00	877,50	3	16,00	878,50	4	22,50	878,00	5	27,50	875,50
6	40,50	870,50	7	47,00	867,00	8	54,50	861,50	9	65,00	856,50	10	69,00	854,50
11	91,00	854,50	12	113,00	854,50	13	150,50	854,00	14	160,00	853,00	15	170,00	852,00
16	174,92	851,50												

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	879,624	2	8,500	880,673	3	17,000	882,000	4	20,000	882,000	5	30,668	876,156
6	33,842	876,177	7	45,000	870,000	8	48,000	870,000	9	59,500	862,192	10	62,706	862,250
11	68,743	858,000	12	113,000	858,000	13	133,500	858,000	14	141,500	858,000	15	146,245	856,742
16	162,000	854,742	17	174,920	853,000									



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 1

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par NCC

Nom de la situation : Normale

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 75,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 68,500; Y= 857,000

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,2451

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 453; X0= 69,96; Y0= 872,06; R= 15,13



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la phase 3

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par NCC

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Terre végétale	3	3	51	Terre végétale	24	25	26	-
25	26	40	Argile feuilletée	27	39	25	Argile feuilletée	28	40	1	Terre végétale
29	40	27	Argile feuilletée	31	28	29	Argile feuilletée	32	29	52	Argile feuilletée
38	35	36	Argile feuilletée	39	36	37	Argile feuilletée	40	37	60	Argile feuilletée
56	51	52	Terre végétale	57	52	53	Argile feuilletée	58	53	54	Argile feuilletée
59	54	55	Argile feuilletée	60	55	56	Argile feuilletée	61	56	57	Argile feuilletée
62	57	58	Argile feuilletée	63	58	59	Argile feuilletée	64	59	35	Argile feuilletée
65	35	60	Grès fracturé	68	60	61	Argile feuilletée	69	61	50	Argile feuilletée
70	2	71	Terre végétale	71	3	71	Terre végétale	73	72	27	Argile feuilletée
74	72	28	Argile feuilletée	84	50	62	Argile feuilletée	85	39	62	Argile feuilletée

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,00	879,626	0,00	2	8,500	880,677	0,00	3	17,000	882,000	0,00	4	20,000	882,000	0,00	5	30,675	876,169	0,00
6	33,824	876,207	0,00	7	45,089	870,102	0,00	8	48,132	870,116	0,00	9	59,500	862,268	0,00	10	62,500	862,230	0,00
11	68,755	858,000	0,00	12	113,000	858,000	0,00	13	133,500	858,000	0,00	14	141,500	858,000	0,00	15	146,245	856,748	0,00
16	162,000	854,759	0,00	17	174,920	853,191	0,00												

Fond de la nappe

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,00	877,50	2	8,00	877,50	3	16,00	878,50	4	22,50	878,00	5	27,50	875,50
6	40,50	870,50	7	47,00	867,00	8	54,50	861,50	9	65,00	856,50	10	69,00	854,50
11	91,00	854,50	12	113,00	854,50	13	150,50	854,00	14	160,00	853,00	15	170,00	852,00
16	174,92	851,50												

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	879,624	2	8,500	880,673	3	17,000	882,000	4	20,000	882,000	5	30,668	876,156
6	33,842	876,177	7	45,000	870,000	8	48,000	870,000	9	59,500	862,192	10	62,706	862,250
11	68,743	858,000	12	113,000	858,000	13	133,500	858,000	14	141,500	858,000	15	146,245	856,742
16	162,000	854,742	17	174,920	853,000									



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 1

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par NCC

Nom de la situation : Normale

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 75,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 68,500; Y= 857,000

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

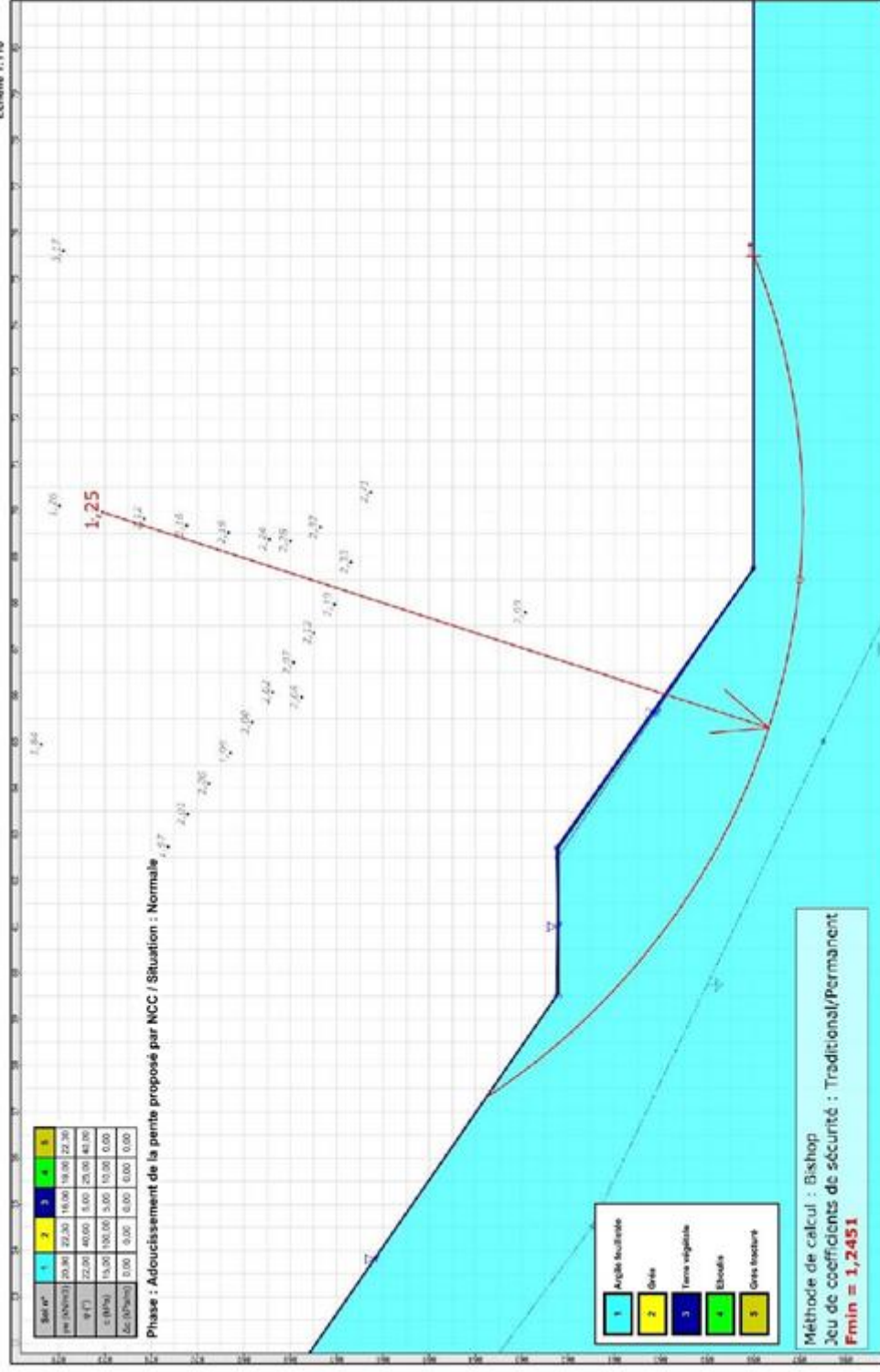
Coefficient de sécurité minimal : 1,2451

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 453; X0= 69,96; Y0= 872,06; R= 15,13



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA



Données de la situation 2

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par NCC

Nom de la situation : Accidentelle

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 95,500

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 69,000; Y= 856,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

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

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

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,1450

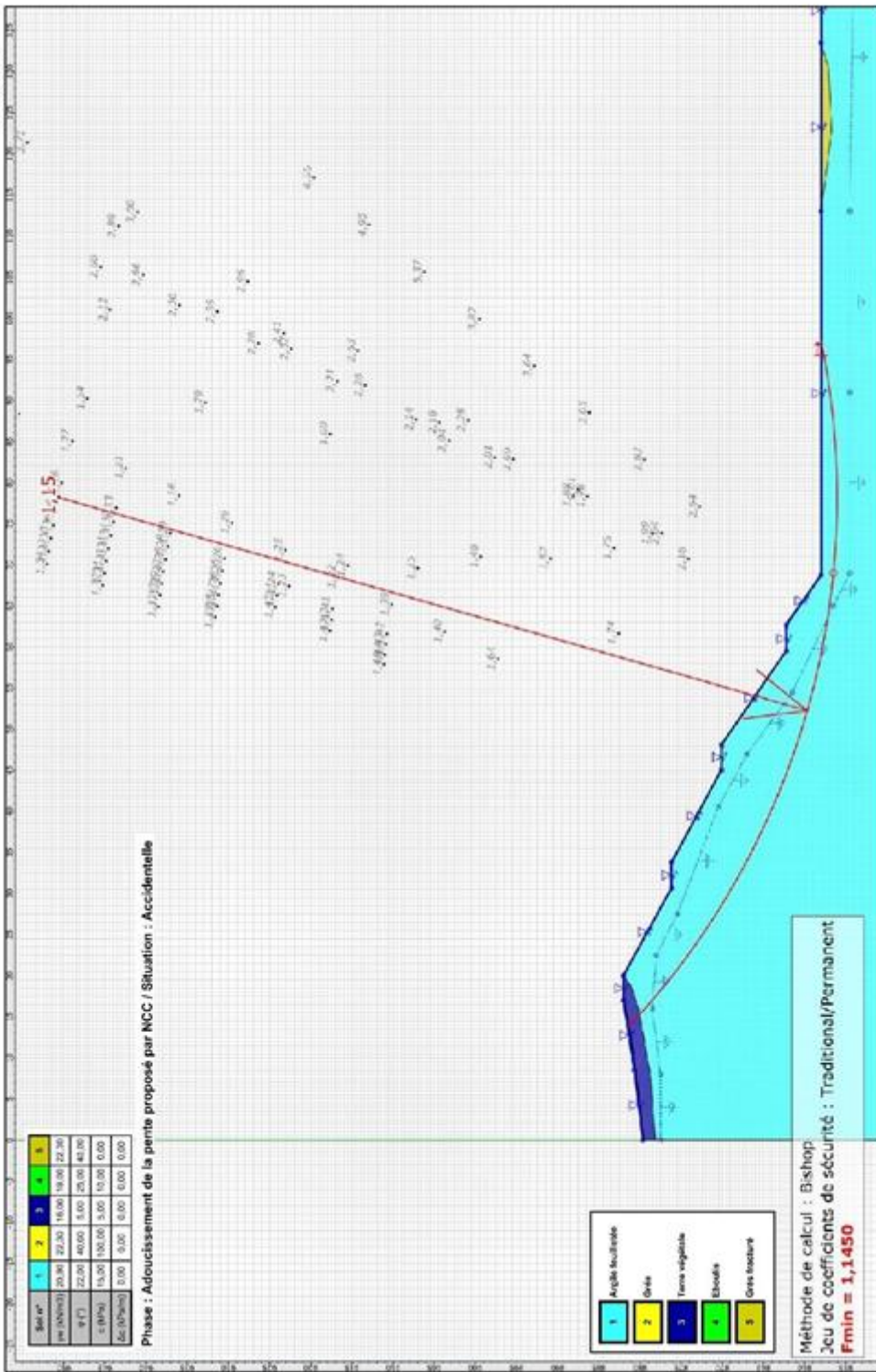
Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 285; X0= 78,19; Y0= 950,62; R= 94,56



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Echelle 1:620



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la phase 4

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par LCTP

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Terre végétale	24	25	26	-	25	26	40	Argile feuilletée
27	39	25	Argile feuilletée	28	40	1	Terre végétale	29	40	27	Argile feuilletée
70	2	71	Terre végétale	72	71	72	Terre végétale	73	72	27	Argile feuilletée
75	72	70	Argile feuilletée	76	70	69	Argile feuilletée	77	69	68	Argile feuilletée
78	68	67	Argile feuilletée	79	67	66	Argile feuilletée	80	66	65	Argile feuilletée
81	65	64	Argile feuilletée	82	64	63	Argile feuilletée	83	63	62	Argile feuilletée
85	39	62	Argile feuilletée								

Liste des éléments activés

Surcharges linéaires et moments : Charge linéaire 1
Charge linéaire 2
Charge linéaire 3
Charge linéaire 4
Charge linéaire 5
Charge linéaire 6
Charge linéaire 7
Charge linéaire 8

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,00	879,500	0,00	2	8,500	880,500	0,00	3	21,000	874,848	0,00	4	24,373	874,864	0,00	5	39,288	867,906	0,00
6	42,613	867,917	0,00	7	57,500	861,000	0,00	8	60,833	861,000	0,00	9	75,796	854,255	0,00	10	86,838	854,257	0,00
11	162,000	854,739	0,00	12	174,920	853,000	0,00												

Fond de la nappe

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,00	877,00	2	6,00	876,50	3	11,00	876,00	4	18,00	874,28	5	27,50	870,00
6	42,50	862,50	7	54,00	854,50	8	76,50	848,50	9	114,00	848,50	10	174,92	848,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	879,600	2	8,548	880,597	3	21,066	874,831	4	24,388	874,833	5	39,500	868,000
6	42,500	868,000	7	57,500	861,000	8	60,846	861,000	9	75,780	854,251	10	86,845	854,265
11	162,000	854,768	12	174,920	853,197									



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 1

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par LCTP

Nom de la situation : Normale

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 105,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 75,500; Y= 852,000

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,6530

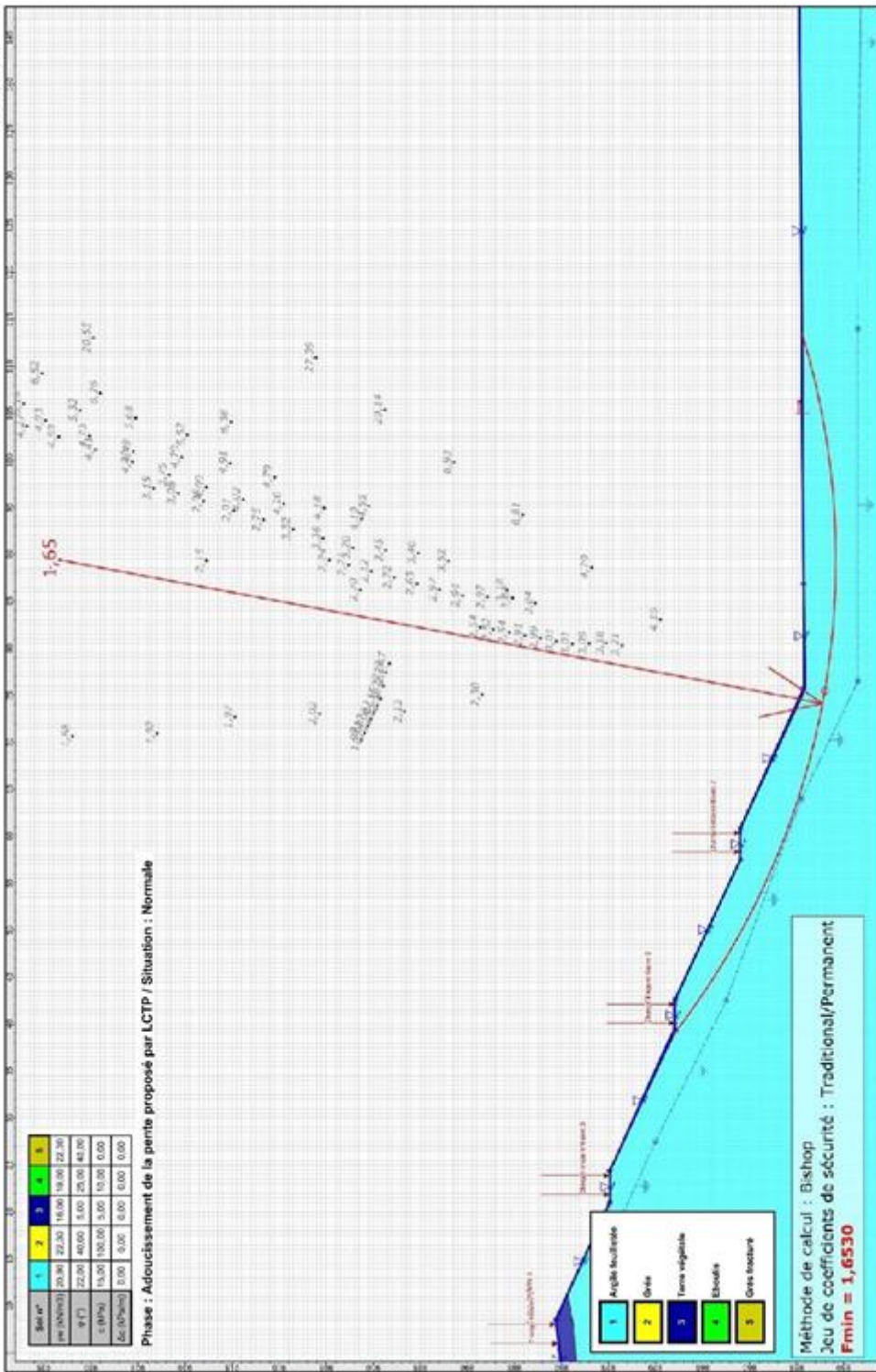
Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 73; X0= 89,38; Y0= 933,29; R= 82,46



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Echelle 1:542



Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

Données de la situation 2

Nom de la phase : Adoucissement de la pente proposé par LCTP

Nom de la situation : Accidentelle

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Traditional/Permanent

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,500	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{ou}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	2,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,500	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	2,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,500	$\Gamma_{a,tirant}$	1,500	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,000

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 5,000

Abscisse émergence limite aval : 86,830

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= 76,000; Y= 851,500

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Oui

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

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

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,1983

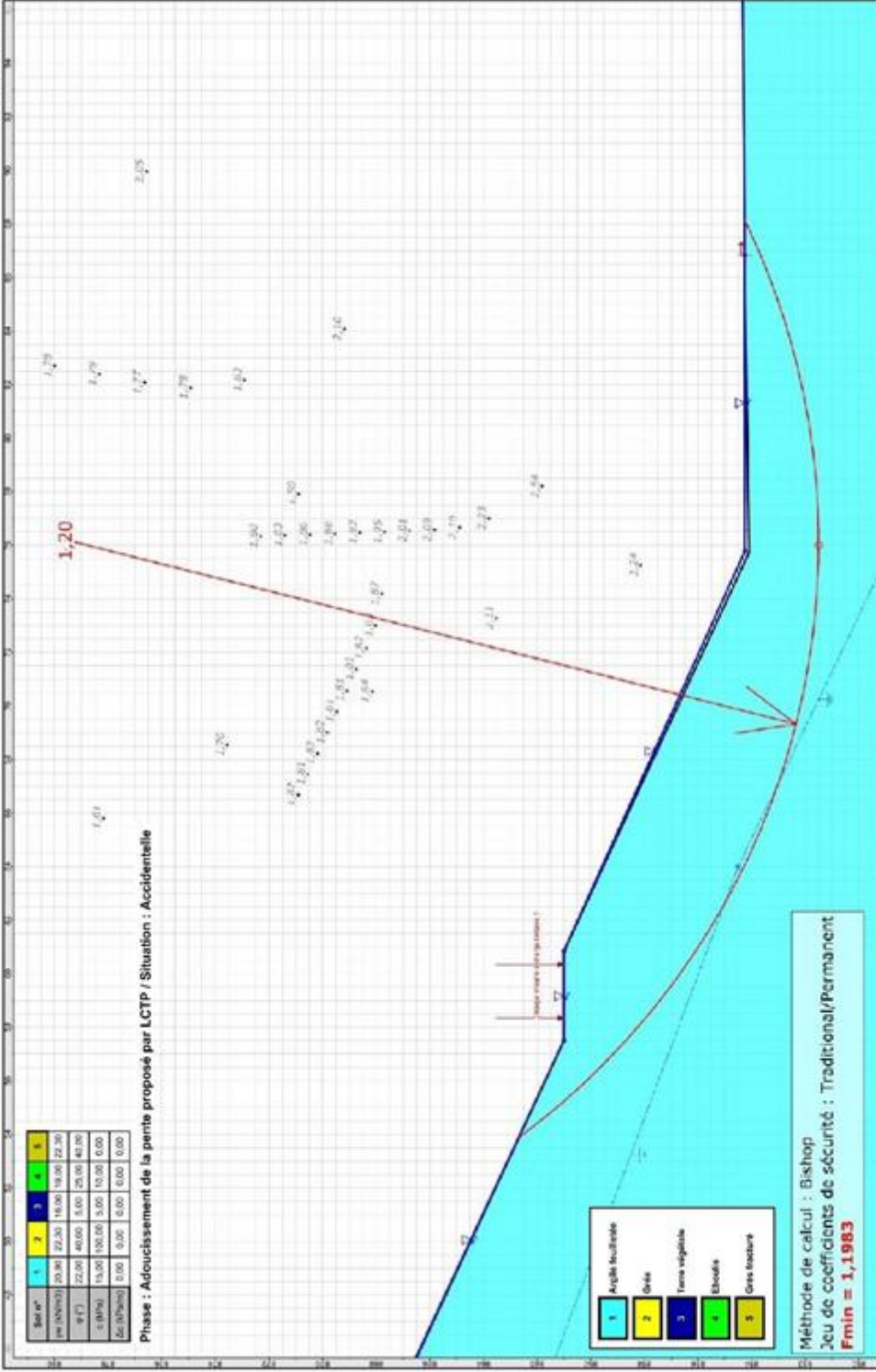
Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 51; X0= 76,11; Y0= 879,21; R= 27,70



Talren v5
v5.2.7

Projet : stabilité de la coupe AA

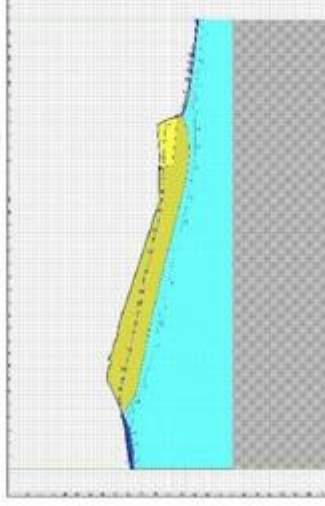
Echelle 1:191



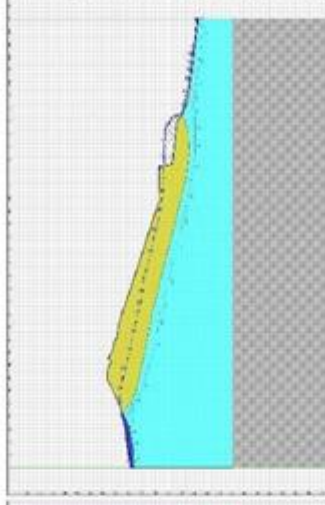
Talren v5
v5.2.7

Projet : Stabilité de la coupe AA

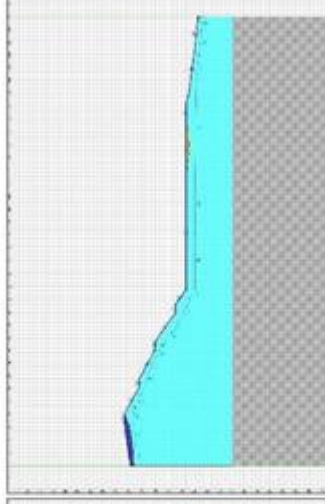
Schéma de phasage



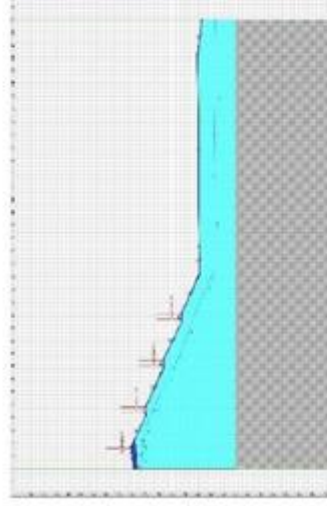
Phase 1: Site avant tous travaux



Phase 2: Lors des Travaux



Phase 3: Adoucissement de la pente proposé par NCC



Phase 4: Adoucissement de la pente proposé par LCTP