REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Étude d'un cas pathologique au contournement nord de la ville de Médéa du PK : 6+625 au PK : 6+900

Présenté par

BENYKHELEF IMANE

Proposé et Dirigé par

DR : MIR MOUNA

Promotion Juin 2019

Remercîments :

Je remercie Avant tout DIEU, le tout puissant, pour m'avoir guidé durant mes années d'études et de m'avoir donné la volonté et le courage pour terminer ce travail.

A l'issue de cette recherche, je tien à remercie tout particulièrement, mon encadreuse Mme MIR MOUNA qui a été disponible et attentive mes nombreuses questions. Quelles puissent trouver ici l'expression de ma grande reconnaissance et mes plus vifs remerciements pour son engagement, les efforts consentis et le temps qu'elle m'a alloué pour achever mon mémoire.

Je remercie aussi le président et les membres du jury pour m'avoir honoré de leur présence et avoir bien voulu examiné ce modeste travail.

Mes sincères remerciements à tous le personnel de la direction des travaux public « DTP », toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation

Mes vifs remerciements aux plus chers aux mondes, ma mère et mon frère.

Enfin, je remercie vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace



A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes Moments les plus difficiles. A ma mère et mon frère

Pour leur amour Et leur support continu

Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés et de Vos prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santé et longue vie afin que je puisse à mon tour vous combler.

A mon seul frère walid.

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que je ressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon coeur. Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et de succès.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines

A tous ma famille, petits et grands merci pour vos encouragements.

A tous ceux qui me sont chers.

ملخص:

الانهيارات الأرضية ظاهرة معقدة وخطيرة ، والغرض من عملنا هو إجراء دراسة مفصلة للانهيارات الأرضية في ممر MEDEA على طول PK: 6 + 625 إلى 6 + 900.

لذلك بدأنا مع عموميات حركات المؤسسات ، وخاصة الانهيارات الأرضية ونوعها ، وخصائصها وأسبابها المختلفة. ذكرنا أيضا طرق مختلفة من الراحة والحساب.

ثم قمنا بتصميم نموذج باستخدام برنامج يسمى "TALREN4" لتحديد أسطح الكسر وعوامل الأمان.

أخيرًا ، تمت دراسة طرق مختلفة للراحة من أجل اختيار أفضل الحلول اقتصاديًا وفنيًا.

كلمات مفتاحية: عدم الاستقرار، نمذجة "TALREN4 "، إنجازات الدعم، تثبيت الأسس.

Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes complexes et graves, et le but de notre travail est de mener une étude détaillée des glissements de terrain survenus dans le corridor MEDEA le long de PK: 6 + 625 à 6 + 900.

Nous avons donc commencé par les généralités sur les mouvements des fondations, en particulier sur les glissements de terrain et leur type, leurs caractéristiques et leurs causes diverses. Nous avons également mentionné différents moyens de confort et de calcul.

Nous avons ensuite modélisé en utilisant un programme appelé "TALREN4" pour identifier les surfaces la rupture et les facteurs de sécurité.

Enfin, différentes méthodes de confort ont été étudiées afin de choisir la meilleure solution économiquement et techniquement.

Mots-clés: Instabilité, Modélisation "TALREN4", Réalisations de support, Correction des fondements.

Abstract :

Landslides are complex and serious phenomena, and the purpose of our work is to conduct a detailed study of landslides in the MEDEA corridor along PK: 6 + 625 to 6 + 900. So we started with the generalities of the movements of the foundations, especially landslides and their type, their characteristics and their various causes. We also mentioned different ways of comfort and calculation.

We then modeled using a program called "TALREN4" to identify fracture surfaces and safety factors.

Finally, different methods of comfort have been studied in order to choose the best solution economically and technically.

Keywords: Instability, Modeling "TALREN4", Support Achievements, Fixing Foundations.

Sommaire

CHAPITRE I : présentation bibliographie

Introduction général…….1

I. But de ce chapitre ……..……3

I.1 Introduction de chapitre……...……3

I.2 Glissement en générale ……3

I.2.1 Définition de glissement ……3

I.2.2 Type de glissement ……3

I.2.3 Les caractéristiques d'un glissement de terrain …….5

I.2.4 Les cause d'instabilité d'un terrain ……6

I.2.5 Quelque exemple de mouvement de terrain ……..…….……..7

A. Travers le monde ……...…….……...7

B. Les mouvements de terrains en Algérie ……..……..10

I.2.6 Reconnaissance adapte à un glissement d'un terrain …….....12

I.2.7 les méthodes de traitement des glissements…….…..14

I.2.8 Les méthodes de calcul de la stabilité …….…..17

I.3 CONCLUSION ……..…..……...20

Chapitre II : analyse de site et étude géotechnique

II-1 Introduction ……21

II-2 Présentation de la Région …….....21

A- contexte géologique de la région ……...21

B- morphologie de la région …….……...……22

II-3 Présentation du site ……..……..…….…26

A- Contexte géologique local …….……...…….27

B- Diagnostic de glissement…….…….…..27

II.3 Les reconnaissances géotechniques ……..……..…..28

C. Sondage carotté …… .....…..……..30

D. Les essais du laboratoire : …….....…….34

II-4 Conclusion ……..……...……43

Chapitre III : calcul de la stabilité

III.1 Introduction ……..……...……44

III.2 Présentation du logiciel TALREN ……..……...……44

III.2.1 Le logiciel TALREN 4…….…… ……..44

III.2.2 Histoire de TALREN ……..…… ……44

III.2.3 Les avantage de TALREN …….……...……44

III.2.4 Le calcul en TALREN ……...…45

III.2.5 Les principales caractéristiques de TALREN……...……..…45

III.2.6 LE MODE "DONNEES GENERALES" ……..…….47

III.3 Conclusion …….72

Chapitre IV : proposition de la solution

IV.1 Introduction ……..……..73

IV.2 Méthodes des confortements et de stabilisations ……..……...73

ii- Vérification de la stabilité au glissement …….78

iv- Vérification de la stabilité au renversement …….……..….78

A. Etude du confortement de glissement par logiciel TALREN …….……79

IV.3 Conclusion ……...…….84

Conclusion général……...….85

Liste des figures

Chapitre I : présentation bibliographie

Figure I.1: les types des glissements (plan et rotationnel). (site web 14/06/2019) 6

Figure I.2 : Glissement de terrain à Notre-Dame de la Salette [26 avril 1908] (site web 01/01/2019). 9

Figure I.3 : Glissement de la Léona près de San Vicente (a) et de Las Collinas (b).

(Site web 01/01/2019) 10

Figure I.4 : 8 janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle-en- Beaumont dans l'Isère (France)" (site web 01/01/2019) 10

Figure I.5 : glissement de terrain a Venezuela (Site web 05/01/201 11

Fig.I.6 : glissement au Québec (site web 05/01/2019) 11

Fig.I.7 : glissement du terrain en chine (site web 14/06/2019) 12

Fig.I.8 : la routé affecté par le glissement (site web 14/06/2019) 13

Fig.I.9 : Cinématique du glissement(Site web 13/06/2019) 13

Fig.I.10 : Affaissement de plus de 50cm du glissement en bas du talus

« Les Abattoirs Ténès » (Site web 01/01/2019) 14

Fig.I.11 : Drainage de talus par barbacanes (Site web 01/01/2019) 17

Fig.I.12 : Principe du clouage et exemple de réalisation (site web 13/06/2019) 17

Fig.I.13 : Mur de soutènement à Image Pinon SA 18

Fig.I.14 : L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus (Site web 01/01/2019) 19

Fig.I.15 : La schématisation expliquée la méthode des tranches 20

Fig.I.16 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations 23

Chapitre II : analyse de site et étude géotechnique

Fig.II.1 : la région de MEDEA (site web) 24

Fig.II.2: une zone montagneuse (site web 13/06/2019) 26

Fig.II.3 : sismicité de la région (site web 01/01/2019) 27

Fig.II.4 : classification des sites (site web 01/01/2019) 29

Fig.II.5 : Image GOOGLE EARTH montrant le site du glissement 30

Fig.II.6: glissement de talus au niveau de PK6+900 31

Fig.II.7 : glissement superficiel important à l'aval du talus au PK 6+900 32

Fig.II.8 : levé topographique 33

Fig.II.9 : classification des sols 41

Fig.II.10: pénétration dynamique lourd (PDL) 35

Fig.II.11 : classification LCP, diagramme de plasticité (d'après RPA) 48

Chapitre III : calcul de la stabilité

Fig.III.1 : l'interface de TALREN4 (exemple de calcul avec méthode de bishop) 52

Fig.III.2 : fenêtre de description générale du projet 54

Fig.III.3: définition des points 55

Fig.III.4 : définition des surcharges 55

Fig.III.5: définition des renforcements 56

Fig.III.6 : définition des caractéristiques des sols 56

Fig.III.7: définition des pondérations/sécurités partielles 57

Fig.III.8 : base de donnes des renforcements 57

Fig.III.9: base de donnes des sols 57

Fig.III.10: fenêtre de retourner la coupe 58

Fig.III.11: fenêtre de définition des phases et situations 59

Fig.III.12: fenêtre de la définition de la situation 60

Fig.III.13 : illustration des paramètres du quadrillage de centres dans le cas d'une recherche manuelle de surfaces de rupture circulaires. 62
Fig.III.14: exemple de la surface de rupture quelconque 64
Fig.III.15: surfaces de rupture spirales logarithmiques 65
Fig.III.16: définition des conditions hydrauliques 67
Fig.III.17: exemple des coordonnes d'un nappe phréatique 67
Fig.III.18 : définition des conditions hydrauliques 68
Fig.III.19: l'avancement des calculs demandés 70
Fig.III.20: résultats affichés par défaut après calcul d'une situation (Exemple dans le cas de surfaces de rupture circulaires) 71
Fig.III.21: fenêtre de paramétrage de l'affichage graphique des résultats 72
Fig.III.22: fenêtre des résultats détaillés par surface de rupture (exemple pour des surfaces de rupture circulaires, méthode de calcul de Bishop) 73
Fig.III.23: légende des valeurs forfaitaires pour F 74
Fig.III.24: fenêtre des résultats dans les renforcements 74
(Exemple de calcul d'un Cas des surfaces de rupture circulaires) 74
Fig.III.25: légende pour les résultats dans les renforcements 75
Fig.III.26: domaines d'analyse 78
Fig.III.27: levé topographique présentant les coupes choisis pour l'analyse du modèle 80
Fig.III.28: cas d'un cercle de rupture sans présence d'une nappe phréatique et l'effet de séisme 81
Fig.III.29: cas d'un cercle de rupture avec séisme 81
Fig.III.30: cas d'un cercle de rupture avec nappe phréatique 82
Fig.III.31: cas d'un cercle de rupture avec la présence d'une nappe phréatique et sous l'effet de séisme

Chapitre IV : propositions de la solution

Fig.IV.1 : présentation d'un facteur de sécurité admissible sans nappe et sans séisme 85

Fig.IV.2 : présentation de facteur de sécurité avec présence d'une nappe et sous séisme 85

Fig.IV.3 : les abaques de SETRA 87

Fig.IV.4 : la géométrie de la méthode de renforcement d'un talus 92

Fig.IV.5: espacement entre les axes des pieux 93

Fig.IV.6 : vue en plan de l'espacement entre les pieux 94

Fig.IV.7: dimension de la fosse existant en pied du talus 95

Fig.IV.8: présentation de coefficient de sécurité après confortement dans le cas d'une présence d'une nappe phréatique et sous séisme 97

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation bibliographie

Tableau I.1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement…….4

Tableau I.2: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme…….5

Chapitre II : analyse de site et étude géotechnique

Tab.II.1 : classement des coefficients (d'après RPA 99/VERSION2003) …….28

Tab.II.2: Classification des sites (d'après la RPA 99/version 2003) …….28

Tab.II.3 : résistance de pointe ……36

Tab.II.4: résultats des propriétés physique…….39

Tab.II.5: classification d'argilite d'un sol selon l'indice de plasticité…….. 41

Tab.II.6 : résultats des sondages…….41

Tab.II.7: résultats d'analyse granulométrique ……42

Tab.II.8 : résultats des propriétés mécaniques ……44

Tab.II.9: Classification GTR (SETRA)……45

Tab.II.10: classification LPC (d'après RPA)……..46.

Chapitre III : calcul à la stabilité

Tab.III.1: caractéristique des bicouches (la marne argileuse + la marne grise)…….78

Tab.III.2 : valeur d'estimation de coefficient de sécurité F_S …….79

Symboles et abréviations

I_p : Indice de plasticité.

W_L: limite de liquidité.

γ :poids volumique [KN/m3].

γ': poids volumique déjaugé [KN/m3].

φ : angle de frottement [°].

φ': angle de frottement effective [°].

φ' : Angle de frottement effectif du sol.

γ : Poids volumique du sol [KN/m3].

c : cohésion [KN/m2].

c' : cohésion effective [KN/m2].

c_u : cohésion apparente (non drainée) [KN/m2].

H : hauteur réelle [m]

F_s : coefficient de sécurité.

PK : point kilométrique.

RPA : règlement parasismique algérien.

SETRA : service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements

S : sondage.

RM : remblai marneux.

K_h : coefficient sismique horizontal.

K_v : coefficient sismique verticale.

TALRAN : talus renforcés

Introduction générale :

La stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturellement que les talus artificiels, Résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement des mille de mortes chaque année.

Les glissements de terrain sont généralement spectaculaires et parfois très meurtriers, Il est possible d'agir sur ces risques de deux manières, en intervenant sur l'aléa ou sur les enjeux. Les glissements de terrain apparaissent lorsque les sols ou des roches se déplacent, fragilisés par les activités humaines ou par des phénomènes naturels qu'ils soient climatiques, géologiques ou encore géomorphologiques. Pour cela, il faut tenir en compte de ce phénomène et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La détermination du type de glissement de terrain (glissement plan, circulaire ou quelconque) selon les informations disponibles tel que la géométrie, les caractéristiques mécanique et élastique, et surtout la présence des eaux souterraines et des nappes phréatiques, permet de proposer des analyses et méthodes de calculs pour les différentes modes de rupture. Le problème de glissement des terres est couramment rencontré en Algérie et ce depuis fort longtemps .Il n'existe jusqu'à maintenant pas de carte de zonage permettant le classement d'un territoire en zone vis-à-vis du potentiel de glissement.

L'estimation de la sécurité réelle vis –à- vis du risque de rupture est très délicate quelle que soit l'approche utilisée, particulièrement pour les pentes naturelles et les talus en déblai.

Tout étude de stabilité doit être procèdes d'une reconnaissance géologique très fine qui permet souvent de mettre en évidence des hétérogénéités locales ainsi que d'autres facteurs lourds de conséquence (anisotropie, pendage des couches, circulation d'eau…). [1]

[Introduction générale]

Notre mémoire de fin d'étude contient 4 chapitres :

Chapitre I : Ce chapitre a pour objectifs de regrouper les principes de base sur les terrains instables.

Chapitre II : Analyse du site et étude géotechnique, ce chapitre a pour but de citer les caractéristiques analysées sur site de notre étude au contournement du Médéa au niveau de PK : 6+625 6+900

Chapitre III : Calcul de la stabilité, ce chapitre a pour objectif du étudier le glissement avant la stabilité de talus par l'utilisation de logiciel TALREN4

Chapitre IV : Proposition de la solution, ce chapitre a pour but de trouver la solution pour conforter le talus par l'utilisation de logiciel TALREN4

Conclusion : Les glissements de terrain sont des phénomènes qui un grand rôle de l'instabilité et d'exposer les biens et la vie humains au danger

I. But de ce chapitre :

Ce chapitre a pour objectifs de regrouper les principes de base sur les terrains instables, et illustrer les différents types de glissements de terrain et leur lieu. Et les causes déclenchant, avec quelques exemples dans le monde en générale avec les moyennes de confortement utilisés.

I.1 Introduction de chapitre :

L'équilibre des pentes naturelles dépende des conditions d'érosion par l'eau et les ventes. Toutefois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent en compromettre la stabilité. Toute les pentes tendent vers le bas, afin que les forces qui régissant leur stabilité soient en équilibre.

I.2 Glissement en générale :

Les glissements de terrain sont considérés comme un danger naturel permanent rencontrés dans différents pays. Ils engendrent des dégâts humains et matériels, pouvant avoir des conséquences négatives sur les pays affectés.

Pour cela, il faut tenir en compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

I.2.1 Définition de glissement :

Les glissements affectent les sols et sont fréquent dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de rupture peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale.

I.2.2 Type de glissement :

Les sols pulvérulents ayant une structure à grains uniques, la résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement. Chaque particule doit donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable.

Au contraire, dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles, comme dans les sols pulvérulents. Elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et le position dans les dépôts ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement rectilignes, circulaires ou aléatoires.

On peut distinguer les différentes classifications des glissements comme suit :

A. Selon la profondeur de glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau I.1), et on peut distinguer :

- Glissement superficiel ;
- Glissement semi-profond ;
- Glissement profond.

Tableau I.1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement. [1]

Glissement	profondeur de surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi-profond	2 – 10m
Profond	10 – 30m
Très profond	>30m

B. Selon la vitesse de glissements :

Selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (tableau I.2), on peut distinguer trois types des glissements :

- Glissement très lent ;
- Glissement lent ;
- Glissement rapide.

Tableau I.2: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [2]

Glissement	vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0 – 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif(ou lent avec phase rapide)	>10cm/an

C. Selon la forme de glissements :

Les glissements de terrain se produisent dans les terrains inclinés et se déclenchent lorsque les forces de résistances (force de frottement et cohésion) sont plus faible que la force motrices (gravité) suivant les constatations (durant et après), les glissements des terrains sont classées en trois formes principales :

- Glissements plans (transrationnels) ;
- Glissements rotationnels simples ;
- Glissement rotationnels complexes.

C.1 Glissement plan :

En générale, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

C.2 Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée a une portion de cylindre. L'analyse du risque de rupture par le calcul est alors adorable par des méthodes classiques.

C.3 Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples << emboités >> les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

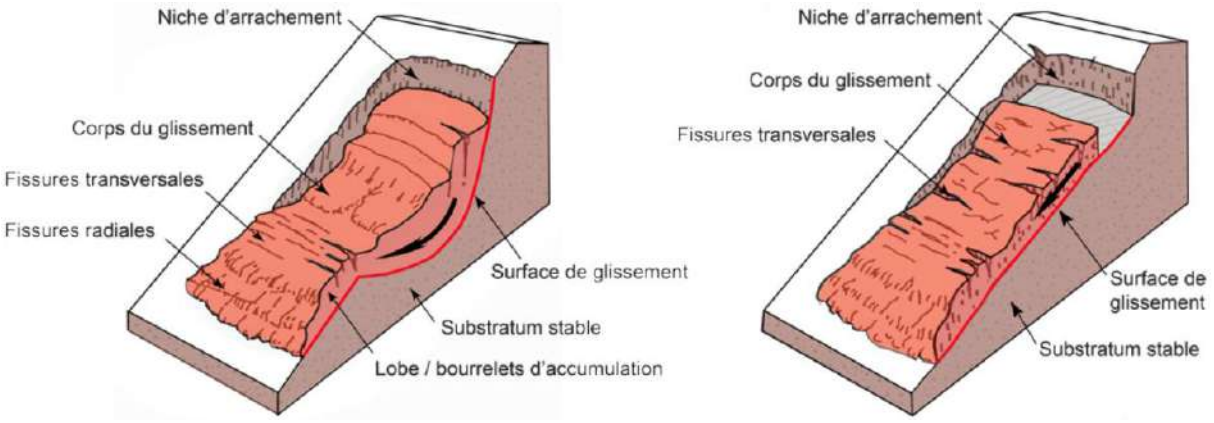


Figure I.1: les types des glissements (plan et rotationnel) [3]

I.2.3 Les caractéristiques d'un glissement de terrain :

-Escarpement principal : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le Glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

-Tête : limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

-Escarpement secondaire : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

- Elément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.

- Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

- Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est Souvent masqué par le bourrelet.

- Extrémité inférieure ou pouce : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.

-Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

- Surface de rupture ou de glissement : surface séparant la masse glissée des terrains en place.

- Corps : partie centrale du glissement recouvrant a surface de rupture.

I.2.4 Les causes d'instabilité d'un terrain :

Un glissement de terrain peut se déclencher suite à une ou plusieurs causes concomitantes. Ces causes sont soit naturelles telles qu'une forte pluie, l'érosion d'une berge, ou un séisme, soit artificielles issues d'une activité humaine telles que les travaux de terrassement, ou la déforestation.

Les causes déclenchant un glissement peuvent aussi être classées en Cinques grandes catégories : causes géométriques (morphologique), géotechnique, mécaniques, climatiques ou hydrauliques.

la premier catégorie comporte les facteurs causant une augmentation des contraintes dans le sol, tels qu'une surcharge provenant d'un nouveau ouvrage, de la neige ou de l'eau, ou l'augmentation du poids volumique due a l'augmentation de la teneur en eau, ou les facteurs réduisent la résistance au cisaillement du sol, tels que la diminution de la cohésion de l'argile, l'augmentation des pressions interstitielles ou le gonflement des argiles par absorption de l'eau. [2]

Et en peut citer comme suite :

A. Condition morphologique (géométriques) :

Les conditions géométriques ont une influence sur la stabilité des talus, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus :

- La dénivellation : c`est la différence de niveau (d'un terrain, d'une surface).
- l'inclinaison : c`est le degré d'inclinaison, pente.

B. Condition géotechnique (géologiques) :

Les principales conditions géologiques qui affectent la stabilité des talus sont :

- la nature des matériaux formant le talus ;
- La discontinuité dans la formation des couches, le pendage des couches et la direction du pendage ;
- Les fissurations des substratums qui sont dues aux mouvements des plaques tectoniques.

C. Conditions climatiques :

Les principales conditions climatiques sont :

-L'altération qui est due aux changements climatiques brusques, la température élevée, la pluie, le vent…etc.

-L'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau.

-L'accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.

-L'intensité des orages des eaux de pluie qui vont s'infiltrer dans le sol engendrent une augmentation du niveau de la nappe. Cette augmentation du niveau de la nappe induira une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol qui provoque alors un glissement de terrain.

D. Conditions mécaniques :

Séisme et plus généralement, vibration. S'agissant d'engins, de circulation d'automobiles ou encore de séismes, les vibrations sont défavorables à la tenue des terrains, notamment lorsqu'ils sont saturés en eau (saison pluvieuse).

E. Conditions hydraulique :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades.

C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain.

I.2.5 Quelque exemple de mouvement de terrain :

A. Travers le monde :

a. Cas de Québec :

Le 26 avril 1908, un glissement survenu sur les rives argileuses de la rivière du Lièvre, dans le village de Notre-Dame-de-la-Salette fait trente-trois victimes. Deux jours plus tard, lors des funérailles de 19 victimes, 18 cadavres manquent toujours à l'appel. On peut retrouver dans les éditions des 27, 28, 29 et 30 avril 1908 du journal La Patrie disponibles sur le site des Archives Nationales du Québec, une série de reportages, comprenant des photographies et des croquis de cet événement.


La Patrie

UNE EFFROYABLE CATASTROPHE

Une trentaine de personnes trouvent une mort horrible à Notre-Dame de la Salette

ÉBOULIS, GLACE ET TORRENT

Figure I.2 : Glissement de terrain à Notre-Dame de la Salette (26 avril 1908) [4]

b. Cas de Salvador :

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas.



Figure I.3 : Glissement de la Léona près de San Vicente (a) et de Las Collinas (b)[5]

b. Cas de France

Dans la nuit du 7 au 8 janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle-en- Beaumont dans l'Isère (France) emporte un million de mètres cubes en quelques minutes et fait quatre victimes,



Figure I.4 : 8 janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle-en- Beaumont dans l'Isère (France) [6]

c. Cas de Venezuela :

15 décembre 1999, Venezuela: tragédie de Vargas, des pluies torrentielles Provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas et Provoquent au moins 15.000 morts.



Figure I.5 : glissement de terrain a Venezuela [7]

d. cas de Québec :

10 mai 2010, Québec, Canada: Un glissement de terrain emporte une route et une résidence à Saint-Jude, bloquant ainsi le cours de la Rivière Salvail et causant la mort de 4 personnes.



Fig.I.6 : glissement au Québec [8]

e.Cas de chine :

8 août 2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine.



Fig.I.7 : glissement du terrain en chine [9]

B. Les mouvements de terrains en Algérie :

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Bejaia et des Abattoirs à Ténès (Chlef).

a.Cas de Bejaia :

Comme le montre la figure 8, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence

depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et degrés.



Fig.I.8 : la route affecté par le glissement [10]

La figure 9 présente un schéma global du glissement survenu à Bejaia où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glisse ment. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

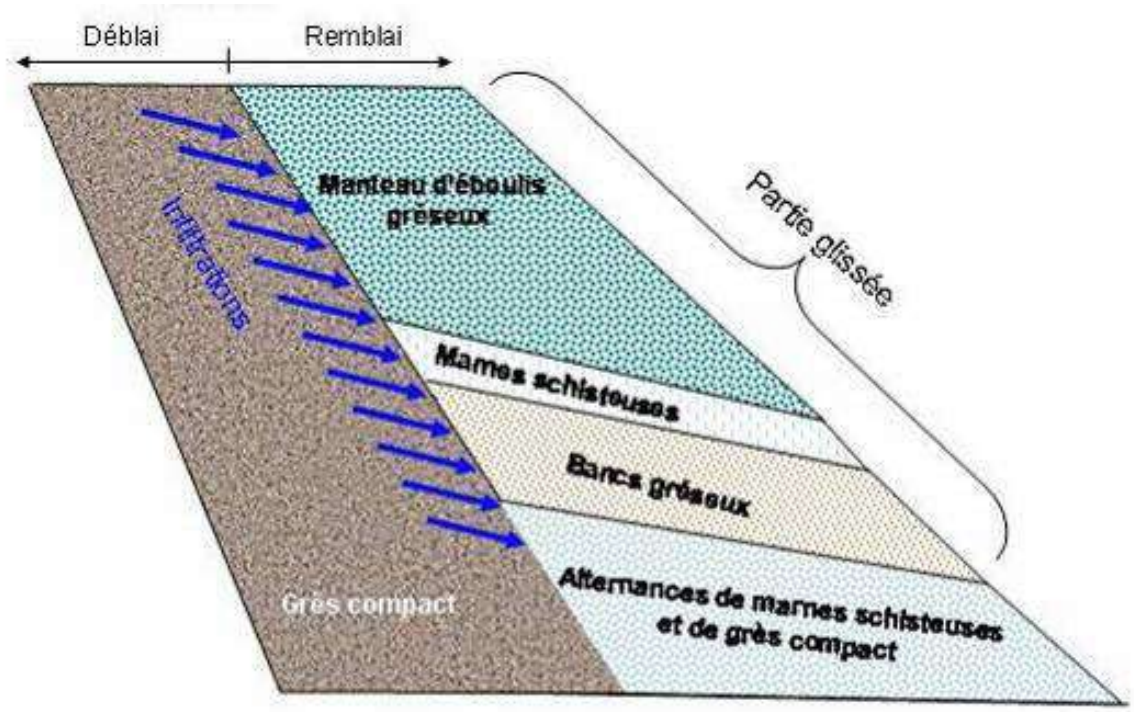


Fig.I.9 : Cinématique du glissement [11]

b. Cas de Routes des Abattoirs Ténès (Chlef) :

Le glissement des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de 10m environ de hauteur (D'après des informations recueillies par la DTP de Chlef agissant comme maître de

l'ouvrage). Ce glissement a été provoqué dans les années 80 sous l'effet des infiltrations souterraines ayant fait déplacer la masse de remblai composée d'alluvions récentes.

L'étude a été réalisée par le laboratoire des travaux publics du centre (Antenne de Chlef), où une solution a été dégagée consistant à recharger les pieds du talus tout en proposant des murs de soutènement reposant sur des pieux ancrés à plus de 25 m de profondeur.

Cette solution a été en quelques sortes très onéreuses pour le maître de l'ouvrage à l'époque et le projet n'a pas été entamé pour sa réalisation.

Dans ce but depuis 1982 à 2006 de graves préjudices ont été observés sur le terrain, dont la partie se trouvant en haut du talus a été complètement déplacée et touchant même les fondations des bâtiments se trouvant à côté de l'emprise.

De ce fait, compte tenu des dégâts observés sur les lieux, les parties concernées ont pris au sérieux ce problèmes pathologiques et ont refait une deuxième fois l'étude par le Laboratoire citée ci-dessus et ce pour aboutir aux solutions du mur de soutènement et dont les travaux ont repris incessamment.



Fig.I.10 : Affaissement de plus de 50cm du glissement en bas du talus
« Les Abattoirs Ténès » [12]

I.2.6 Reconnaissance adapte à un glissement d'un terrain :

L'étude da la stabilité d'un terrain ne peut être sérieusement menée qu'en possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain. L'expérience des glissements antérieurs enseigne que de lourdes pertes matérielles et vies humaines auraient pu être évitées par une reconnaissance préalable du site. [2]

Pour une étude de glissement, le programme géotechnique usuel comporte les étapes suivantes :

- Une visite de site.
- L'étude géologique et géomorphologie.

- La reconnaissance géotechnique.
- L'analyse de l'hydrogéologique.
- Mesure éventuelle de la cinématique du mouvement de terrain.

A. Une visite de site :

Cette étape se résume à de l'observation visuelle des indices d'instabilité et pour définir les causes principales des désordres.

B. L'étude géologique et géomorphologie :

L'élément de base d'une telle étude est évidemment l'enquête géologique(les cartes géologiques) qui doit comporter tous les renseignements sur la structure géologique du site par exemple :

-la lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères).

-La structure (orientation et pendage des couches, la présence de failles, des indicateurs sur la nature du substratum, ses hétérogénéités …etc.)

La géomorphologie a pour but de distinguer les versants ayant la même origine un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être instable à nouveau.

C. La reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par les essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement raquèrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C, φ, γ et E, mesurables au laboratoire.

D. L'analyse l'hydrogéologique :

Cette analyse consiste à mettre en place à déférents profondeur des piézomètres, qui seront en général à volume constant, puisque les terrains dangereux sont en général de nature argileux à faible perméabilité. On pourra ainsi mesurer les pressions interstitielles, les niveaux des nappes et leur alimentation [3].

E. Mesure cinématique :

Le premier objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser divers instruments, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale, la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinomètre, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé

dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation, elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture.

L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation. [4]

I.2.7 les méthodes de traitement des glissements :

Il est parfois possible de déployer des contremesures, qui neutralisent l'avancée du mouvement ou limitent son impact au moment de son déclenchement. Ces contremesures sont variées, Quelques-unes sont présentées dans cette ressource. Conforter un glissement nécessite de connaître non seulement ses dimensions mais aussi son origine (chargement, écoulement d'eau, altération des sols, ruissellement singulier) : le choix de la méthode de confortement en dépend de :

A. Dispositifs de drainage :

L'eau a fréquemment un rôle moteur dans les glissements de terrain, l'objectif du drainage est de contrôler la teneur en eau du sol et de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Le .drainage peut évacuer l'eau de la zone ou encore éviter l'alimentation en eau de la zone par collecte et canalisation des eaux de surface.

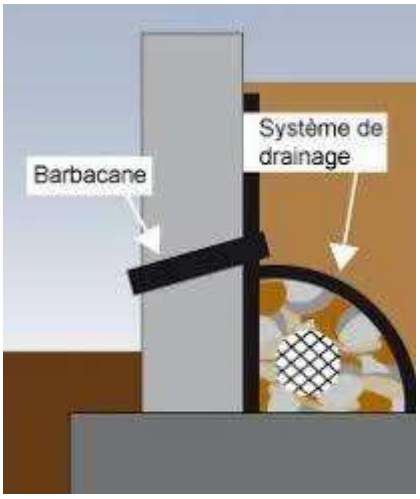


Fig.I.11 : Drainage de talus par barbacanes [13]

B. Le clouage :

Ce dispositif transfère par un système d'accrochage (pieux, clous) les efforts du volume en mouvement vers le volume fixe.



Fig.I.12 : Principe du clouage et exemple de réalisation [14]

C. Le soutènement :

C'est un écran rigide ou souple qui bloque le volume en mouvement, les efforts mis en jeu sont importants et peuvent amener à la rupture.



Fig.I.13 : Mur de soutènement à
Image Pinon SA [15]

D. Systèmes de terrassement :

-Remblai de pied : Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du Volume en mouvement.

-Allègement en tête : Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume en mouvement, et donc diminue les forces motrices .

Parfois, il est possible de déclencher un glissement de façon précoce pour mieux le contrôler, ou de construire des infrastructures assurant que son déclenchement n'aura pas de conséquences catastrophiques. Le problème est que, le plus souvent, l'établissement d'une réponse face à un risque de mouvement prend des mois et demande les connaissances de dizaines d'ingénieurs ; le coût financier est donc très important. Il n'existe pas réellement à l'heure actuelle de solution générale au contrôle des glissements de terrain.

E. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations….etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

-La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).

-La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.

-Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.

-Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.

-La protection : protéger une structure fragile (géo-membrane) contre des éléments poinçonnant.

-La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



Fig.I.14 : L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus [16]

I.2.8 Les méthodes de calcul de la stabilité :

L'Eurocode-7 stipule de prendre en considération tous les états limites relatifs à la stabilité générale du terrain et la limitation des déformations du sol ainsi que celles des ouvrages sus-jacents, notamment les états limites suivantes :

- Perte d'équilibre globale du terrain et d'ouvrage.
- Dommages ou mise hors service de structure, de routes ou de réseaux voisins à cause des mouvements des terrains.

Ce règlement recommence d'analyser des surface de rupture circulaires dans des terrains relativement homogènes et isotropes, et non circulaires en cas des terrains non homogènes.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou à proximité.

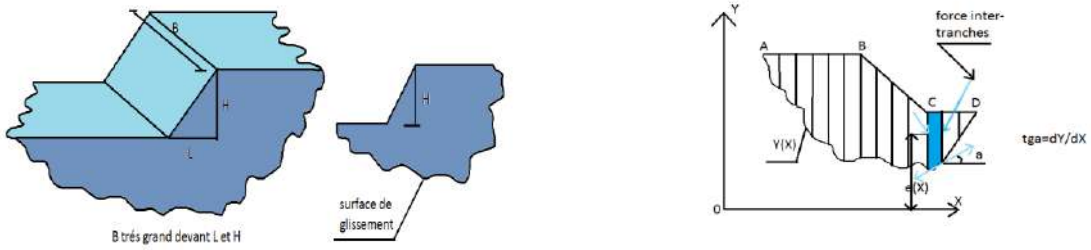
On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-vis du glissement d'un trois grandes catégories :

- Méthodes d'équilibre limite.
- Méthodes d'élément finis.
- Méthodes des caractéristiques de contraintes (ou des lignes de glissement), on focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes du calcul les plus utilisées en pratique. [2]

A. Méthodes d'équilibre limite :

Ces méthodes supposant que la rupture se manifeste long d'un courbe plane au sein du massif, le reste du sol est e équilibre surabondât. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable Y(X). le matériaux sol est caractériser par φ, γ, C selon la figure ci-dessus, la largeur B du talus est très grand par rapport a la hauteur H et la longueur du talus L, et par la méthode des tranches en peut traiter le problème de glissement bidimensionnel qui forment sur la base des logiciels courants de calcul automatique.

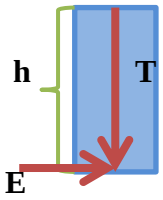
La figure 15 peut expliquer la méthode des tranches qui se présentent un bloc glissant ABCDA deviser en tranches, donc la surface de rupture étant d'écrite par la courbe Y(X) qu'il s'appelle équation de la ligne de rupture. Ces tranches sont soumise a son poids.



a) glissement bidimensionnel **b)** schéma de bloc plan en des tranches

Fig.I.15 : La schématisation expliquée la méthode des tranches [17]

Etudions une tranche isolée épaisse de h, E et T étant respectivement les composantes horizontale et vertical des forces inter-tranches agissant sur la tranche a la base de cette tranche appartient a la ligne de rupture Y(X) et est soumise a une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ. L'angle α est la pente de la tangente a la courbe Y(X). [2]



Le problème est indéterminé que se disposer par plusieurs méthodes et les plus connues sont :

B. Fellenius 1927 : (Rupture circulaire en conditions non drainées)

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent. Aucune hypothèse n'est faite sur la distribution des forces a l'intérieur du massif et seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier, égal au rayon R, constant. Pour obtenir le moment moteur, il est nécessaire de décomposer la masse en mouvement en tranches verticales, le bras de levier étant alors le rayon du cercle R multiplie par le sinus de l'angle d'inclinaison de la base de la tranche.

Le coefficient de sécurité peut être défini comme le rapport des deux moments et on obtient:

$$F = (R\sum 1c/\sum RW\sin\alpha)$$

Dans cette formule, R s'élimine et le terme Σ 1, équivaut a la longueur de l'arc de cercle de rupture. Le découpage en tranches est donc défini pour le seul calcul du moment moteur. Mais la formule finale :

$$F = (\sum 1c/\sum W\,1\sin\alpha)$$

Est aussi vraie pour une surface de rupture plane ou quelconque. [3]

C. Taylor 1948 :

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est, du point de vue force équivalente, remplace par une force parallèle a la corde de l'arc et de valeur c'l, 1 étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée a ϕ', est tangente au cercle de frottement centre en O et de rayon R sin φ', et on suppose que la résultante l'est aussi. Cette résultante

passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion, et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur induite par ces hypothèses sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture. [3]

D. Caquot 1954 : (Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960))

Permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

-la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;

-une fonction de répartition des contraintes normales est paramètre le long de la courbe de rupture ;

-la résolution se fait avec les trois équations de la statique applique a la masse en mouvement. [3]

E. Bishop 1955 :

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

$$F_{Bish} = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} * \sum \frac{(W - u * b)\tan\varphi' + c' * b}{\cos\alpha + \sin\alpha * \frac{\tan\varphi'}{F_S}}$$

En explicitant l'expression de la contrainte a la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ; de même, le terme (1 + tanα tan φ'/F) peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Fellenius est en général la référence choisie. Mais il en résulte qu'il y a plusieurs façons de programmer la méthode de Bishop et que certains résultats, par exemple quand le talus est immerge, peuvent différer considérablement suivant la programmation utilisée. Pour maitriser la méthode de Bishop, il faut donc connaitre les tests caches dans sa programmation. [3]

F. Morgenstern et Price (1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours Quelques problèmes de convergence. [3]

G. Méthodes des perturbations de Raulin et Toubol 1974 :

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin *et al.* (1974) et développée par Faure (1985). Elle peut s'enfoncer de la façon suivante :

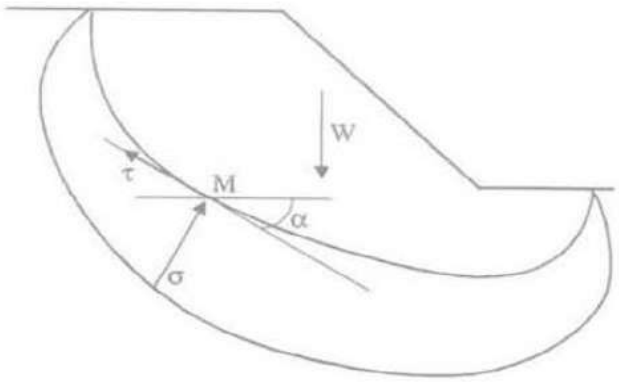


Fig.I.16 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations [18]

H. Autres méthodes des tranches, comparaisons et difficultés :

Il existe bien d'autres méthodes des tranches, avec des hypothèses différentes et surtout, pour des raisons numériques, des choix différents pour l'inconnue résolvante.

L'approche de Li (1992) est un exemple intéressant pour le choix de l'inconnue auxiliaire, ce qui permet une résolution directe. De nombreuses comparaisons ont été faites (Wright *et al,* 1973, Lumsdaine *et al.*. 1982), et d'autres auteurs mettent en évidence les difficultés numériques de certaines de ces méthodes (Ching *et al.*, 1983, Chowdhury *et al.*, 1990 Low et al., 1998). [4]

I.3 CONCLUSION

Le travail présenté dans ce chapitre est comme une première étape pour la compréhension des glissements en particulier, leurs caractéristiques, les types, les différentes causes, les méthodes de traitement des glissements et Les méthodes de calcul de la stabilité.

L'étude de ce dernier nécessite une enquête, en utilisant quelques documents à savoir les cartes: géologiques, topographiques, ainsi que les essais in-situ et au laboratoire, en suivant certaine consignes spécifiques aux études de glissement de terrains en vue de procéder à une étude détaillée de l'instabilité.

II.1 Introduction :

Le site, objet de notre étude, que nous appelions "Glissement de terrain au niveau du contournement Nord de la ville de Médéa au PK 6+900, après localisation du glissement, une premier présentation concerné le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristique sismiques et la morphologie du site.

Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

II.2 Présentation de la Région :

Médéa est une wilaya sur les hautes plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatre-vingt-huit(88) kilomètres au sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la wilaya de Blida, au Sud par la wilaya de Djelfa, à l'Est par les wilayas de M'silla et Bouira et à l'Ouest par les wilayas de Ain Défla et de Tissemsilt (voir les figures), Sa superficie totale est de 8866 Km^2 et sa population est estimée à 819932 habitants.



Fig.II.1 : la région de MEDEA [19]

A. Contexte géologique de la région :

Sur le plan géologie, la région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacés sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et le dépôt du Cénozoïque dans sa partie sud, les grands ensembles géologiques de la région sont :

a. Le quaternaire :

Composé de formation continentale, constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus

anciennes, ainsi que par des éboulis des pentes qui sont des débris de poudingues du cartésien et produit sa dégradation des roches Crétacé sur les marnes du cartésien.

b. Le miocène :

Il constitue la bordure méridionale du grand bassin de Médéa, qui se prolonge à l'ouest par le bassin du Chéliff, dans le secteur d'étude de le miocène est représenté par le miocène supérieur et le miocène inferieur.

1. **Miocène supérieur marin :** li est composé de calcaire degré et d'argile, il est représenté par le symbole «mm» sur la carte géologique.

2. **Miocène inferieur marin :** (Burdigalin) : il est formé de marne argileuse grise et d'argile marneuse avec des couches de grés durs et conglomérats rouges. Il est représenté par le symbole «mi» sur la carte géologique.

c. Le cétacé :

Les formations datant du Crétacé sont les plus répandus dans la région étudiée. Il est représenté par les faciès suivants :

- Crétacé supérieur marin (Cs) : il est composé de dépôts marin ou lagunaires. Représenté principalement par une alternance de calcaire et de marnes vertes et en moindres quantité par des dolomies, des grés , des argiles gypsifères et des lentilles de gypse purs.

- Crétacé moyen (Cm) : il est composé de dépôts marin ou lagunaire, représenté par des alternances de grés carbonatés, des argiles, des calcaires et des roches argileuses gypsifère.

- Crétacé inferieur (Ci) : C'est un faciès marin, composé d'alternance de calcaires dolomitique, avec des bancs d'argiles et de marnes.

B. morphologie de la région :

Le relief de la wilaya de Médéa se compose de quatre (04) principales zones qui sont :

a. La zone montagneuse : Il forme une bande quasi –continue ceinturant la wilaya à l'Ouest et au Nord, depuis l'Ouarsenis jusqu'au massif de Tablat .C'est une région au relief marqué, au climat rude, peu peuplée. Région forestière, l'arboriculture, la céréaliculture et l'élevage ne sont pratiqués qu'à la faveur de dépressions alluviales ou de replats colluviaux**.**



Fig.II.2: une zone montagneuse [20]

b.la zone Tellienne : Située au cœur de la wilaya, c'est une région de peuplement qui de tout temps a eu une vocation agricole, la polyculture y est de mise ; vigne et arboriculture sur les terres légères, céréales et fourrages sur les terrasses alluviales des principaux oueds.

c.la zone des plaines : Traditionnellement vouées à la céréaliculture, les plaines de Beni Slimane et Merachda sont enchâssées à l'intérieur du tell collinien. La mise en valeur de ces plaines a permis d'implanter la polyculture associant cultures à sec et en irrigué ainsi que le développement et l'élevage.

d. la zone de Sud : Caractérisé par une pluviométrie irrégulière située entre 300 et 400 mm, le piémont s'affirme comme une zone de transition vers les hautes plaines steppiques où la céréaliculture est la plus répandue.

C. Sismicité de la région : D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version2003), la wilaya de Médéa est classé zone «II a» c'est à dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq(05) zones de sismicité croissant, soit :

-Zone 0 : Sismicité négligeable ;

-Zone 1 : Sismicité faible ;

-Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;

-Zone III : Sismicité élevée.

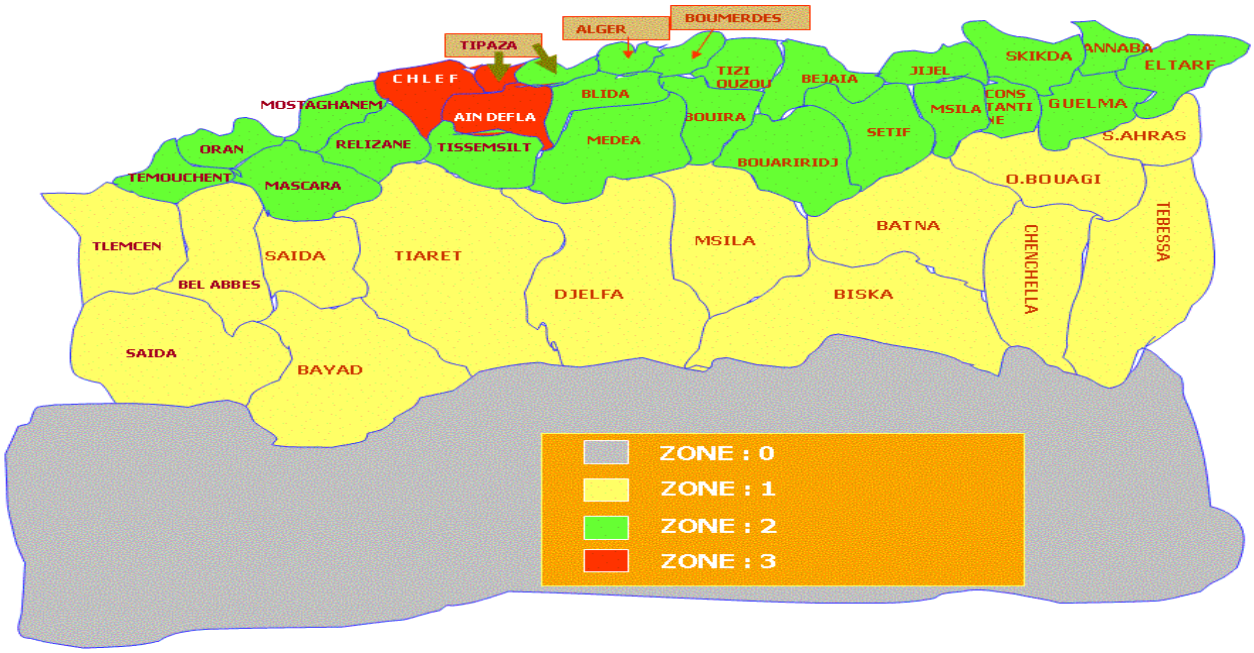


Fig.II.3 : sismicité de la région [21]

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

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

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

Tab.II.1 : classement des coefficients (d'après RPA 99/VERSION2003)

	zone		
Groupe	**I**	**II**	**III**
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,1	0,15

D. Classification du site :

Les sites sont classés en quatre(4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Tab.II.2: Classification des sites (d'après la RPA 99/version 2003)

Catégories	**Description**	**q_c (Mpa)**	**N**	**Pl(Mpa)**	**q_u(Mpa)**	**V_s(m/s)**
S_1	Rocheux	-	-	>5	>10	≥800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	>0.4	≥400-<800
S_3	Meuble	1.5-15	10-50	1-2	0.1-0.4	≥200-<400
S_4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<0.1	≥100-<200

Le site étudié à une classe du S3

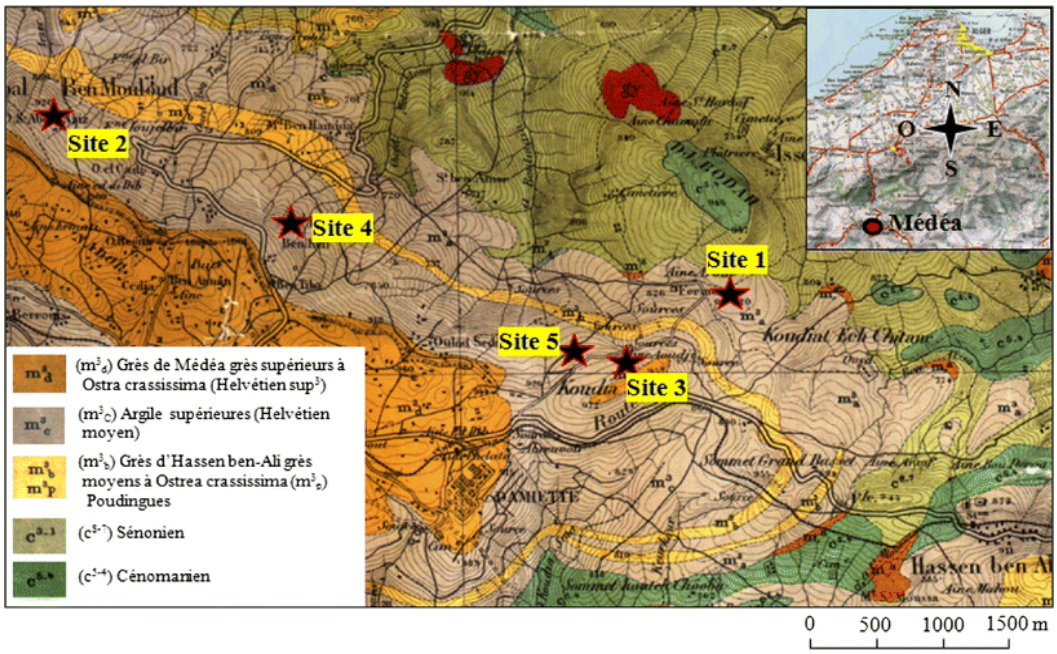


Fig.II.4 : classification des sites [22]

E. climat de la région :

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristique dues a de nombreux facteurs qui sont entre autres :

-Son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Binchikao) ;

-Sa position sur les monts de l'Atlas tellien ;

-Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat Méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré en printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500mm par ans, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelque degrés au-dessus de zéro ou la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Binchicao, situé à une altitude de 1240m. Taguens sa commune d'oued Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif .

II.3 Présentation du site :

Le site étudié fait partie du domaine appelé Tibhirine situé dans la commune de Draa Essamar est à quatre(04) kilomètre à l'Ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 800 m d'altitude. Les coordonnes GPS (système UTM fuseaux horaire 31S) sont les suivants :

-Altitude : 4480 m ;

-Latitude : 36°17'48,7'' N ;

-Longitude : 2°42'24,99'' E.



Fig.II.5 : Image GOOGLE EARTH montrant le site du glissement étudier

A. Contexte géologique local :

Après consultation de la feuille géologique de Médéa au 1/50 000éme, N°86, il en ressort que la région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien e à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

B. Diagnostic de glissement :

Ce glissement n'est pas défini en une géométrie strictement distincte sur le terrain, néanmoins il a marqué des traces, qui nous servent d'indices. Ces traces sont constituées de plusieurs dégradations survenues au niveau du déblai objet de cette étude, ces dégradations sont listées comme suite :

- Amorce du glissement superficiel au niveau de bermes supérieures.
- Décompression de la marne située à la base de ces déblais.
- Présence de plusieurs fissures a l'amont du talus démontrant l'amorce de plusieurs glissements successifs emboités.
- Présence de plusieurs coulées boueuses à la surface des bermes démontrant la forte sensibilité des sols composant le talus avec l'eau.
- Etat très dégradé et décomprimé des matériaux constituants les déblais.
- Présence plusieurs sillons à la surface des bermes due à la circulation des eaux ces dernières.

La pluparts des dégradations des glissements de terrains superficiel dont les boulets se déverse sur les bermes situé à leurs avale pour finir par atteindre le pied du talus.

Les images suivants correspondant au notre site :



Fig.II.6: glissement de talus au niveau de PK6+900 [23]



Fig.II.7 : glissement superficiel important à l'aval du talus au PK 6+900 [24]

II.4 Les reconnaissances géotechniques :

Les études géotechniques sont effectuées pour évaluer les conditions géologique et géotechnique qui affectent la sécurité, le cout, la conception et l'exécution d'un projet d'ingénierie proposé. En d'autres termes, la géotechnique est l'adaptation des ouvrages humains aux sols et roches formant le terrain naturel. La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent poser lors de l'étude d'un projet de construction ou

lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance de propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et le remède que l'on se propose de mettre en place.

Suite au nombreuses visites effectués dans le cadre du projet, un programme d'investigation géotechnique à été élaborer, e ceci dans le but d'atteindre les objectifs suivants :

- Connaissance de la lithologie des talus subissant le mouvement de terrains.
- Voir l'homogénéité des terrains en place.
- Récupération des échantillons intacts afin de les soumettre aux essais de laboratoire afin d'identifier les matériaux en places.
- Evaluer les résistances des couches de terrain traverser et ainsi avoir une idée sur la profondeur du cercle critique.
-Evaluation du niveau de la nappe phréatique.

II.4.1 le levé topographique :

Ce levé réalisé par un géomètre permettra de fixer les limites en plan du glissement, d'établir des profils (relevé des pentes), de réaliser un support permettant le report des observations géologiques et de fixer des repères dans la zone glissée permettant par la suite un suivi des déplacements de surface (les description se trouve au niveau de l'annexe).

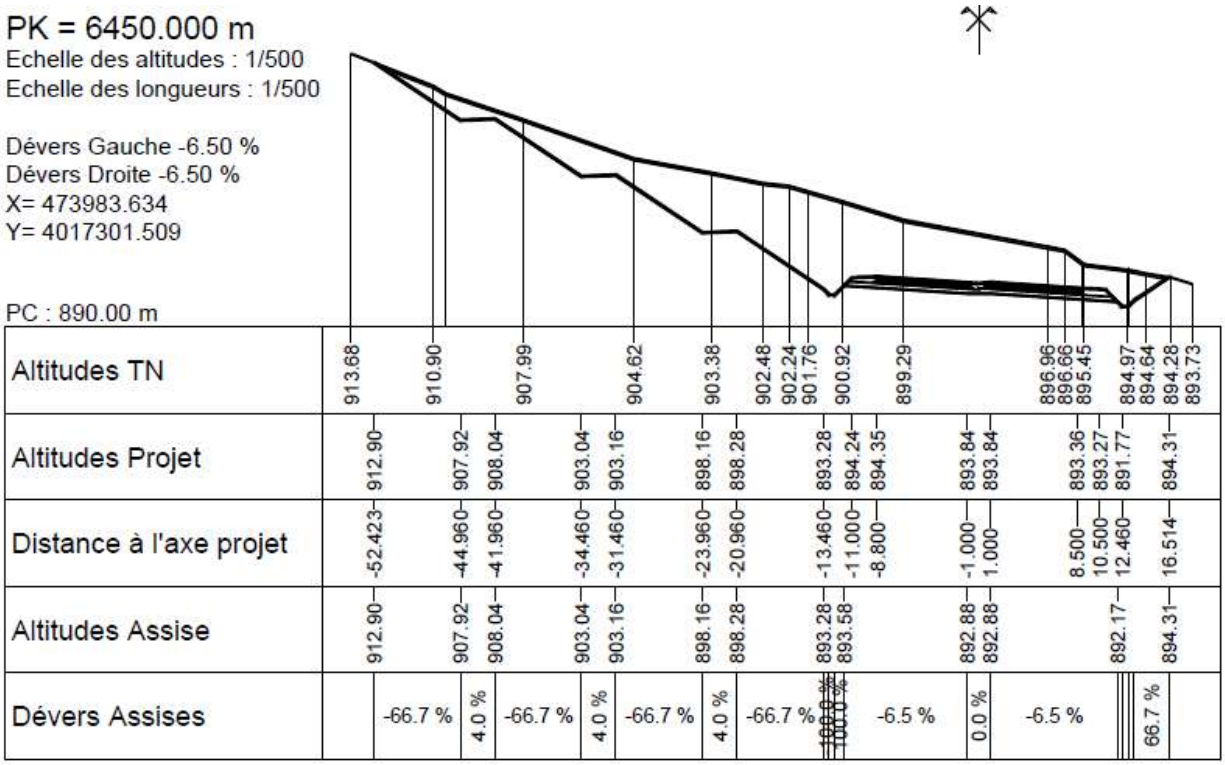


Fig.II.8: profile en long de la zone de glissement [25]

Cette compagne se divise en deux partie distinct, la première étant la compagne d'investigation in-situ, le seconde celle des essais au laboratoire.

II.4.2 Les essais in-situ :

Les essais in-situ, qui testent directement le sol, ne nécessitent pas de prise d'échantillons et fournissent une information continue (ou discrète à haute résolution) en fonction de la profondeur. De plus, ils sont moins chers que les essais de laboratoire qui nécessitent la réalisation d'un sondage carotté pour la prise d'échantillons si possibles intacts. Les essais en forage permettent d'accéder aux paramètres mécaniques, hydrauliques, physique, ainsi qu'au comportement d'ensemble des massifs de sols en interaction.

Pour le cas du talus objet de cette étude, le programme d'investigation in-situ est défini comme suit :

- Trois(03) sondages carottés de profondeur variable entre 10 à 15m, chaque sondage a été équipé d'un piézomètre.
- Huit(08) essais au pénétromètre dynamique lourds poussés jusqu'au refus.

II.4.2.1 Sondage carotté :

A. Description des coupes de sondage :

Réalisés au moyen d'une sondeuse, et destinés à prélever des carottes intactes continues de sols. Ces carottages sont menés jusqu'à reconnaître le substratum local (le sol ancien réputé stable). Les carottes sont disposées dans des caisses et conservées jusqu'à l'ouverture du chantier. Le but de ces sondages est d'identifier très précisément les terrains présents dans la zone du glissement. Une coupe géologique de ces carottes est levée, des échantillons intacts sont prélevés en cours de sondage pour essais en laboratoire. Les paramètres mesurés en laboratoire sont généralement leurs caractéristiques physiques (masses volumiques, teneur en eau, densité …) et les caractéristiques de cisaillement des sols.(Les échantillons et les description se trouve au niveau de l'annexe).

Description lithologique des sondages :

-Sondage 01 :

0-0.30m : terre végétale argileuse

0.30-1.50m : Argile sableuse avec intercalation des grés.

1.50-12.00m : Marnes gris fiable au sommet à compactes dur à la base, avec passage d'un banc de grés entre (**5m-6m**).

- Sondage 02 :

0-0.40m : terre végétale.

0.40-5.00m : Argile de couleur brunâtre, à consistance friable.

5.00-15.00m : marne de couleur grisâtre au sommet à brunâtre à la base, avec trace de sable, intercalation des bancs de grés (**6m-8m**), (**12m-12.5m**).

- Sondage 03 :

0-0.40m : Terre végétale.

0.40-01.00m : Argile marneuse, avec trace sable Jaunâtre à Grisâtre.

01-15.00m : Marne Grisâtre

B. Essai de pénétration dynamique :

Un train de tige lisse de faible diamètre (4 à 5 cm), muni à son extrémité d'une pointe est enfoncé par battage dans le sol. La masse frappante et la hauteur de chute sont définies de façon normative.

La méthode consiste à compter le nombre de coup pour obtenir un enfoncement de 20 cm. On obtient alors un diagramme dit de pénétration dynamique donnant, en fonction de la profondeur, la résistance dynamique du terrain. L'essai est mené jusqu'au refus de l'appareil « dans les sols de faibles résistances cet essai peut être mené jusqu'à une quinzaine de mètres de profondeur » (les description se trouve au niveau de l'annexe)..



Fig.II.9: pénétration dynamique lourd (PDL) [26]

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage R_P, déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 * g * H}{e * (M + M') * A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

G : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

C. Synthèse des résultats :

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rp) en fonction de la profondeur.

Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support. Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rp) dans chaque zone en fonction de la profondeur.

D. Remarque : L'emplacement schématique de ces essais est indiqué sur le schéma de configuration du terrain joint en annexes.

Tab.II.3 : résistance de pointe

N° du pénétromètre	Profondeur(m)	Résistance en pointe (KPa)
1	0.00-10.50 12.00-15.00	$0<R_P<150$ $R_P<300$
2	0.00-10.50 10.5-15.00	$0<R_P<150$ $R_P>300$
3	0.00-2.00 2.00-9.00 9.00-15.00	$0<R_P<132$ $60<R_P<42$ $R_P>270$
4	0.00-1.50 1.80-7.00 7.00-10.50	$0<R_P<102$ $24<R_P<30$ $R_P>300$
5	0.00-1.50 1.50-3.50 3.50-9.50	$0<R_P<50$ $50<R_P<100$ $R_P>300$
6	0.00-12.50 12.50-15.00	$0<R_P<54$ $R_P>300$
7	0.00-1.50 1.50-3.00 3.00-4.50	$0<R_P<36$ $24<R_P<84$ $R_P>300$
8	0.00-1.80 2.00-5.00 5.00-7.60	$0<R_P<24$ $150<R_P<180$ $R_P>300$

E. Interprétation des résultats des propriétés physiques :

Les résultats obtenus de ces essais confirme la présence de deux couches superposé, la première étant une couche possédant une résistance relativement faible, les pics apparues au niveau des pénétrogrammes des PDL01 et PDL02 sont due à la présence de granulats(cailloux, grave) ou mémé par des passages gréseux, la seconde est généralement représenté par de fortes résistances qui confirme l'état compact de celle-ci.

II.4.3 Les essais du laboratoire :

Un programme d'essais au laboratoire sur les échantillons intact récupérés au moyen des sondages carottés a aussi été élaboré afin de définir les caractéristiques mécaniques et physiques des sols constituent le talus.

A. Essai Physique :

Les échantillons récupérer ont été soumis aux essais physique suivant :

-Mesure de la teneur en eau et de la densité ;

-Limites d'Atterberg ;

-Essai granulométrique ;

B. Teneur en eau :

C'est le rapport du poids d'eau qu'un échantillon de sol contient au poids de ses éléments secs de même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C (60°C dans le cas des sols contenants des éléments organiques).La teneur en eau est s'exprimer en pourcentage et comme suite :

$$\boldsymbol{\omega} = \frac{M_W}{M_S} * 100 \qquad \boldsymbol{\omega} \in [0, \boldsymbol{\omega}_{sat}]$$

ω : teneur en eau ;

$\mathbf{M_W}$: poids d'eau d'un échantillon de sol;

$\mathbf{M_S}$: poids d'éléments secs de même échantillon.

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol. Plus la teneur en eau naturels d'un sol est élevée, moins ses caractéristiques géotechniques sont bonnes.

C. Poids spécifique d'un sol humide «γ_d» :

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol d'une à son volume apparent. Et on, l'exprime généralement en KN /m^3.

$$\gamma_d = \frac{W_a + W_s}{V_S + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$$

Avec :

W_a :masse d'eau

W_s : masse des grains solide

V_s : volume des grains solide

V_W : volume d'eau occupé dans le sol

V_a : volume des vides

D. Interprétation des résultats des propriétés physiques

Les valeurs de la teneur en eau représentées dans le (TableauII.4) montrent que les sols des trois échantillons pris au niveau de la zone de glissement de terrain sont caractérisés par un état légèrement humide.

Tab.II.4: résultats des propriétés physiques

Sondage	Profondeur(m)	Teneur en eau(%)	Poids volumiques t/m^3
05	2.5-2.8	27.23	1.58
	5.00-5.50	24.56	1.66
	8.50-8.80	16.65	1.86
	9.30-9.50	19.72	1.73
	12.70-13.00	25.39	1.62
07	2.50-2.80	19.48	1.75
	5.00-5.50	20.91	1.75
	8.10-8.50	23.73	1.66
	11.20-11.60	22.98	1.55
	14.10-14.40	20.90	1.69
08	1.40-1.80	28.54	1.55
	4.50-5.00	18.84	2.08
	8.40-8.70	25.27	1.68

E. Limites d'Atterberg :

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus La limite de liquidité (W_L).

-La limite de liquidité (W_L) : est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

La connaissance de ce limite est importante pour l'exécution de travaux de terrassements (fouille, tranchée, …). En particulier, si le matériau doit être utilisé après remaniement (remblais, barrage en terre, …), leur détermination revêt une importance considérable.

F. Indices de plasticité:

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : $I_p = W_L - W_P$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique.

G. Interprétation des résultats limites d'Atterberg :

Après la réalisation des essais de limites d'atterberg, on a reporté les valeurs de W_L et I_P des échantillons prélèves sur l'abaques de plasticité de casagrande. On a remarqué que ces points (W_L-I_P) se situent au-dessus de la droite A ce qui nous montre qu'il s'agit des argiles peu plastiques de symbole (A_P).

Tab.II.5: classification d'argilite d'un sol selon l'indice de plasticité [1]

Indice de plasticité	Etat de sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Un sol, dont l'indice I_P est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus IP est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants.

Tab.II.6 : résultats des sondages

Sondage	Profondeur(m)	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité(%)
05	2.50-2.80	**54.72**	**26.28**
	5.00-5.50	**55.40**	**28.10**
	8.50-8.80	**48.90**	**24**
	9.30-9.50	**55.60**	**28.49**
	12.70-13.00	**54.60**	**28**
07	2.50-2.80	**51.02**	**25**
	5.00-5.50	**61.30**	**32**
	8.10-8.50	**54.40**	**28**
	11.20-11.60	**56.83**	**30**
	14.10-14.40	**54.55**	**27.15**
08	1.40-1.8	**56.50**	**29.06**
	4.50-5.00	**61.60**	**33.32**
	8.40-8.70	**50.60**	**25**

H. Essai granulométrique :

H.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des grains du sol en fonction de leurs dimensions. Les grains sont séparés en classes, chaque classe représentant un pourcentage en poids du matériau. On procède par tamisage sur la fraction du matériau dont les dimensions des grains est plus grande que 80µm. Pour un échantillon donné, il s'agit, au moyen d'une série de tamis, de séparer les grains en fonction de leur dimension.

H.2 Interprétation des résultats :

Tab.II.7: résultats d'analyse granulométrique

Sondage	Profondeur(m)	2_{mm}(%)	$80_{\mu m}$(%)	$2_{\mu m}$(%)
05	2.50-2.80	100	100	30
	5.00-5.50	100	100	40
	8.50-8.80	100	100	30
	9.30-9.50	100	100	40
	12.70-13.00	100	100	40
07	2.50-2.80	100	100	32
	5.00-5.50	100	100	38
	8.10-8.50	100	100	24
	11.20-11.60	100	100	28
	14.10-14.40	100	100	32
08	1.40-1.8	100	100	30
	4.50-5.00	100	100	34
	8.40-8.70	100	100	34

H.2 Interprétation des résultats :

Les résultats des essais physiques sur lesquelles les différentes échantillons ont été soumis témoigne que le sol testé est un sol fin 100%<80µm (la totalité de la masse du sol disposant d'un diamètre inférieur à 80µm) avec une fraction argileuse variant de 30 à 40%.

Ce sol dispose d'une sensibilité importante vis-à-vis de l'eau, avec une de liquidité variant de 50 à 61.60% et un indice de plasticité variant de 25 à 33.32%.

Les essaies de densités ont montré plusieurs valeurs de densité des sols testés, ces valeurs variant de 1.55t/m^3 à 1.75 t/m^3 selon l'état dans lequel se trouve le sol, néanmoins on a constaté de fortes valeurs de la densité au niveau des sondages N°05 et N°08 et ceci a des profondeurs respectifs de 8.50m et de 4.50m, ces valeurs sont de l'ordre de 1.86 t/m^3 et 2.05t /m^3.

Ces valeurs témoignent donc d'un sol faiblement dense et très humide, ce qui concorde avec l'observation visuel des matériaux présent sur le tracé.

I. Essais mécanique :

Cet essai permet la détermination de la résistance de cisaillement d'un sol (cohésion Cet angle de frottement interne φ). Ces paramètres sont essentiels dans l'étude de stabilité des pentes et des talus, et pour le calcul de la portance des fondations (ces deux paramètres permettent d'accéder à la capacité portante avec une déformation acceptable).

L'essai consiste à soumettre un échantillon de sol à un cisaillement direct en appliquant une contrainte normale constante. L'échantillon placé dans la boite (appelée de « CASAGRANDE ») et soumis à une contrainte normale, est cisaillé à vitesse contrôlée. On note pour une contrainte normale donnée, l'effort de cisaillement en fonction du déplacement. En répétant plusieurs fois l'essai avec différentes valeurs de la contrainte normale sur des échantillons du même sol.

Les échantillons récupérer ont été soumis aux essais mécanique suivant :

-Essai de Cisaillement à la boite de type Non consolidé/Non drainé (UU) :

Dans l'essai non consolidé non drainé (UU), les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme.

Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer c_u , cohésion non drainée. L'angle de frottement interne ϕ_u est généralement supposé nul.

-Essai de Cisaillement à la boite de type Consolidé/Drainé (CD) :

Dans l'essai consolidé, drainé (CD), les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement *à long terme* du sol). Donc à tout instant

$u = 0$.

Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation

$$\tau = c' + \sigma' * \tan\varphi \text{ ou } \varphi'$$

Angle de frottement effectif, et *c',* cohésion drainée, sont les caractéristiques inters granulaires du sol.

I.1 Interprétation des résultats :

Tab.II.8: résultats des propriétés mécaniques

Sondage	Profondeur	C_U (KPa)	φ_u(°)	C'(KPa)	φ'(°)
05	2.50-2.80	**108**	**25.46**	**-**	**-**
	5.00-5.50	**-**	**-**	**21**	**23.8**
	9.30-9.50	**45**	**22.83**	**-**	**-**
	12.70-13.00	**-**	**-**	**37**	**26.57**
	14.10-14.40	**-**	**-**	**34**	**29.74**
07	2.50-2.80	**107**	**25.82**	**-**	**-**
	5.00-5.50	**-**	**-**	**21**	**23.8**
	8.10-8.50	**-**	**-**	**3**	**29.86**
	11.20-11.60	**53**	**8.34**	**-**	**-**
08	1.40-1.8	**-**	**-**	**3**	**27.47**
	4.50-5.00	**-**	**-**	**-**	**-**
	8.10-8.70	**-**	**-**	**4**	**29.48**

J. Classification de sol :

J.1 But de la classification :

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires.

Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations empiriques, elles-mêmes basées sur une grande expérience.

J.2 La classification GTR

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR.

Tab.II.9: Classification GTR (SETRA septembre 2014) [2]

Classe	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm > 35%	A1 à A4 selon VBS ou I_P
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm ≤ 35%	B1 à B6 selon VBS ou I_P et tamisât
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50$ mm et passant à 80 µm > 12% ou passant à 80 µm ≤ 12% + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS, I_P et tamisât à 50 mm
D	Sos insensibles à l'eau avec fins	VBS ≤ 0,1 et passant à 80 µm ≤ 12%	D1 àD3
R	Matériaux rocheux		
F	Sols organiques et sous-produits industriels		
D_{max}= diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension intérieur (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation de la dimension des plus gros éléments).			

J.3 La classification LPC des sols.

Cette classification est celle utilisée dans les pays Afrique francophone. Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification U.S.C.S (The Unified Soil Classification System) mis au point par le « Bureau of réclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis La classification LPC des sols utilise les résultats de l'analyse granulométrique, de l'Equivalent de sable et des limites d'Atterberg.

Suivant la classification LCPC, on distingue trois grands types de sols :

- les sols grenus dont 50% d'éléments en poids sont supérieurs à 80m ;
- les sols fins dont 50% d'éléments en poids sont inférieurs à 80m ;
- les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.

On peut classer comme suite :

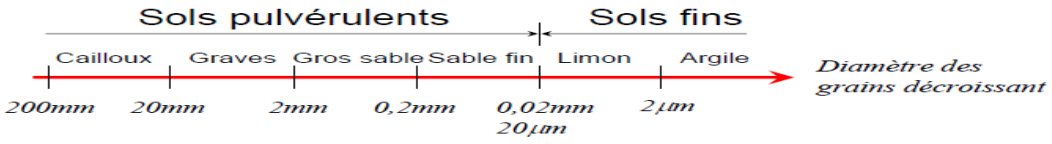


Fig.II.10 : classification des sols [27]

Tab.II.10: classification LCPC (d'après RPA)

- Pour les sols grenus :

+ de 50 % des éléments de dimensions≥ 0,08 mm *Sols grenus*	**+de 50% des éléments de dimensions> 0,08 mm sont retenus au tamis de 2 mm** *Grave*	**-de 5% des éléments de dimensions <0,08 mm et examiner la courbe granulométrique**	**C_u >4 et 1<C_c< 3**	**Grave bien graduée (Gb)**
			C_u < 4 ou C_c >3 ou C_c < 1	Grave mal graduée (Gm)
		+de 12% des élément < 0,08 mm et faire les limites d'Atterberg, déterminer W_L et W_P et situer le point I_P-WL	Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)
			Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)
	+de 50% des éléments de dimensions> 0,08 mm sont retenus au tamis de 2 mm ***Sable***	-de 5% des éléments <0,08 mm et examiner la courbe granulométrique	C_u >6 et 1<C_c< 3	Sable bien graduée (Sb)
			C_u < 6 ou C_c >3 ou C_c < 1	Sable mal gradué (Sm)
		+de 12% des éléments < 0,08 mm et faire les limites d'atterberg. Déterminer W_L et W_P et situer le point I_P-W_L dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)
			Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)
	MO≤ 3% ***Argile ou limon***	Faire les limites d'atterberg. Déterminer W_L et W_P et situer le point I_P-W_L dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L < 50	Limon peu plastique (Lp)
			Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L > 50	Limon très plastique (Lt)

- Pour les sols fins :

<table>
<tr><td rowspan="4">MO(2)≤10%
Et + de 50% des éléments de dimensions <0.08mm

Sol fins</td><td rowspan="4">3%<MO<10%
Sol faiblement organique</td><td rowspan="4">Faire les limites d’atterberg.
Déterminer WL et WP et situer le point IP-WL dans le diagramme de plasticité</td><td>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L <50</td><td>Sol faiblement organique limoneux peu plastique</td></tr>
<tr><td>Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L >50</td><td>Sol faiblement organique limoneux très plastique</td></tr>
<tr><td>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L <50</td><td>Sol faiblement organique Argileux peu plastique</td></tr>
<tr><td>Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité et W_L >50</td><td>Sol faiblement organique Argileux très plastique</td></tr>
<tr><td rowspan="2">MO> 10%
Sols organiques</td><td>10% <MO 30%</td><td colspan="2" rowspan="2"></td><td>Sol moyennement organique</td></tr>
<tr><td>MO> 30%</td><td>Sol très organique</td></tr>
<tr><td colspan="5">(1) entre 5 et 12% d’éléments < 0.08mm : cas limite nécessitant le double symbole adapté aux caractéristique de la courbe granulométrique et de plasticité
(2) MO : matières organiques</td></tr>
</table>

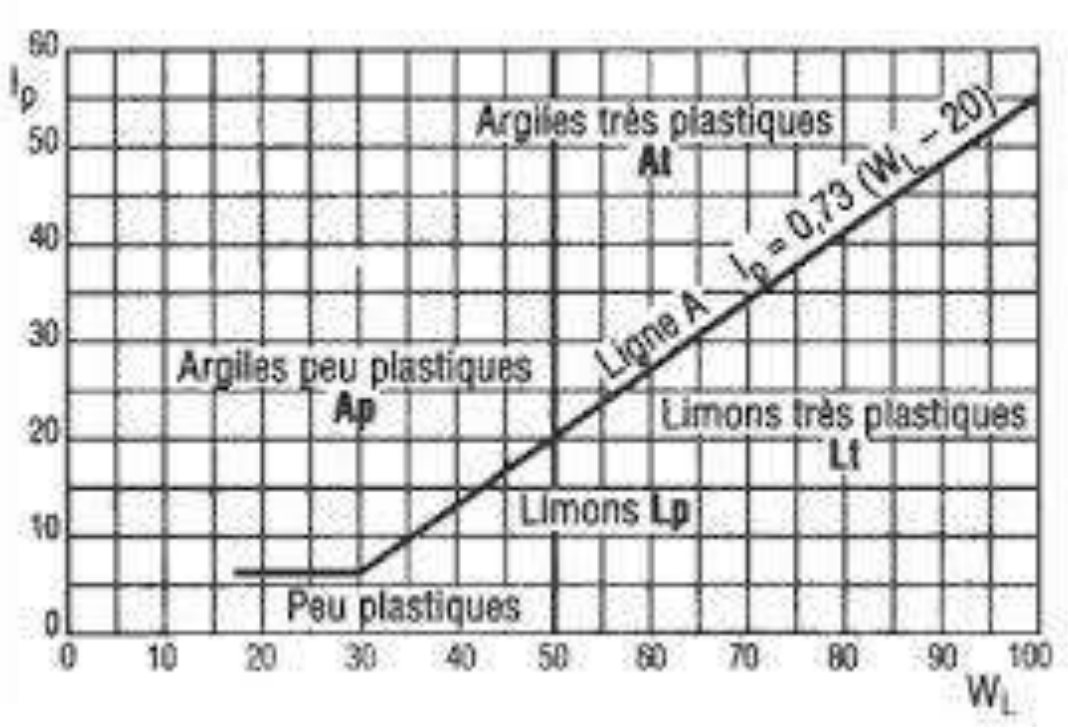


Fig.II.11 : classification LCP, diagramme de plasticité (d'après RPA) [28]

II.5 Conclusion :

Un diagnostic préliminaire a été établi sur la base de la visite du site, des informations disponibles et des premières informations tirées de la reconnaissance montrent que le glissement est probablement causé par la présence d'eau combinée avec les caractéristiques des formations de sol.

La reconnaissance géotechnique à engager sur site permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce glissement d'une part et ils sont exploitées pour bâtira les modélisations d'autres part. Et pour d'entreprendre l'étude des solutions convenables et établir l'analyse de risque pour obtenu à un system de confortement efficace.

III.1 Introduction :

Au cours de ce chapitre nous étudions le glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville Médéa du déblai situe entre pk 6+625 et le pk 6+975. Actuellement, Ils existent plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE) mais chaque logiciel à ses propres algorithmes.

Les calculs sont faits par TALREN 4 qui a l'avantage de conforter par rapport aux autres logiciels par la détermination de cercle de rupture le plus critique et le facteur de sécurité à l'aide de logiciel TALREN 4.

III.2 Présentation du logiciel TALREN4 :

III.2.1 Le logiciel TALREN 4 :

Est un programme d'analyse de la stabilité des ouvrages géotechnique avec ou sans renforcement, il permet de vérifier la stabilité des différentes sections de la pente (talus naturels), remblai et barrages et digues, selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures circulaires et non-circulaire.

Il contient des différents types de renforcement :

- Clous, pieux, micropieux et tirants précontraints ;
- géotextiles, géo-grilles, terre armé et bandes de renforcement.

Ensuite, il Consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.5$).

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité. [8]

II.2.2 Histoire de TALREN4 :

Le logiciel TALREN4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

III.2.3 Les avantage de TALREN 4:

Il s'applique aux pentes naturelles qu'aux ouvrages en terre, avec ou sans renforcement et permet d'intégrer des paramètres hydrauliques, sismiques et de surcharge.

Il calcule pour une configuration donnée, les coefficients de sécurité correspondants à des surfaces de rupture choisies par l'utilisateur, et met en évidence le coefficient de sécurité minimal trouvé pour ce choix de surfaces. Il donne ainsi la surface de rupture critique et le coefficient associé.

Pour déterminer le coefficient de sécurité, TALREN laisse le choix entre 3 méthodes de calcul : la méthode de Bishop, la méthode de Fellenius et la méthode des perturbations. Ces méthodes sont des méthodes classiques, dites « des tranches », c'est-à-dire que le talus est découpé en tranches verticales d'épaisseur unitaire et l'on considère l'équilibre limite de chaque tranche.

III.2.4 Le calcul en TALREN4 :

Talren4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Bishop, Fellenius, ou Perturbations ;
- Prise en compte des sollicitations hydraulique ;
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon les méthodes pseudo-statique.

III.2.5 Les principales caractéristiques de TALREN4

A. L'interface graphique :

Le menu principal (complété par le menu contextuel) ;

- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles;
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs) ;
- La zone graphique;
- La barre d'état;
- Les boîtes de dialogue. [8]

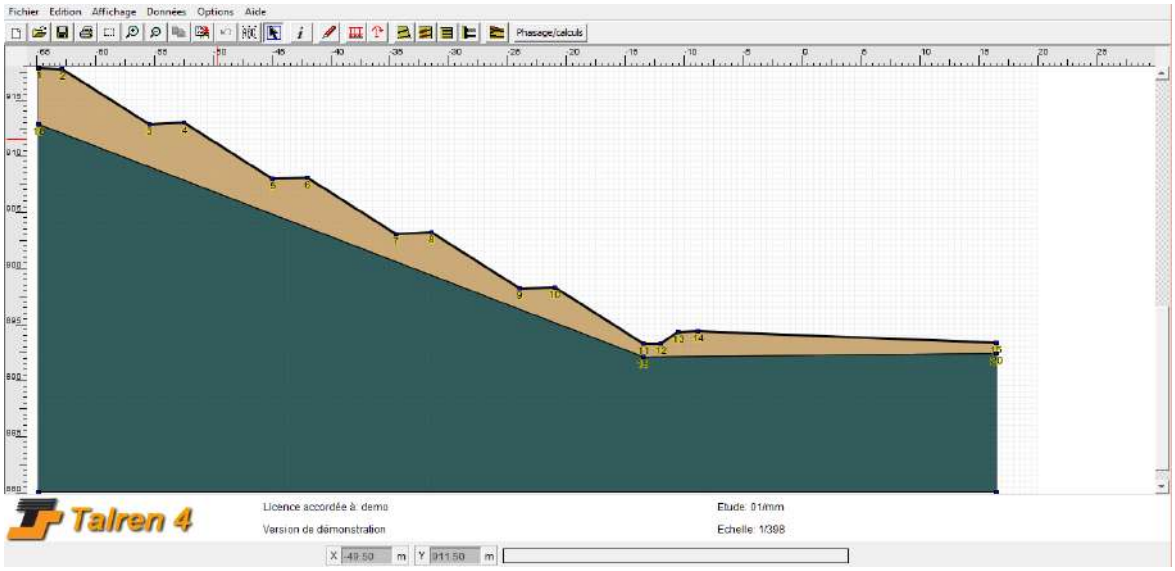


Fig.III.1 : l'interface de TALREN4 [26]

B. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

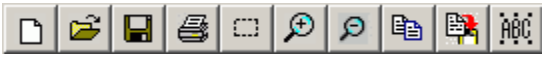
B.1 Le menu principal :

Le menu principal comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier ;
- Edition ;
- Affichage ;
- Données ;
- Phases et situations ;
- Calcul et résultats ;
- Options ;
- Aide.

C. La barre de boutons principale :

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :



- Nouveau fichier;
- Ouvrir un fichier;
- Enregistrer un fichier;
- Imprimer;
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur;
- Zoom avant ;

Zoom arrière ;

Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;

Capture d'écran ;

Commentaires généraux. [8]

D. Les barres de boutons contextuelles :

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel.

- Barre de boutons contextuelle "Données du projet" :

Celle-ci comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Données du projet" :



Les boutons ci-dessus correspondant dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Outil « sélection » ;
- Description général du projet ;
- Dessin de lignes géométrique ;
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons) ;
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boite de dialogue) ;
- Basculement en mode « phasage/calculs ». [8]

III.2.6 le mode « DONNEES GENERALES » :

Tous les éléments nécessaires à la définition des différentes phases du projet doivent être définis au préalable en mode « Données » : lignes géométriques délimitant les couches et la surface du sol (TN), lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveau de terrassements, remblaiements, etc.) caractéristiques de toutes les couches de sol qui seront utilisées, surcharges, renforcements.

Ces éléments seront ensuite activés et/ou désactivés au fur et à mesure de l'avancement du phasage des calculs.

En mode « Données », il est nécessaire de définir l'ensemble des données utiles la description du projet. [8]

Ces données sont les suivantes :

-Description générale : titre, système d'unités (et poids volumique de l'eau associé au système d'unités choisi, modifiable par l'utilisateur le cas échéant), méthode de calcul et système de pondérations partielles à utiliser par défaut pour le projet (figure.III.2).

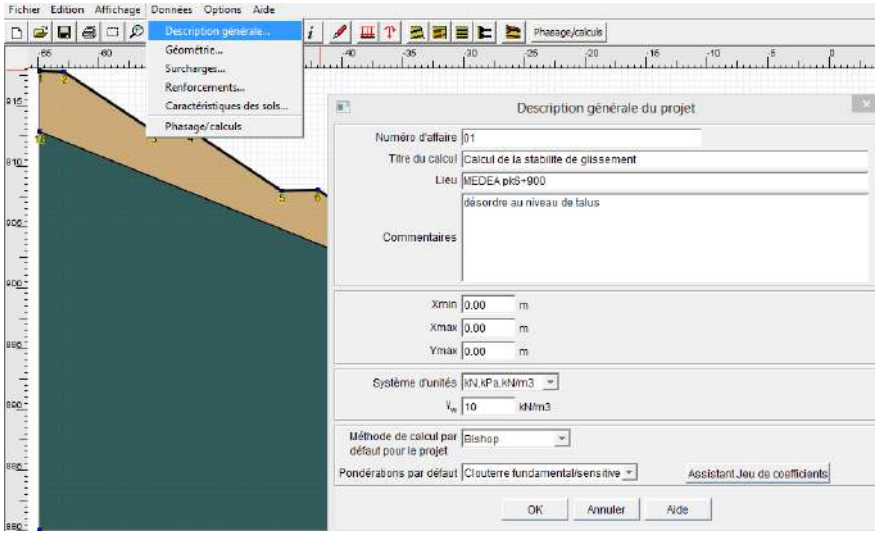


Fig.III.2 : fenêtre de description générale du projet [26]

- **Géométrie :** enveloppe du talus, toit des couches de sol, et lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveaux de terrassements, remblaiements, délimitation de zones de sol, etc.). [8]

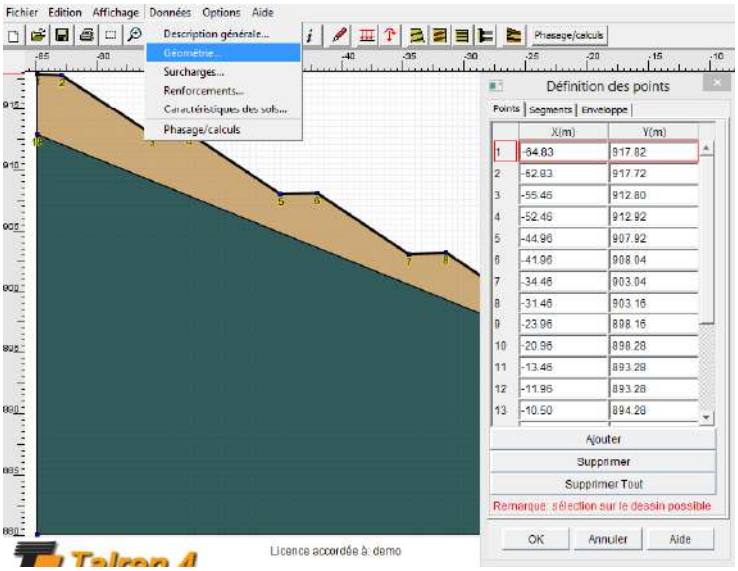


Fig.III.3: définition des points [26]

-Caractéristiques des couches de sol : il s'agit de tous les jeux de caractéristiques géotechniques qui seront utilisés dans le phasage ;

-Surcharges : ensemble des surcharges qui seront activées au cours du projet.

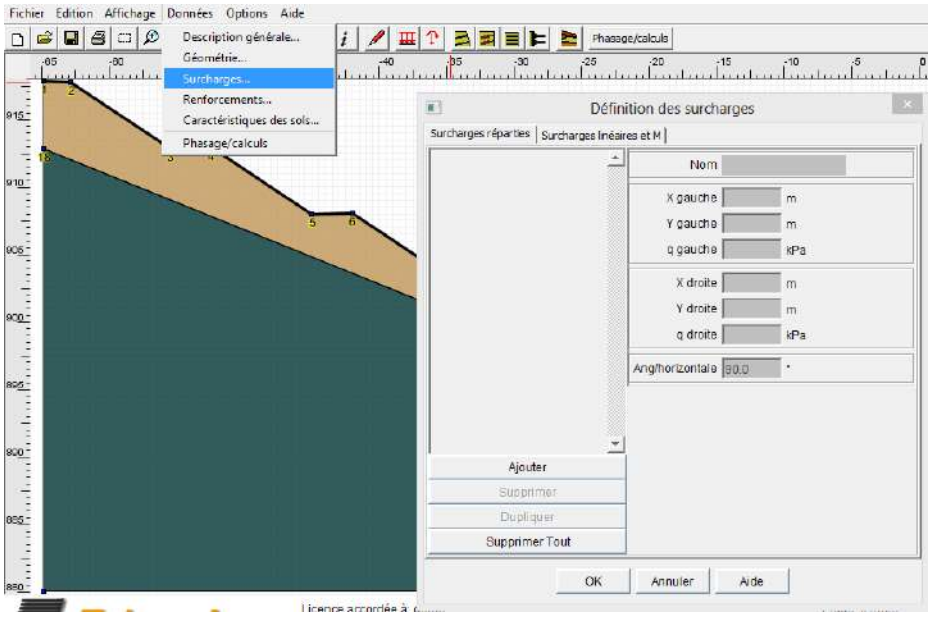


Fig.III.4 : définition des surcharges [26]

-Renforcements: ensemble des renforcements qui seront utilisés au cours du projet.

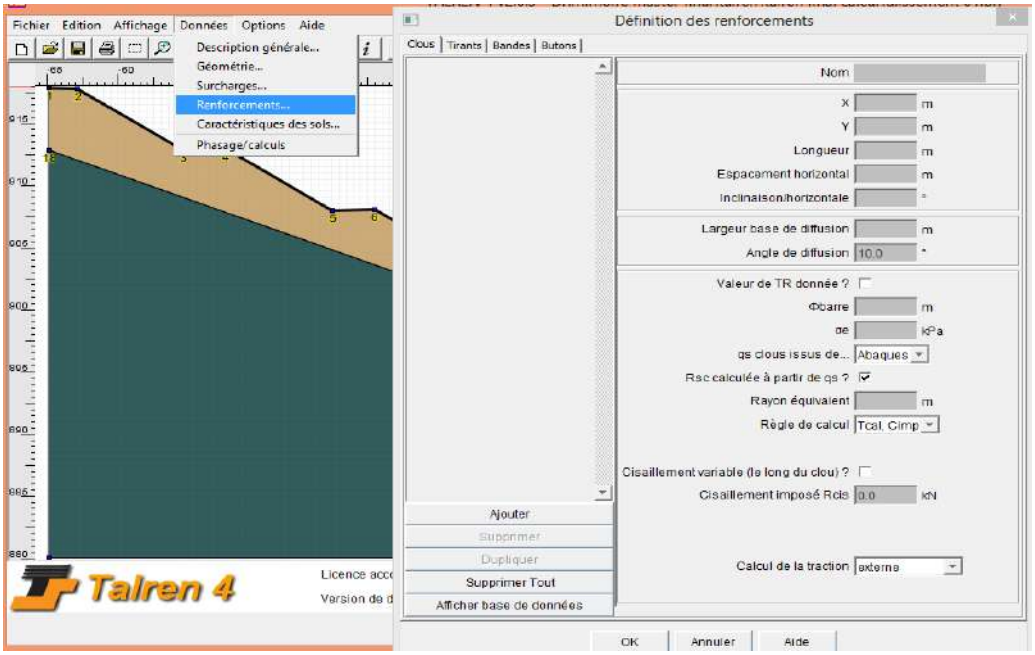


Fig.III.5: définition des renforcements [26]

-Caractéristiques des couches de sol: IL s'agit de tous les jeux de caractéristiques géotechniques qui seront utilisés dans le phasage ;

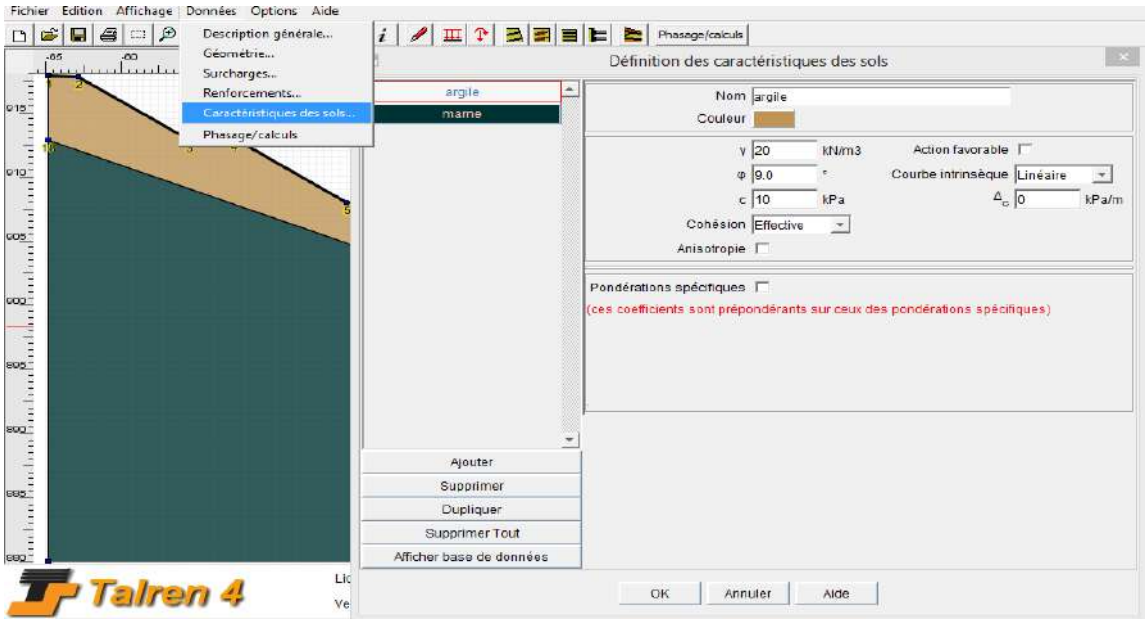


Fig.III.6 : définition des caractéristiques des sols [26]

Le mode "option" :

- Jeu de sécurité/pondération partielles ;
- Base de données de renforcement ;
- Base de données de sol ;
- Retournement de la coupe.

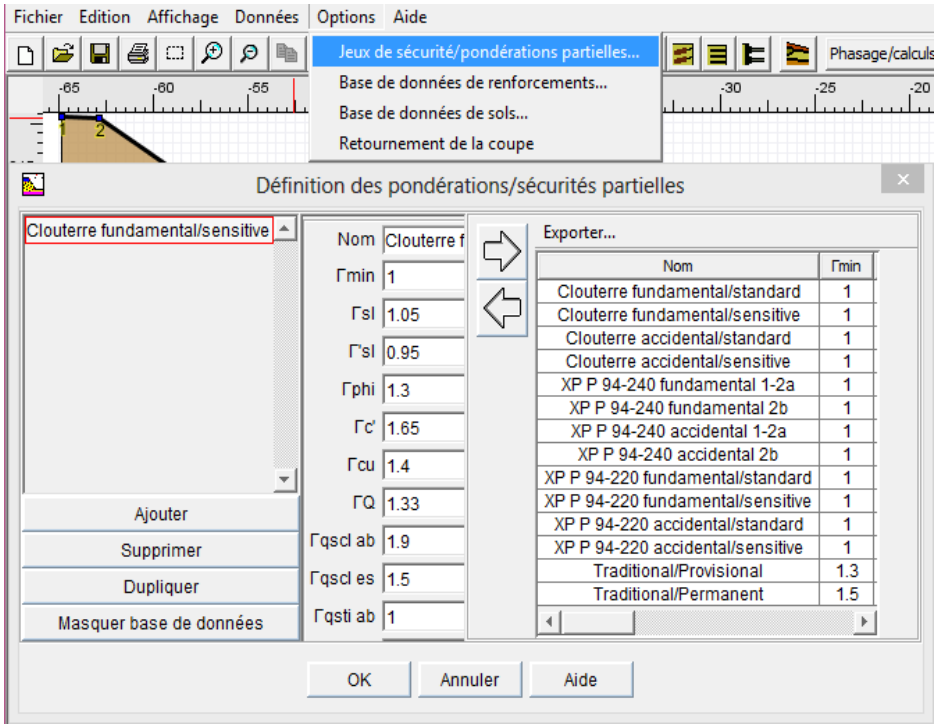


Fig.III.7: définition des pondérations/sécurités partielles [26]

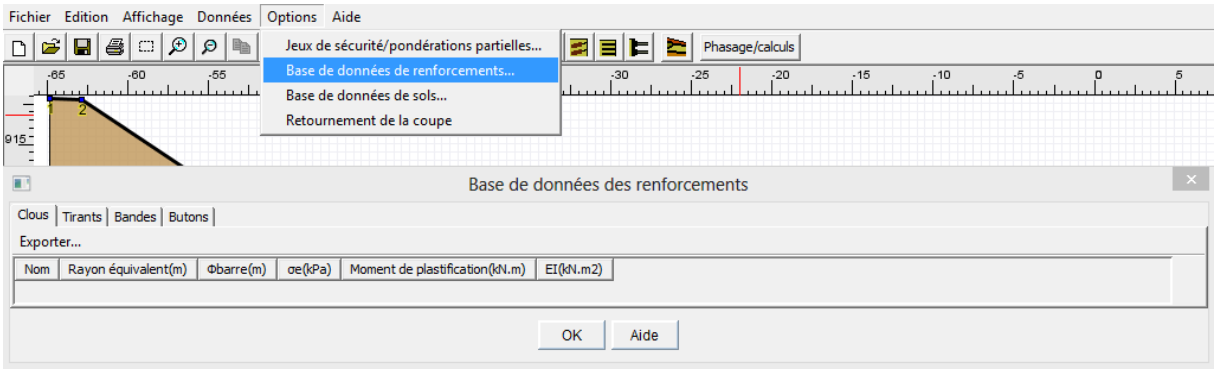


Fig.III.8 : base de donnes des renforcements[26]

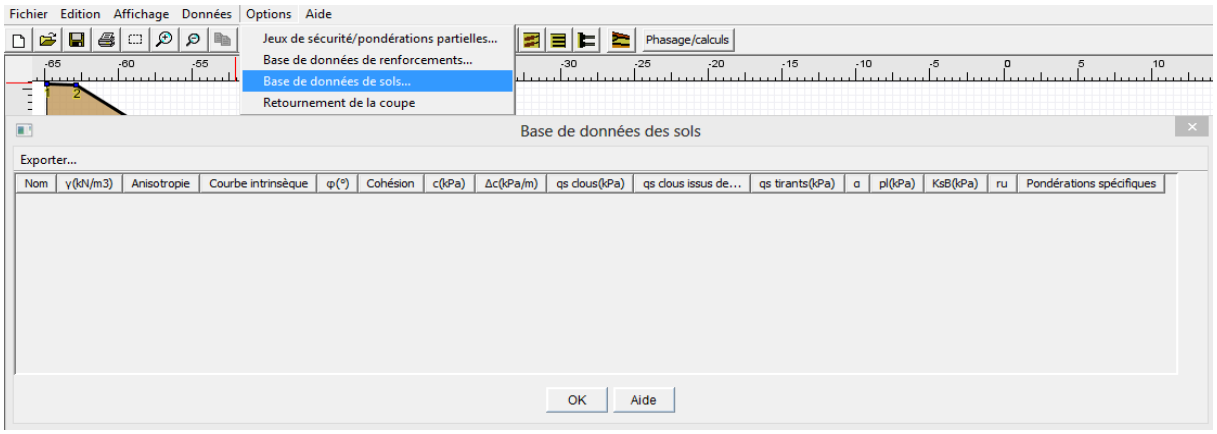


Fig.III.9: base de donnes des sols [26]

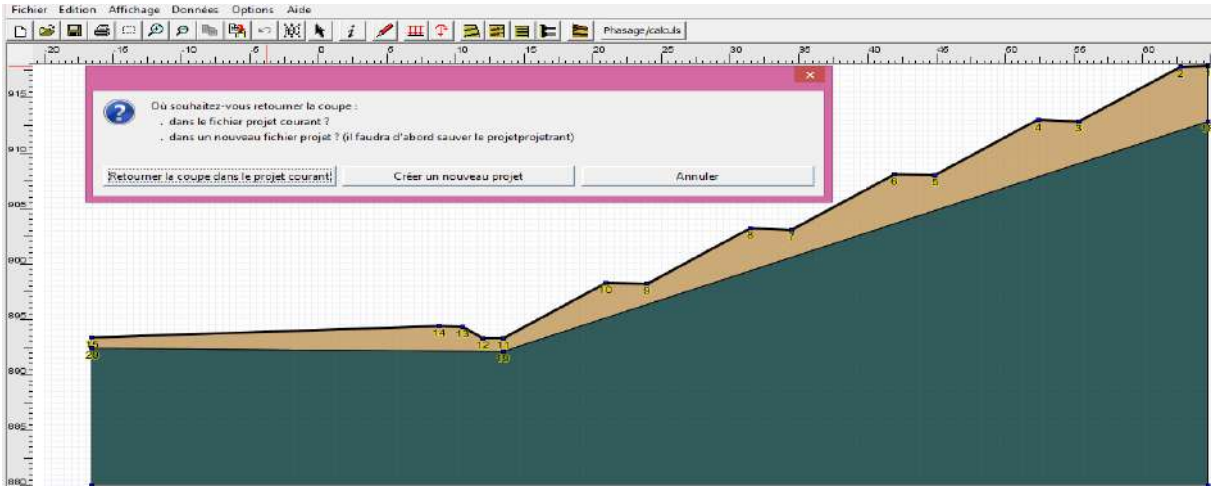


Fig.III.10: fenêtre de retourner la coupe [26]

a. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus

- "Phases et situations" et "Calculs et résultats" :

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :



- Basculement en mode "Données" ;
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Calcul de la situation sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée). [8]

b. Le navigateur des phases et situations :

En mode "Phasage/Calculs", un navigateur apparaît à droite de la zone. Celui-ci permet de passer d'une phase ou situation à l'autre, ainsi que d'insérer, ajouter, supprimer ou renommer des phases et situations par le menu "Phases et situations".

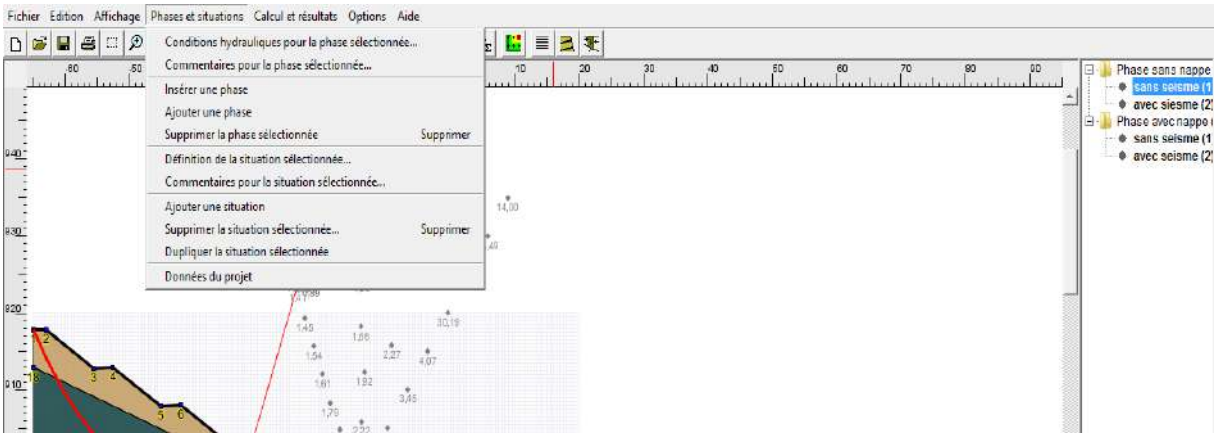


Fig.III.11: fenêtre de définition des phases et situations [26]

La gestion des situations de calcul permet de réaliser plusieurs calculs différents pour une même phase d'exécution (c'est-à-dire sur une même coupe) : différents types de recherche de surfaces de rupture, application de coefficients de pondération partiels différents, calculs avec et sans séisme.

Contrairement aux phases, les situations ne sont pas définies de façon incrémentale : elles sont définies indépendamment les unes des autres, et simplement numérotées pour permettre à l'utilisateur de se repérer.

Les situations ne correspondent pas à une évolution physique réelle, mais à des scénarii de calcul différents.

La plupart des actions possibles relatives aux situations sont accessibles par le menu contextuel correspondant. [8]

c. Principes :

Pour chaque phase d'exécution, une première situation de calcul est générée automatiquement (il faut en définir au moins une pour pouvoir effectuer un calcul).

Les situations sont numérotées automatiquement les unes à la suite des autres.

Une fois qu'une situation est créée (ajoutée), l'utilisateur peut y définir les données suivantes :

- Méthode de calcul ;
- Jeux de coefficients partiels de sécurité/pondérations ;
- Séisme ;
- Type de surfaces de ruptures à calculer et paramètres associés.

L'option "Dupliquer" du menu "Phases et situations" permet de créer une nouvelle situation

qui vient se placer en dernière position pour la phase courante, et qui a les mêmes propriétés que la situation sélectionnée au moment de la duplication. [8]

d. Définition ou modification des propriétés d'une situation :

On accède à la définition des propriétés d'une situation par le menu "Phases et situations" puis l'option "Définition de la situation sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une situation), soit encore par le bouton de la barre de boutons contextuelle. Une boîte de dialogue s'ouvre.

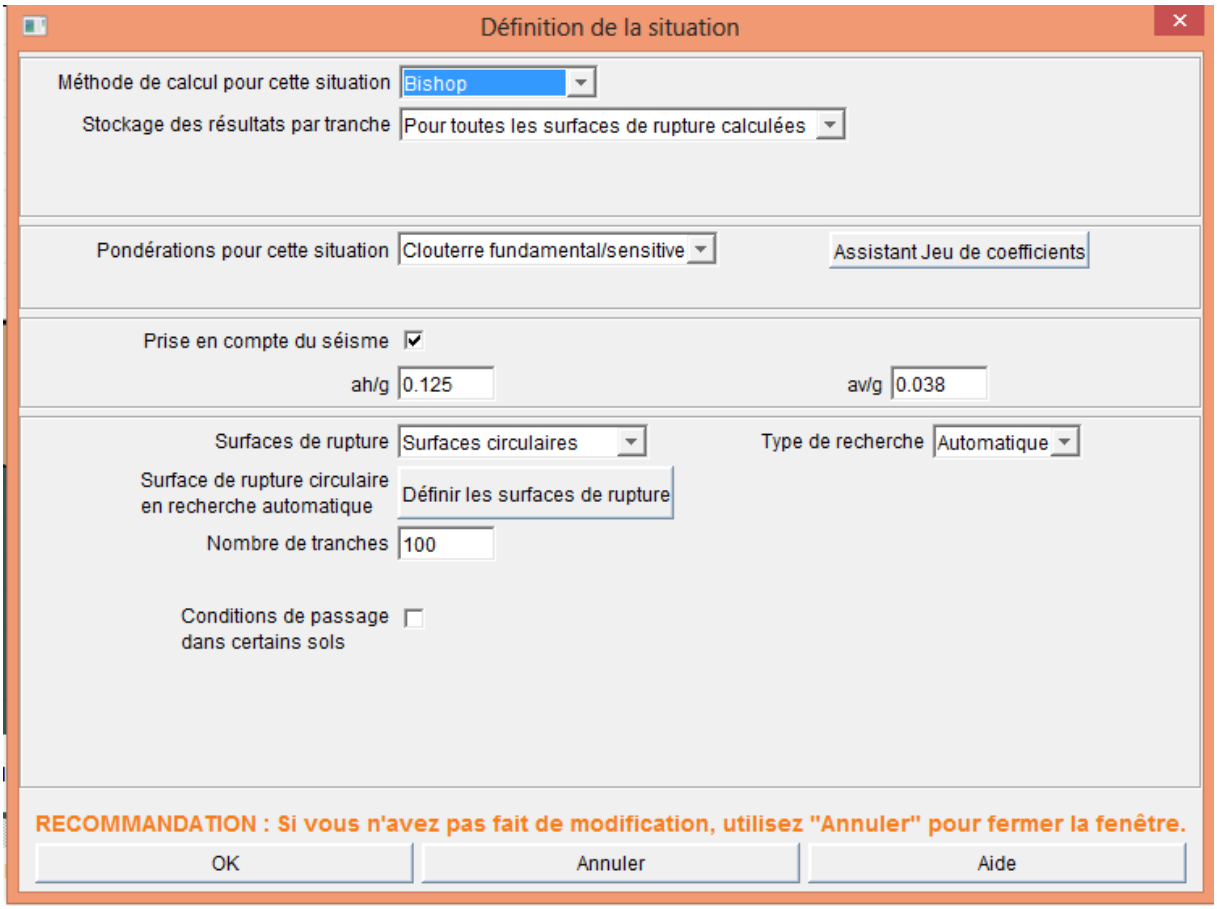


Fig.III.12: fenêtre de la définition de la situation [26]

i. Les options de calcul :

Quatre méthodes de calcul sont disponibles :

- Fellenius ;
- Bishop ;
- Perturbations ;
- Calcul à la rupture.

L'option de stockage des résultats par tranche conditionne le volume de stockage des résultats détaillés :

- stockage des résultats par tranche pour la surface de rupture critique uniquement (option recommandée, et proposée par défaut) ;
- stockage des résultats par tranche pour toutes les surfaces de rupture calculées (attention aux temps de traitement dans ce cas) ;
- Ou à l'inverse, pas de stockage des résultats détaillés par tranche. [8]

Il s'agit d'un jeu de coefficients à choisir dans la liste des jeux qui se trouvent dans la base de données locale du projet.

L'assistant "Jeu de Coefficients" peut être activé par le bouton correspondant pour visualiser les jeux de coefficients partiels (mais pas pour les modifier, car l'utilisateur se trouve en mode "Phasage/Calculs" et non en mode "Données").

Le jeu de coefficients proposé par défaut est celui défini par l'utilisateur dans la description générale du projet .Dans le cas du calcul à la rupture (choix de la méthode de calcul), une ligne supplémentaire est visible : il s'agit du coefficient XF, dont la valeur par défaut est 1,00.
XF : est la pondération supplémentaire à introduire simultanément sur tanφ et sur c pour être en limite de stabilité (F = 1).

a. Les données sismiques :

Les séismes peuvent être pris en compte par la méthode pseudo-statique.
-ah/g (sans unité) : rapport de l'accélération horizontale sur la gravité ;
-av/g (sans unité) : rapport de l'accélération verticale sur la gravité.
Ces accélérations peuvent être positives (vers le bas ou vers la droite) ou négatives. Il convient en général de tester les 4 combinaisons de signes pour vérifier laquelle est la plus défavorable.
- L’accélération horizontale est prise en compte uniquement sur les sols et l'eau dans les sols ;
- L’accélération verticale est appliquée sur les sols, les surcharges linéaires et surfaciques, et sur l'eau.

b. Les surfaces de rupture :

Elles peuvent être circulaires (en recherche manuelle ou automatique), quelconques, ou constituées d'arcs successifs de spirales logarithmiques de même pôle.

Les données à saisir sont différentes suivant le type de recherche effectué, et sont décrites pour chaque cas ci-dessous :
- Les surfaces de rupture circulaires en recherche manuelle: choix "Surfaces circulaires" et type de recherche "Manuelle".
- Il s'agit de définir un quadrillage "manuel" de centres pour la recherche de surfaces de variables peuvent être calculés.

Les données à compléter dans cette boîte de dialogue sont les suivantes :

- X et Y : coordonnées (m) d'un coin du quadrillage de centres.
- Incrément X et Incrément Y : distance (m) entre 2 centres adjacents selon les axes X et Y ;

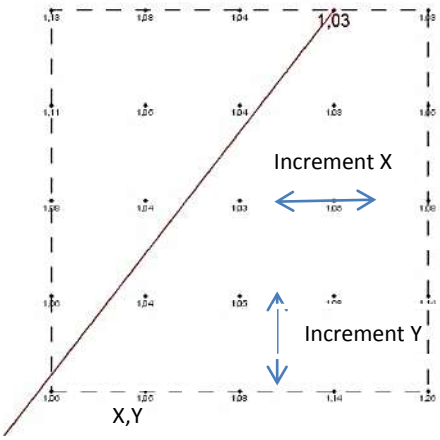


Fig.III.13 : illustration des paramètres du quadrillage de centres [26]

- Angle/horizontale et angle/verticale : "Inclinaisons" du quadrillage par rapport à l'horizontale et à la verticale;
- Nombre de centres en X et Y;
- Incrément sur le rayon (m): valeur (positive ou négative) dont est augmenté (ou diminué) le rayon à chaque incrément;
- Nombre d'incréments sur le rayon: nombre maximal de cercles (avec des rayons différents) calculés par centre ;
- Abscisse émergence limite (m) : valeur de l'abscisse en-deçà de laquelle les surfaces de rupture ne sont pas prises en compte, si ces surfaces sont entièrement en-deçà de (XL).

La valeur XL permet, dans le cas de talus complexe, d'éliminer certains cercles parasites. La position de l'abscisse émergence limite est représentée dans la zone graphique (en bas) par le symbo

-Type de recherche « automatique » :

- Point de passage imposé :

Premier cercle interceptant le talus, et cercles tangents à une couche. Il s'agit d'un critère de détermination du premier cercle associé à chaque centre. Pour les cercles suivants associés au même centre, il y a incrément sur le rayon (et le critère n'est donc plus respecté).

Ce choix conditionne les données supplémentaires demandées à l'utilisateur.

- Point de passage imposé :

Dans ce cas, il faut définir ce point de passage imposé :

- Par le saisie des données X et Y (m) du point de passage imposé dans les cases prévues.

- Premier cercle interceptant le talus : dans ce cas, aucun paramètre supplémentaire n'est nécessaire.
- Cercles tangents à une couche : dans ce cas, il faut choisir dans la liste des couches définies dans le projet la couche de tangence pour les cercles.

Les données à compléter dans cette boîte de dialogue sont les suivantes :

- Nombre de découpages (10 par défaut): Ce paramètre détermine la "précision" de la recherche automatique, et conditionne à la fois le nombre de directions utilisées, le nombre de positions des centres utilisés sur chaque direction, et le nombre davantage d'informations sur le fonctionnement de la recherche automatique ;
- Incrément sur le rayon (m): valeur (positive) de l'incrément. En recherche automatique, Talren4 effectue automatiquement une incrémentation positive et négative
- Abscisse émergence limite (m): valeur de l'abscisse en-deçà de laquelle les surfaces de rupture ne sont pas prises en compte, si ces surfaces sont entièrement en-deçà de (XL).

La valeur XL permet, dans le cas de talus complexe, d'éliminer certains cercles parasites. La position de l'abscisse émergence limite est représentée dans la zone graphique (en bas) par le symbole.

- Type de recherche : 2 choix sont possibles:

Point de passage imposé, et cercles tangents à une couche. Il s'agit d'un critère de détermination du premier cercle associé à chaque centre. Pour les cercles suivants associés au même centre, il y a incrément sur le rayon (et le critère n'est donc plus respecté).

- Point de passage imposé : dans ce cas, il faut définir ce point de passage imposé par le saisie des données X et Y (m) du point de passage imposé dans les cases prévues ;
- Cercles tangents à une couche : dans ce cas, il faut choisir dans la liste des couches définies dans le projet la couche de tangence pour les cercles. [8]

A chaque situation ne peut être associée qu'une seule surface de rupture quelconque : pour étudier plusieurs surfaces de rupture quelconques, il suffit de créer plusieurs situations.

-La surface de rupture doit toujours être définie de telle sorte que le premier et le dernier point soient hors du terrain, et que le 2ème et l'avant-dernier point soient dans le terrain ;

-Les points de la surface de rupture sont automatiquement ordonnés par X croissant lors de la fermeture de la boîte de dialogue : si vous avez défini une surface de rupture en "zigzag", elle sera donc automatiquement "lissée" à la validation de la boîte de dialogue. De la même façon, si vous rajoutez un point à une surface de rupture existante, ce point sera raccordé dans un premier temps au dernier point défini, mais il sera bien "remis à sa place" après validation de la boîte de dialogue ;

-Les spirales logarithmiques : choix "Spirales logarithmiques" il s'agit du choix par défaut si la méthode de calcul sélectionnée pour la situation est "calcul à la rupture".

Il s'agit de courbes composées d'arcs de spirales logarithmiques de même pôle : ces courbes seront appelées ici pour simplifier "spirales logarithmiques".

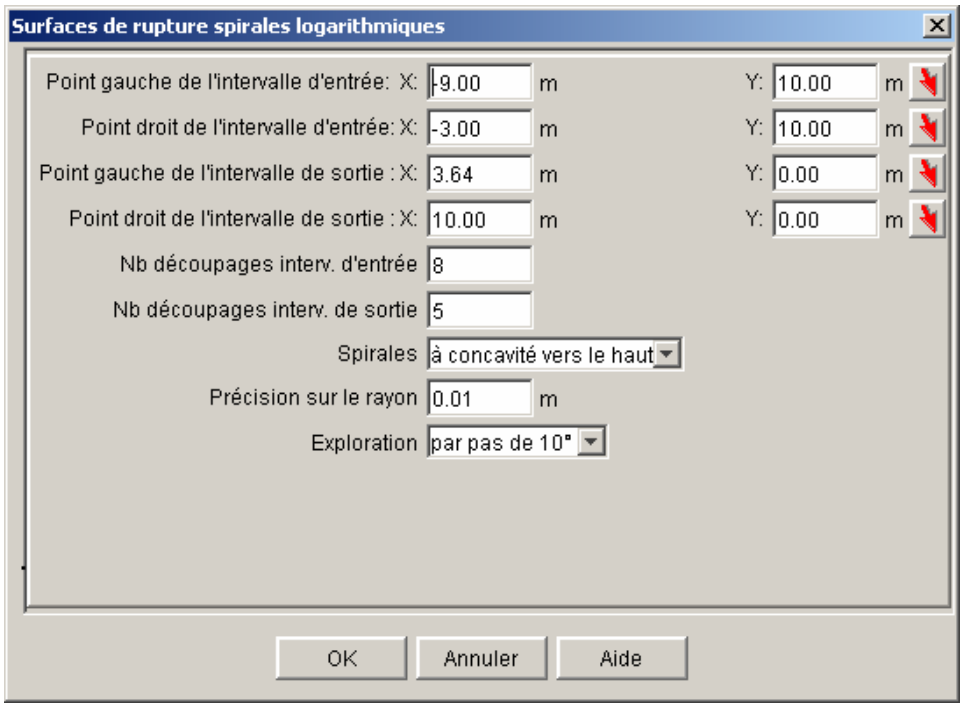


Fig.III.15: surfaces de rupture spirales logarithmiques [26]

Il s'agit de définir les paramètres d'un balayage de courbes composées chacune d'arcs successifs de spirales logarithmiques de même pôle. Pour chaque couple point d'entrée/point de sortie, plusieurs courbes peuvent être calculées

Les données à compléter dans cette boîte de dialogue sont les suivantes (les points gauche et droit de chaque intervalle peuvent être inversés) :

- Point gauche de l'intervalle d'entrée (X et Y) : coordonnées (m) du point gauche de l'intervalle définissant la zone d'entrée des spirales logarithmiques dans le sol.
- Point droit de l'intervalle d'entrée (X et Y) : coordonnées (m) du point droit de l'intervalle définissant la zone d'entrée des spirales logarithmiques dans le sol.

c. Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée, soit par le bouton de la barre de boutons contextuelle. Une boîte de dialogue s'ouvre, et plusieurs types de définition sont possibles. [8]

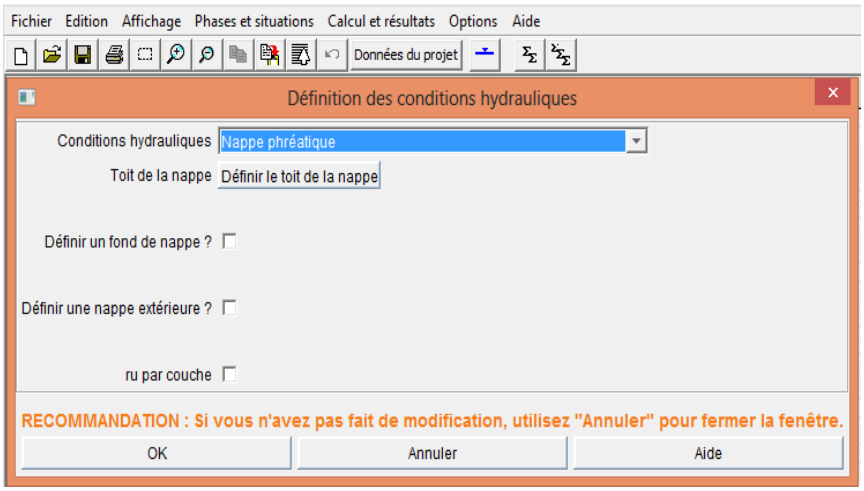


Fig.III.16: définition des conditions hydrauliques [26]

Conditions hydraulique :

- Néant ;
- Nappe phréatique ;
- Définir la toit de la nappe .

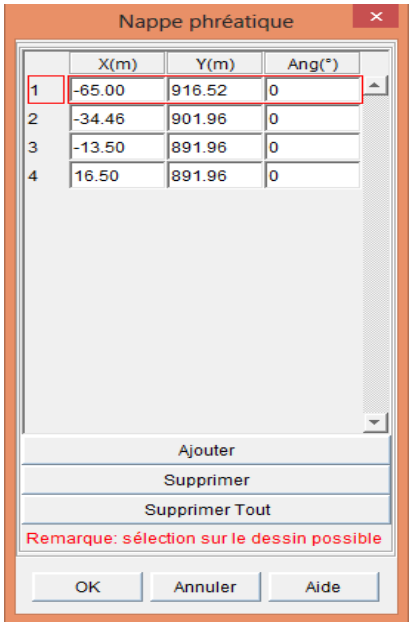


Fig.III.17: exemple des coordonnes d'un nappe phréatique [26]

- Pressions donne le long de la surface de la rupture ;
- Maillage triangulaire de pression interstitielle.

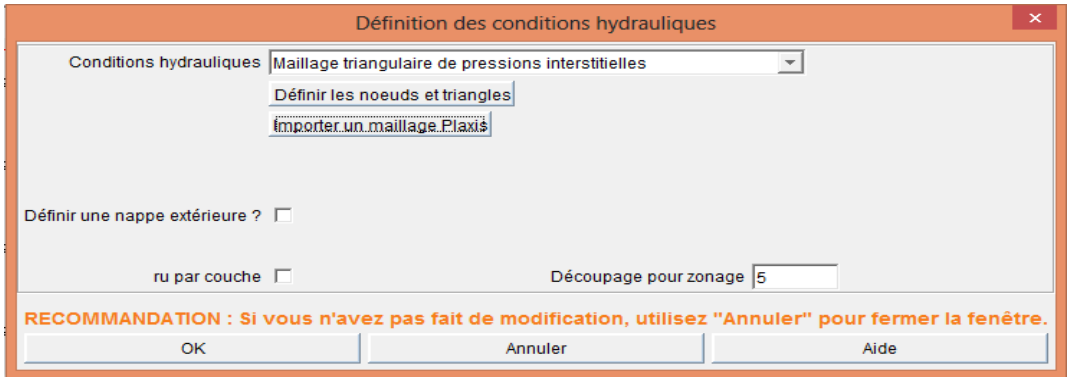


Fig.III.18 : définition des conditions hydrauliques [26]

- Définir les nœuds et triangles ;

- Importer un maillage Plaxis : Talren4 permet d'importer automatiquement un maillage de pressions interstitielles résultant d'un calcul éléments finis 2D réalisé avec le logiciel Plaxis v8.

Il faut que vérifier le système d'unité de Plaxis et celui de Talren 4 sont les mêmes.

Les fichiers Plaxis relatifs à un projet comportent un fichier projet. plx, et un répertoire projet. DTA, qui contient lui-même une copie du fichier projet. plx. Il faut choisir ici le fichier projet. plx qui se trouve "à côté" du répertoire projet.DTA.

Le pas de calcul dont il souhaite importer les pressions. Talren4 propose automatiquement la liste des pas de calcul Plaxis v8 disponibles.

- La valeur de u qui est importée de Plaxis v8 pour chaque nœud est la valeur de la pression interstitielle active p_{active} (avec changement de signe, pour rendre cette donnée compatible avec un calcul Talren) à la fin du pas de calcul sélectionné. Dans Plaxis v8, la pression interstitielle active correspond à la pression interstitielle totale (pression interstitielle permanente + surpression interstitielle éventuelle).

- Les triangles importés sont les mêmes que les triangles du maillage Plaxis (même nombre).

- Les noeuds importés sont les sommets des triangles, soit 3 noeuds par triangle.

Il n'est pas possible d'importer les pressions interstitielles du pas de calcul 0 (fichier .000), c'est-à-dire les pressions interstitielles calculées dans les conditions initiales de

- Plaxis v8 (module Input). Si vous sélectionnez ce fichier, l'importation ne fonctionnera pas.

Il n'existe pas de limite sur le nombre de points et triangles que l'on peut définir ou importer. Toutefois, plus les maillages définis ou importés sont importants, plus les temps de traitement et de calcul observés avec Talren4 seront longs. [8]

i. coefficients ru :

Dans ce dernier cas (combinaison de coefficients ru avec un autre mode de définition des conditions hydrauliques), la règle appliquée pour le calcul est la suivante :

- Pour chaque tranche, le calcul vérifie quelle couche de sol est présente à la base de la tranche (en son axe) ;

- Si une valeur de ru non nulle a été définie pour cette couche, le calcul de la pression interstitielle u à la base de la tranche est basé sur la prise en compte de ru ;

- Mais si la valeur de ru définie pour cette couche est nulle, alors le calcul de la pression interstitielle u à la base de la tranche est basé sur la prise en compte de l'autre mode de conditions hydrauliques éventuellement défini (nappe phréatique avec éventuellement fond de nappe, pressions définies le long d'une surface de rupture quelconque ou maillage triangulaire). **

ii. Calculs et exploitation des résultats :

a. Calcul :

3 options sont disponibles pour le calcul :

- Calcul de la situation sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton Σ ;

- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton ΣΣ;

- Calcul de toutes les situations de toutes les phases : menu "Calcul et résultats" ou bouton

- Pendant les calculs, une fenêtre (Figure) vous indique la progression des opérations pour l'ensemble des calculs demandés. Une jauge dans la barre d'état vous affiche l'avancement des calculs proprement dits pour chaque situation calculée. [7]

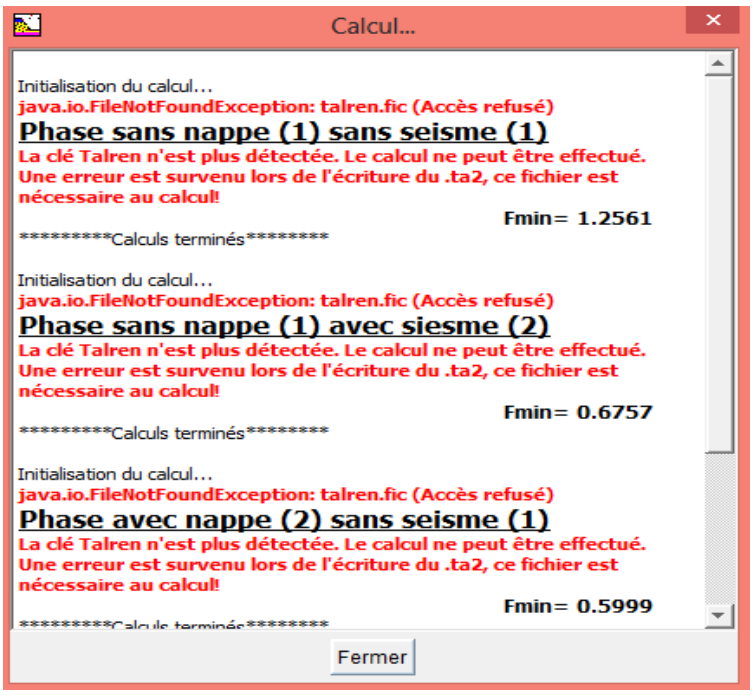


Fig.III.19: l'avancement des calculs demandés [26]

Un bouton "Interrompre" permet à tout moment d'interrompre le calcul et de reprendre la main.

Talren4 effectue des contrôles sur les données avant de lancer le calcul, et s'il détecte des erreurs ou des valeurs non admises, il le signale en rouge dans la fenêtre de calcul. S'il s'agit d'avertissements, les calculs se poursuivent. S'il s'agit d'erreurs, le calcul n'est pas effectué :

- il faut corriger les données et relancer le calcul.

Talren4 peut de la même manière afficher en rouge dans cette fenêtre des messages d'erreur transmis par le module de calcul.

A la fin des calculs, la fenêtre de calcul se referme automatiquement, sauf si des erreurs ou des avertissements sont affichés.

b. Les résultats affichés par défaut :

Après calcul, les résultats affichés par défaut dans la zone graphique sont (Figure):

- La valeur du coefficient de sécurité minimum obtenu, en bas à gauche de la zone graphique. Dans les cas du calcul à la rupture, la valeur du coefficient XF est également rappelée au même endroit ;

Les valeurs du coefficient de sécurité obtenu pour chaque surface de rupture:

- Dans le cas des surfaces de rupture circulaires : le coefficient de sécurité minimum obtenu pour chaque centre est affiché à côté des centres Dans le cas des surfaces de rupture quelconques : le coefficient de sécurité calculé pour la surface de rupture définie dans la situation est affiché à proximité de cette surface de rupture ;
- Dans le cas des spirales logarithmiques : le coefficient de sécurité minimum obtenu pour chaque spirale est affiché à côté de son pôle.
- La surface de rupture critique : en rouge sur le dessin. Le zoom est adapté automatiquement après calcul pour afficher les éléments relatifs à la surface de rupture critique (centre, pôle, etc.)

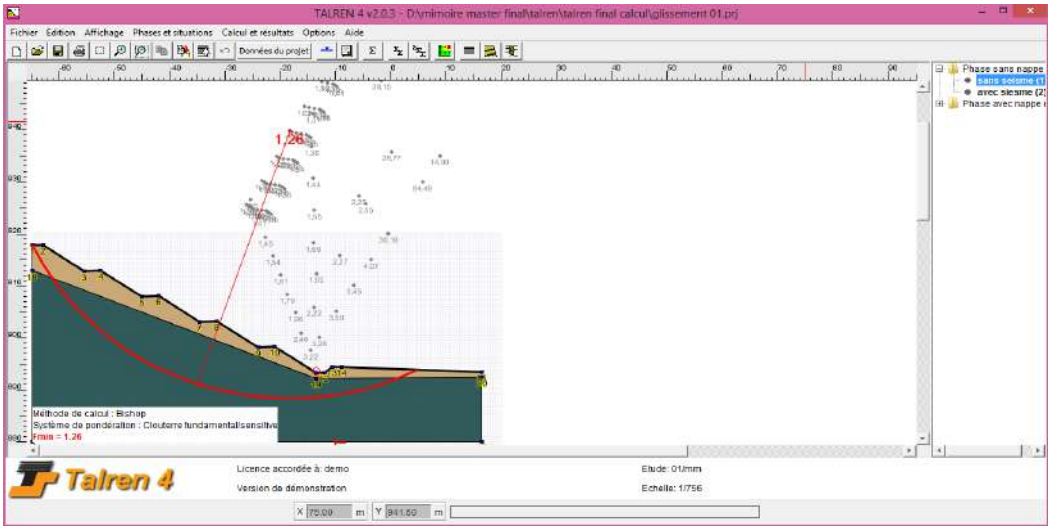


Fig.III.20: résultats affichés par défaut après calcul d'une situation [26]

c. Le paramétrage de l'affichage graphique des résultats :

Le paramétrage de l'affichage graphique des résultats se fait par le menu [Calculs et résultats] puis l'option [Paramétrer l'affichage des résultats], ou par le bouton de la barre de boutons, ou encore par le menu contextuel de la zone graphique (cliquer avec le bouton droit de la souris dans la zone graphique). La boîte de dialogue illustrée sur la Figure apparaît alors. Elle permet notamment d'afficher:

- Toutes les surfaces calculées ;
- Les surfaces correspondant à une certaine fourchette de valeurs pour le coefficient de sécurité;
- Des iso valeurs, sous la forme de dégradés de couleurs: là aussi, on peut paramétrer la fourchette de valeurs de coefficients de sécurité à prendre en compte ;
- Des indications sur le critère dimensionnant pour les renforcements: cet affichage se fait sous la forme "ITR = xxx ; ICIS = xxx".Ces codes et leurs légendes correspondent au format habituel des résultats pour les renforcements dans Talren4. [8]

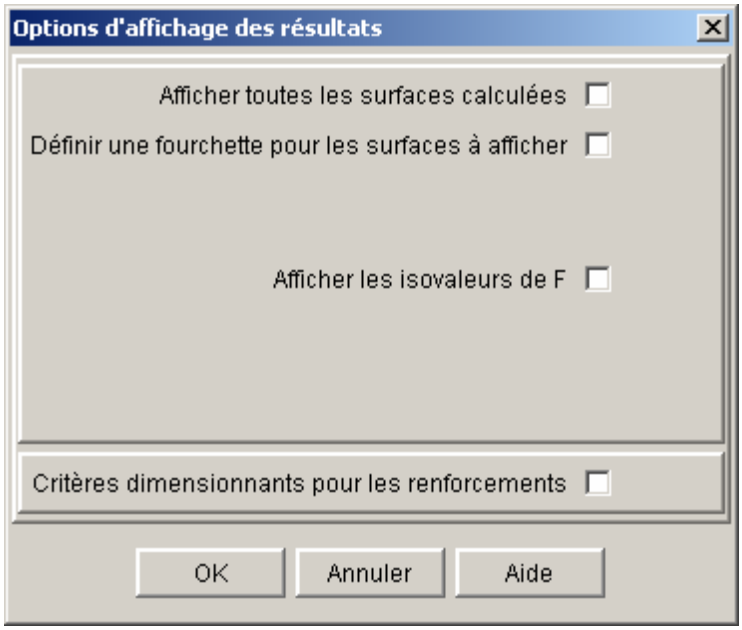


Fig.III.21: fenêtre de paramétrage de l'affichage graphique des résultats [26]

d. L'affichage des résultats détaillés par surface de rupture :

On accède à l'affichage des résultats détaillés par surface de rupture par le menu [Calculs et résultats] puis l'option [Résultats détaillés par surface], ou par le bouton de la barre de boutons. Le tableau illustré sur la Figure apparaît alors dans une boîte de dialogue.

-Par défaut :

- la ligne surlignée en vert se place à l'ouverture du tableau sur la surface de rupture critique.
- le tableau ne contient que le cercle critique obtenu pour chaque centre : s'il y a des incréments sur le rayon, le programme calcule le minimum du coefficient de sécurité obtenu sur tous les cercles de même centre, et affiche uniquement le cercle associé à ce minimum.

Le bouton "Légende F" permet d'accéder à la description des différentes valeurs "forfaitaires" pour le coefficient de sécurité résultat du calcul.

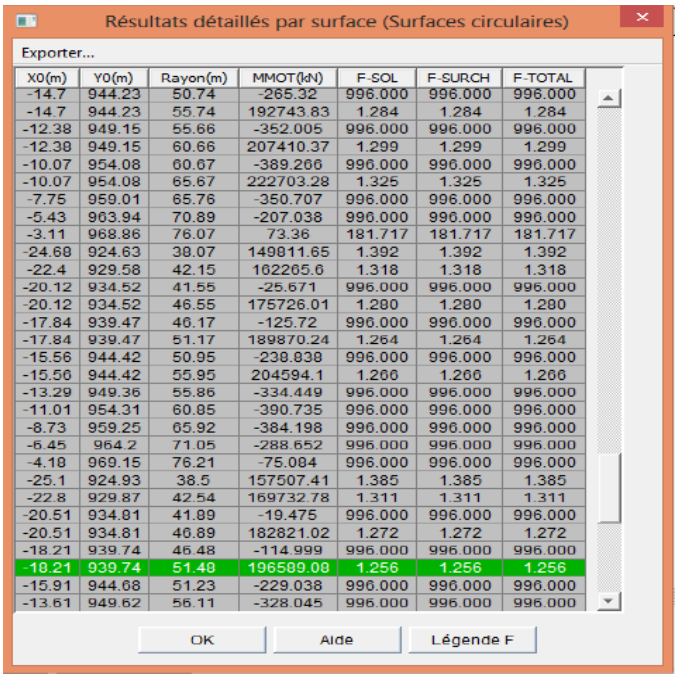
Les colonnes affichées peuvent varier selon le type de surfaces de rupture (circulaires, quelconques, spirales), et selon la méthode de calcul (Fellenius, Bishop, Perturbations, Calcul à la rupture) retenues.

Les 3 valeurs F-SOL, F-SURCH et F-TOTAL sont affichées pour les méthodes de calcul de Fellenius et Bishop, et celle du calcul à la rupture. Pour la méthode des perturbations, seul F-TOTAL est donné :

- F-SOL : coefficient de sécurité obtenu sans prendre en compte les surcharges ni les renforcements ;
- F-SURCH : coefficient de sécurité obtenu avec prise en compte des surcharges, mais sans prise en compte des renforcements ;

- F-TOTAL : coefficient de sécurité global obtenu (avec prise en compte des surcharges et des renforcements).

Dans le cas de la méthode de calcul des perturbations, 3 colonnes supplémentaires apparaissent pour information : λ et μ (inconnues dans la méthode des perturbations), et NSPEQ (nombre de racines de l'équation du 3ème degré). [8]



X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
-14.7	944.23	50.74	-265.32	996.000	996.000	996.000
-14.7	944.23	55.74	192743.83	1.284	1.284	1.284
-12.38	949.15	55.66	-352.005	996.000	996.000	996.000
-12.38	949.15	60.66	207410.37	1.299	1.299	1.299
-10.07	954.08	60.67	-389.266	996.000	996.000	996.000
-10.07	954.08	65.67	222703.28	1.325	1.325	1.325
-7.75	959.01	65.76	-350.707	996.000	996.000	996.000
-5.43	963.94	70.89	-207.038	996.000	996.000	996.000
-3.11	968.86	76.07	73.36	181.717	181.717	181.717
-24.68	924.63	38.07	149811.65	1.392	1.392	1.392
-22.4	929.58	42.15	162265.6	1.318	1.318	1.318
-20.12	934.52	41.55	-25.671	996.000	996.000	996.000
-20.12	934.52	46.55	175726.01	1.280	1.280	1.280
-17.84	939.47	46.17	-125.72	996.000	996.000	996.000
-17.84	939.47	51.17	189870.24	1.264	1.264	1.264
-15.56	944.42	50.95	-238.838	996.000	996.000	996.000
-15.56	944.42	55.95	204594.1	1.266	1.266	1.266
-13.29	949.36	55.86	-334.449	996.000	996.000	996.000
-11.01	954.31	60.85	-390.735	996.000	996.000	996.000
-8.73	959.25	65.92	-384.198	996.000	996.000	996.000
-6.45	964.2	71.05	-288.652	996.000	996.000	996.000
-4.18	969.15	76.21	-75.084	996.000	996.000	996.000
-25.1	924.93	38.5	157507.41	1.385	1.385	1.385
-22.8	929.87	42.54	169732.78	1.311	1.311	1.311
-20.51	934.81	41.89	-19.475	996.000	996.000	996.000
-20.51	934.81	46.89	182821.02	1.272	1.272	1.272
-18.21	939.74	46.48	-114.999	996.000	996.000	996.000
-18.21	939.74	51.48	196509.09	1.256	1.256	1.256
-15.91	944.68	51.23	-229.038	996.000	996.000	996.000
-13.61	949.62	56.11	-328.045	996.000	996.000	996.000

Fig.III.22: fenêtre des résultats détaillés par surface de rupture (exemple pour des surfaces de rupture circulaires, méthode de calcul de Bishop) [26]

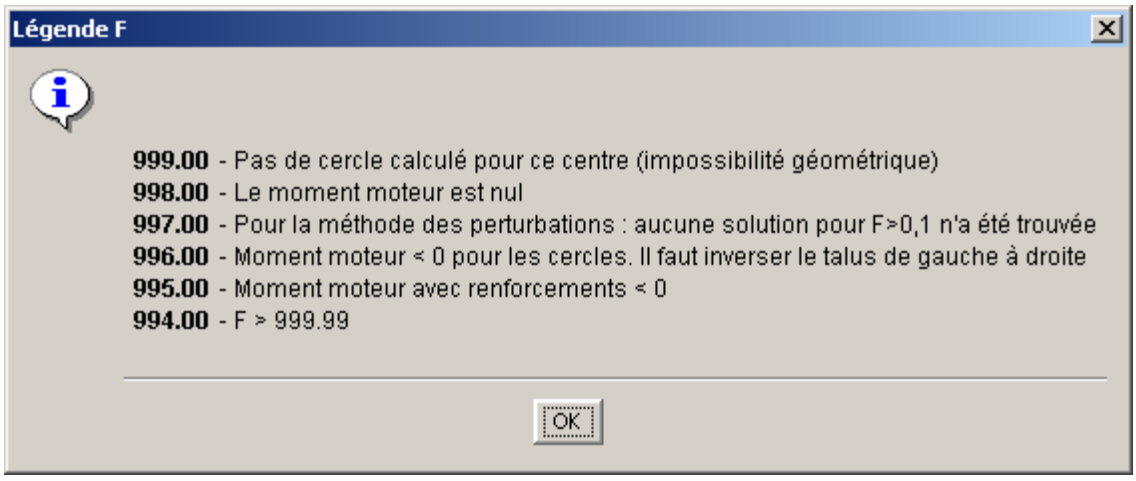


Fig.III.23: légende des valeurs forfaitaires pour F [26]

e. L'affichage des résultats dans les renforcements :

On accède à l'affichage des résultats détaillés par surface de rupture par le menu [Calculs et résultats] puis l'option [Efforts dans les renforcements], ou par le bouton de la barre de boutons contextuelle. La boîte de dialogue illustrée sur la Figure apparaît alors : la partie gauche affiche la liste des surfaces de rupture calculées, la partie droite affiche, pour la

surface de rupture sélectionnée à gauche, les résultats pour les différents renforcements définis. Par défaut, la ligne surlignée en vert se place à l'ouverture du tableau de gauche sur la surface de rupture critique. Les colonnes des résultats affichés dans les renforcements dépendent du type de renforcement sélectionné avec les onglets. Le bouton "Légende renforcements" de cet écran permet de visualiser la signification des colonnes du tableau. [8]

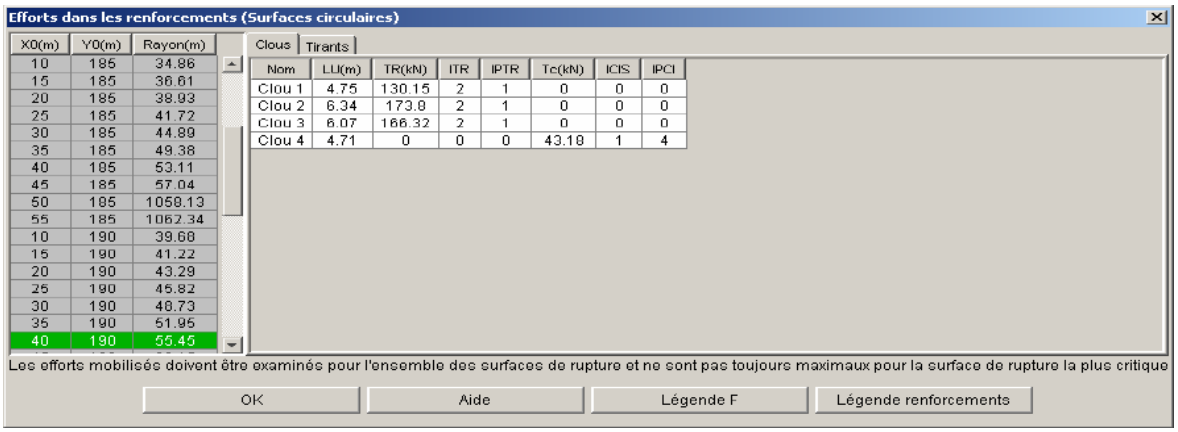


Fig.III.24: fenêtre des résultats dans les renforcements

(Exemple de calcul d'un Cas des surfaces de rupture circulaires) [26]

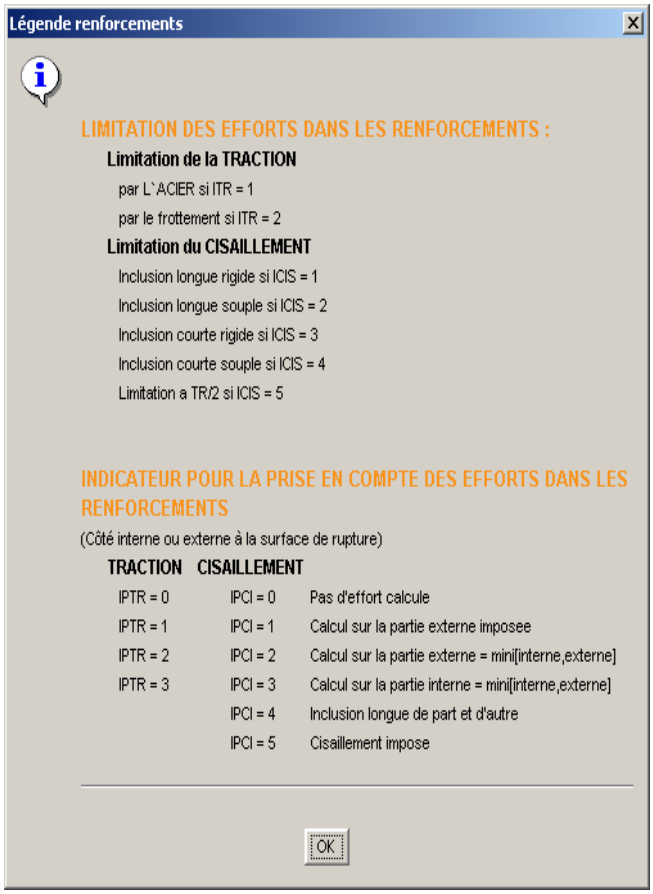


Fig.III.25: légende pour les résultats dans les renforcements [26]

iii. Analyse de la stabilité de talus :

a. Définition des donnes :

Les coupes choisis pour l'analyse du modèle sont représenté sur la figure.

Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite la superposition du levé topographique.

Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages carottés et les pénetrogrammes.

Parmi les trois coupes choisis nous allons considérer celle qui passe par la plus grande pente, ou on trouve le maximum d'information géologique et géotechnique.

b. Calcul et vérification (cas d'étude) :

La stabilité des diapositives est vérifiée à l'aide de la méthode Bishop et les calculs de stabilité peuvent être effectués à l'aide de Talren4 version 2.0.3. Compte tenu du profil qui traverse l'axe de glissement pour effectuer une analyse de stabilité, la nature du sol et ses propriétés mécaniques et physiques. La surface de glissement la plus grande est obtenue en sélectionnant la zone présentant le facteur de sécurité le plus faible entre une série de surfaces de glissement possibles.

c. Hypothèses de calcul :

Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement, on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétrométriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.

Plusieurs facteur ont été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme les caractéristique géotechnique, la variation du niveau de la nappe, le séisme et en fin le renforcement du talus.

c.1 l'effet de séisme :

D'après le document RPA99/version2003, la modélisation de l'action sismique est introduit les valeurs des accélérations sismiques agissant dans le sens horizontal et vertical calculées à partir de la méthode statique équivalente qui est la méthode la plus couramment utilisée dans ces cas-là. Ces valeurs dépendent de l'accélération sismique maximale de référence qui varie selon la zone de sismicité dans laquelle est implanté l'ouvrage d'une part et de l'importance de cet ouvrage d'autre part.

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Médéa considérée comme une zone de moyenne sismicité et de classe Iia. Ce dernier est de classe 1A. L'accélération sismique

maximale de référence correspondant à ces deux classes est de l'ordre de $A = 0.25g$.

A partir de l'accélération maximale de référence et selon la méthode statique équivalente on obtient les résultats suivants :

$$\sigma_h = 0.5 * A = 0.125$$

$$\sigma_v = \pm 0.3 * \sigma_h = \pm 0.0375$$

c.2 Donnes géotechniques :

D'après le rapport, le talus est divisé en deux couches et sont comme suit :

- La première couche, marne argileuse qui s'étend sur épaisseur 2m :

Cohésion : C= 10 KPa

Angle de frottement : φ=9°

Densité : γ=20 KN/m^3

- La deuxième couche, marne grise qui s'étend sur épaisseur 13m :

Cohésion : C=7 KPa

Angle de frottement : φ= 29°

Densité : γ=15.5 KN/m^3

c.3 Méthode d'analyse de calcul :

La méthode Bishop est applicable directement au cas d'une surface de rupture plane puisque le rayon n'intervient pas dans les équations. Pour ce cas cependant, cette méthode n'est plus adaptée lorsque des surcharges linéaires ou des moments additionnels existent ou que l'on intègre les paramètres sismiques. En effet, ces données induisent des moments qui ne peuvent pas être pris en compte.

c.4 Géométrie du modèle :

Le profil à étudiée est représenter par la figure suivant :

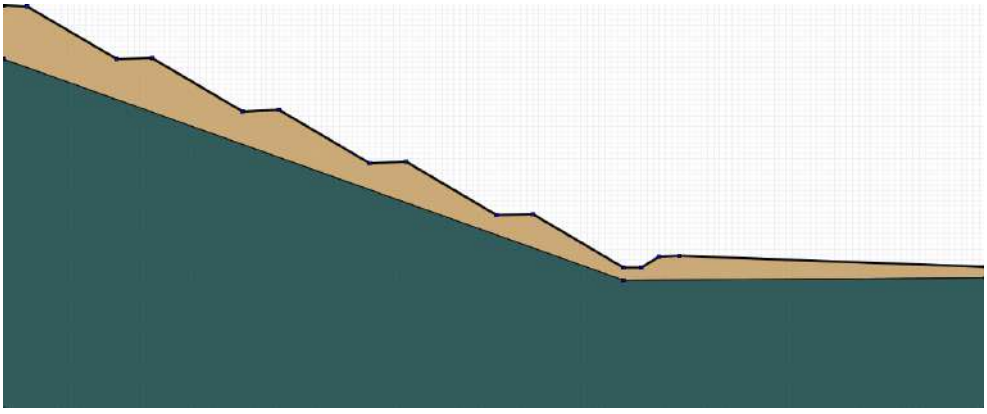


Fig.III.26: domaines d'analyse

Tab.III.1: caractéristique des bicouches (la marne argileuse + la marne grise)

N° de couches	Type des couches	La représentation	La cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)	Densité (KN/m^3)
01	Marne argileuse		10	9	20
02	Marne grise		7	29	15.5

d. Calcul de coefficient de sécurité :

d.1 Notion de facteur de sécurité :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour F_s =1, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel…), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5). [8]

Tab.III.2 : valeur d'estimation de coefficient de sécurité F_S

Valeur de F_S	Etat d'un talus
$F_S<1$	Talus non stable
$F_S=1$	
$F_S>1.5$	Talus sable

d.2 Modélisation de talus sans confortement :

1. Définition :

Le levé topographique présentent les coupes choisis pour l'analyse du modèle, la détermination des coordonnes des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) faites suivant de la superposition du levé topographique.

Les profondeurs des couches de sol sont définies d'après les résultats des sondages carottés et les pénétrogrammes .

La coupes choisis selon plusieurs coupes est passent par la plus grande pente, ou bien qu'il est trouvé le maximum d'information géologiques et géotechnique .

Le calcul de la stabilité de la pentes de notre analyse peut être effectué à l'aide d'une méthode de calcul connue « méthode de BISHOP 1954», et suivants plusieurs influences qui jouant une grand rôle dans la stabilité ou l'instabilité des pentes qu'ils sont la présence ou l'absence de la nappe phréatique ou bien l'effet de séisme.

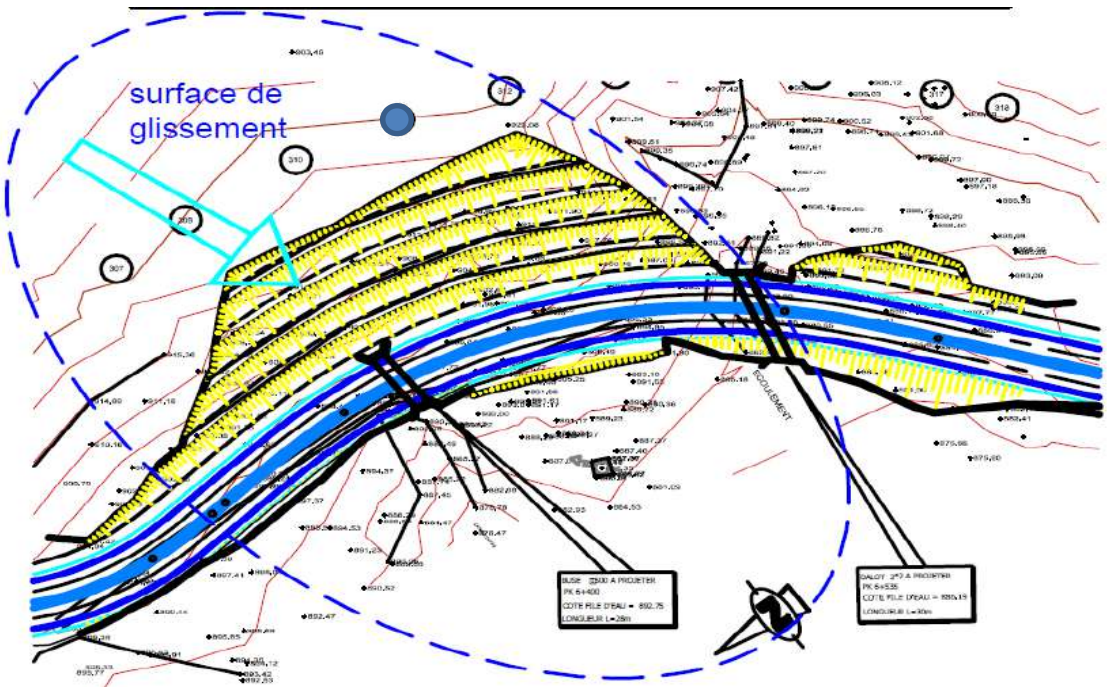


Fig.III.27: levé topographique présentant les coupes choisis pour l'analyse du modèle

- **Légende :**
- Zone de glissement
- Sens de glissement
- La coupe choisi

1. L'analyse de talus :

L'analyse de notre étude est faite suivants à différentes situation, ils sont pris en compte comme suivants.

A. Situation sans présence d'une nappe phréatique et sans présence de l'effet de séisme :

Dans cette cas on peut dire que le sol est considérer instable tandis que le facteur de sécurité est égale à 1.26.

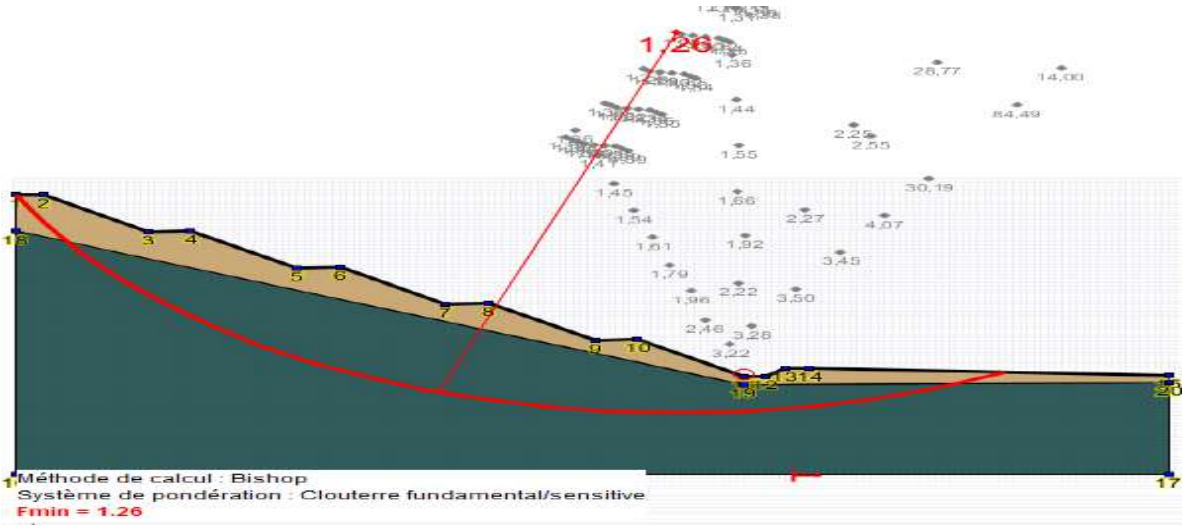


Fig.III.28: cas d'un cercle de rupture sans présence d'une nappe phréatique et l'effet de séisme.

B. Situation sans présence d'une nappe phréatique avec présence de séisme :

Cette cas est présente une talus instable car le coefficient de sécurité est inférieur à 1 et qu'ils se trouvent leur valeur égale à 0.68.

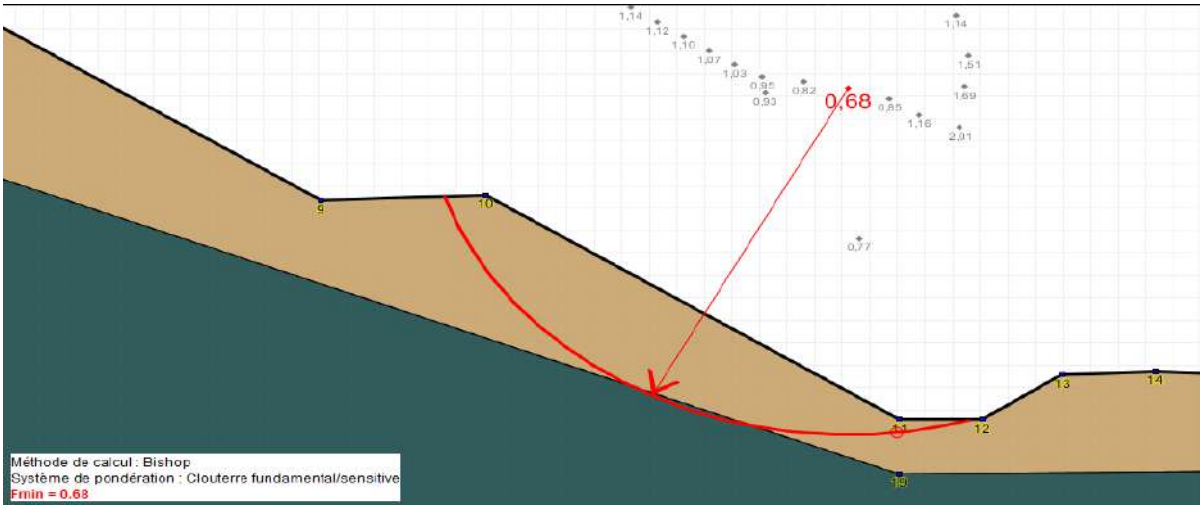


Fig.III.29: cas d'un cercle de rupture avec séisme

C. Situation avec présence d'une nappe phréatique sans présence de séisme :

Dans cette situation le sol est trouvée instable, car le coefficient de sécurité calcule par le logiciel TALREN4 égale à 0.60.

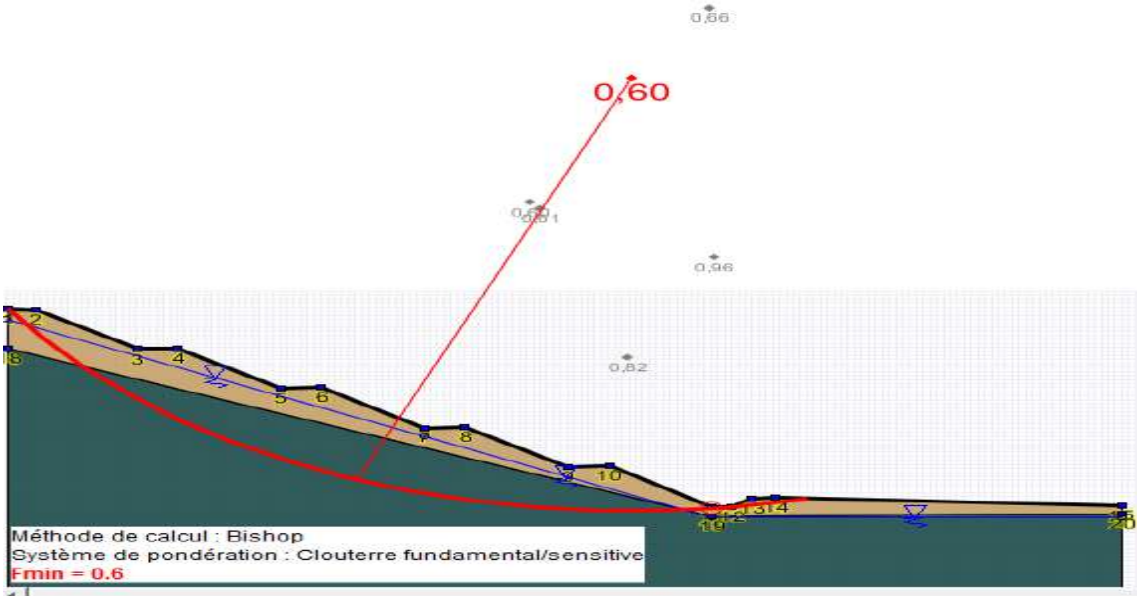


Fig.III.30: cas d'un cercle de rupture avec nappe phréatique

D. Situation avec présence d'une nappe phréatique et l'effet de séisme :

Le coefficient de sécurité calculé par logiciel TALREN4 et qu'il est égale à 0.46 à la présence d'une phréatique et sous l'effet de séisme.

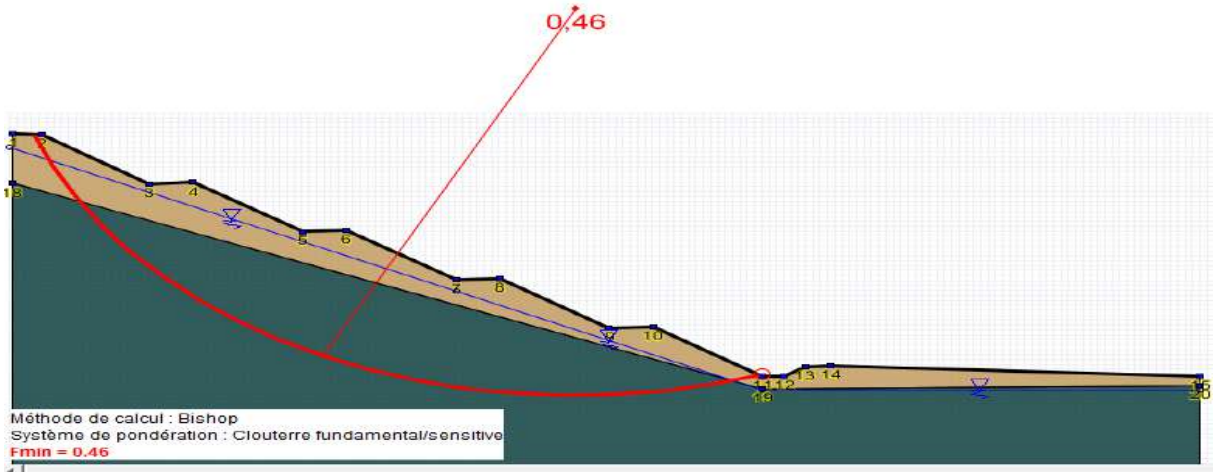


Fig.III.31: cas d'un cercle de rupture avec la présence d'une nappe phréatique et sous l'effet de séisme

Remarque :

Quand on a augmentent dans la valeur d'angle de frottement dans le cas d'un argile et démunie le dans le cas d'une marne grise on remarque la valeur de F_s est démunie.

Si on a diminué la valeur de la cohésion dans le cas d'un marne argileux et augmenter dans le cas d'une marne grise on remarque que la valeur de Fs est augmenter

La valeur de la cohésion dans le cas d'un argile et démunie dans le cas d'un marne grise on remarquer que Fs est démunie

III.3 Conclusion :

Le glissement observé sur la PK6+625 au PK6+900, est un glissement rotationnel en tête du talus, il concerne les deux couches supérieures qui sont formées d'une marne argileuse et d'une marne grise.

On observe à partir des situations calculés avant le confortement, que le coefficient de sécurité calculé est inférieur à 1, avec prise en compte de la nappe phréatique, il est de 0.6 ; avec la prise en compte de l'effet du séisme, le coefficient de sécurité diminué à une valeur de 0.46, ce qui montre que le talus est très instable.

Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

IV.1 Introduction :

Suit aux résultats obtenus au chapitre précédent, il est claire que le terrain est instable, donc il est nécessaire de trouver des solutions de confortements pour stabiliser le terrain.

Cette chapitre est la partie plus importante dans le travail car ils sont de but du trouver la meilleur solution favorable techniquement et économiquement pour conforter le talus, le choix de la technique dépend sur trois aspects qu'ils sont comme suite :

- L'endroit du projet ;
- Les disponibilités des matériaux et les équipements ;
- L'entourage du projet.

Pour améliorer la stabilité des talus, il est possible d'agir de trois façons :

- Modifier le profil en travers du talus : adoucissement de la pente, mise en place d'un remblai d'épaulement à l'aval ;
- Renforcer la résistance (soutènement) ;
- Drainer le massif de sol de manière à diminuer les pressions interstitielles qui jouent un rôle néfaste sur la stabilité.

IV.2 Méthodes des confortements et de stabilisations :

On propose dans ce qui suite deux variantes :

- La première choix : mur en poids (gabion) ;
- La deuxième choix : mur de soutènement en T s'appuyant sur deux rangés de pieux .

A. Premier méthode :

a. Murs en poids (gabion) :

Pour conforter le talus, on choisit un mur de gabion d'un hauteur 4.5 m et largeur 1.5m, composé de cage de 2*1*1 en maille à triple torsion, hexagonale, de 50*70 mm ; en fil de fer galvanisé de 2.00 mm de diamètre, rempli de pierre calcaire angulaires pour limiter les risque de déformation, leurs granulométrie comprise entre 100 et 200 mm, placée avec une pelleteuse sur roues. On peut réparti ces pierres pour limiter au maximum les espaces qui peut éviter tout risque de tassement .ils Comprend les éléments d'étaiement nécessaires à son alignement et son aplomb, le câble en acier pour la fixation de la cage et les tubes en PVC pour drainage.

b. Etude du confortement de glissement par logiciel TALREN4 :

On peut prendre le cas la plus défavorable, qu'il est la phase d'une présence une nappe phréatique et sous l'effet de séisme et il est comparé avec la situation contraire :

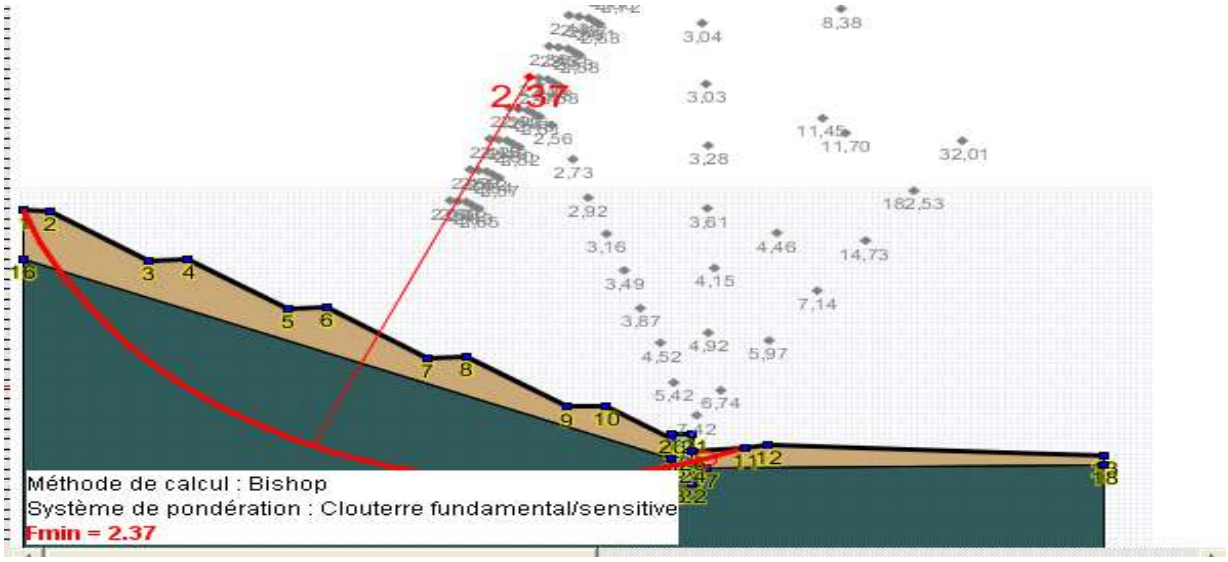


Fig.IV.1 : présentation d'un facteur de sécurité admissible sans nappe et sans séisme

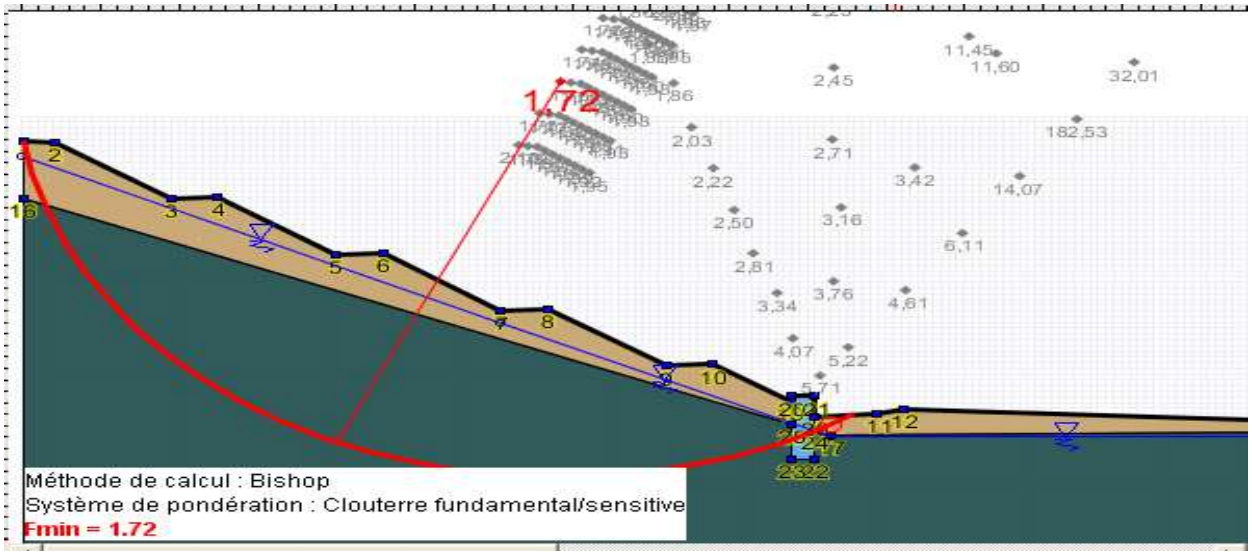


Fig.IV.2 : présentation de facteur de sécurité avec présence d'une nappe et sous séisme

c. Commentaires :

Après modélisation, nous avons observé une augmentation de la valeur du coefficient qui était de 1,26 à 2,37 de F_S admissible, soit sous l'effet sismique, cas accidentel, nous avons observé une augmentation de la valeur de 0,46 à 1,72. Ce qui traduise l'efficacité de la technique de confortement proposé. Donc on peut dire que le talus est stable.

B. Deuxième méthode :

a. Mur de soutènement en béton arme s'appuyant sur pieux en béton arme :

a.1 Pré-dimensionnement :

D'après les abaques de SETRA on peut déterminer les dimensions du mur de soutènement.

a.2 Pré-dimensionnement des épaisseurs:

La valeur commune est donnée par les abaques en fonction des quantités.

$$a = \frac{H}{D} = \frac{4}{4.16} = 0.96$$

Les abaques 1, 2, 3 correspondent à des angles de frottement interne du remblai derrière le mur respectivement égaux à 20, 30 et 40 degrés.

Avec:

a : nombre sans dimensions caractérisant le talus ;

D : la longueur horizontal du talus ;

H : hauteur (en m) de la tête du mur par rapport à la base de la semelle ;

$\mathbf{b_1}$: dimension de patin ;

$\mathbf{e_0}$: épaisseur de l'entête du mur ;

$\mathbf{e_1}$: épaisseur du mur

$\mathbf{e_2}$: hauteur de la semelle.

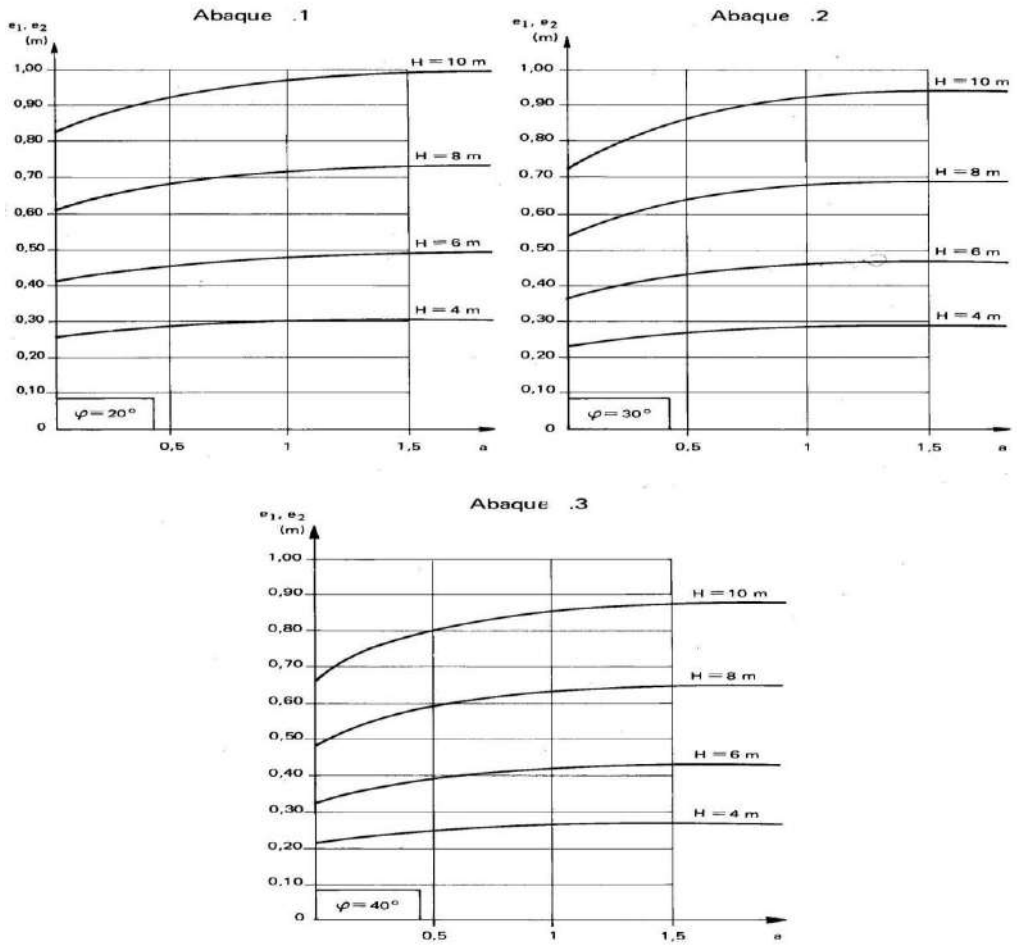


Fig.IV.3 : les abaques de SETRA [24]

Donc : e_0= e_1 =0.30 m, e_2=0.8 m, et b_1=0.5m d'après les abaques de SETRA septembre 2014.

a.3 Dimensionnement du mur de soutènement :

Le dimensionnement se base sur l'hypothèse d'un mur très long et le calcul se fait ainsi pour une longueur unité (L=1). La hauteur du mur, ainsi que sa rugosité sont des données du problème, et souvent on cherche la largeur du mur vérifiant simultanément les critères suivants :

- Capacité portante du sol sous la fondation,
- Stabilité au glissement ;
- Stabilité au renversement.

i. Calcul de la capacité portante :

i.1 Calcul des pousses sur un mur de soutènement :

Faisons un bilan des forces agissant sur le mur :

Dans le cas d'un sol cohérant sur un écran vertical avec une surface horizontale les actions des terres en poussé active ont pour expression : [5]

$$F_{a\gamma} = \frac{1}{2} * \gamma_{2*} H^2 * K_a + 2 * C * H * \frac{\cos\varphi}{1+\sin\varphi}$$

$$F_{a\gamma} = \frac{1}{2} * 15.5 * 4^2 * 0.488 + 2 * 45 * 4 * \frac{\cos 29}{1+\sin 29} = 351.68 \text{KN/m}$$

$$\beta = \text{arctang}\frac{y}{x}$$

On peut prendre en consederation les données des pression des terres à court terme ;

Interface sol/mur rugueuse, d'après les abaques de coefficients de Boussinesque de poussée, on peut déterminer la valeur de K_a^{γ}:

$$\left.\begin{array}{l}\varphi = 29° \\ \beta = 22.5° \\ \lambda = 0 \\ \delta = \varphi\end{array}\right\} \Longrightarrow K_a^{\gamma} = f(\lambda, \varphi, \beta, \delta) = 0.488$$

Avec :

$\boldsymbol{\varphi}$: angle de frottement ;

$\boldsymbol{\beta}$: Inclinaison du talus ;

$\boldsymbol{\lambda}$ **:** Inclinaison du mur par rapport à vertical ;

$\boldsymbol{\delta}$: Inclinaison de la pression q par rapport à la normale du mur ;

Y : la hauteur de talus ;

X : la longueur horizontale d'un talus.

On suppose que B=1.5 m:

Le calcul de capacité portante se fera d'après l'équation suivant :

$$q_L = \frac{1}{2} * B * N_\gamma * \gamma_2 + \gamma_1 * D * N_q + C * N_c$$

$$\varphi = 29° \rightarrow \left\{\begin{array}{l} N_\gamma = 18.8 \\ N_q = 16.4 \\ N_c = 27.9 \end{array}\right.$$

A.N :

$$q_L = \frac{1}{2} * 15.5 * 1.5 * 18.8 + 20 * 1 * 16.4 + 27.9 * 7 = 741.85 \text{ KPa}$$

$$q = \frac{q_{cal}}{B} < \frac{q_L}{2}$$

$q = 161 \text{ KPa} < 370.925 \text{ KPa}$ (condition vérifiée)

Donc la condition B=1.5m, suffisante pour le largueur de la semelle.

- Faisons un bilan des forces agissant sur le mur :

$$\omega = \gamma * H * e_0 = 25 * 4 * 0.3 = 30 \text{ KN/m}$$

$$R_V = \omega + F_a^{\gamma} * \sin\varphi = 71.47 \text{KN/ml}$$

$$R_H = F_a^{\gamma} * \cos\varphi = 351.68 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ω : poids d'un massifs de terre ;

e_0 : épaisseur du mur ;

R_V : composante vertical de la résultante R ;

R_H : composante horizontale de la résultante R ;

α : angle d'inclinaison d'une rayon sur la verticale ;

B : largeur du la semelle;

D : la fiche ou ancrage de la semelle dans le terre égale à 1 ;

N_γ, N_q, N_c : facteur de portance du au poids des terres, la surcharge, la cohésion respectivement ;

F_a^q : pression de poussé due à une surcharge(KPa) ;

q_L : capacité portante,

q: surcharge ;

$K_{a\gamma}$: coefficient de pression de poussée due au poids des terres ;

K_{aq} : coefficient de pression de poussée due à une surcharge.

i. Stabilité au glissement de la base du mur :

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur sont en déca de la résistance à l'adhérence base/sol. Par analogie avec le crêter de rupture du sol de Mohr-Coulomb, on écrit que la contrainte de cisaillement maximum à la base du mur ou résistance à l'adhérence est égale à :

$$\tau_{ult} = a + \sigma tg\Psi_a$$

a : est « l'adhérence » sol/base du mur est Ψ_a est l'angle d'adhérence, prise souvent égale à $2 * \frac{\varphi}{3}$.

En cas d'un sol frottant ($\varphi \neq 0$) à la base du mur, pour des raison de sécurité, on néglige l'adhérence a, ce qui permet d'écrire l'expression suivante du coefficient de sécurité F_s. la stabilité au glissement à la base es assurée si ce coefficient est au moins égale à 1.5 :

$$F_s = \frac{\Psi_a}{\theta} \geq 1.50$$

θ est l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe vertical de la semelle, et Ψ_a est l'angle d'adhérence égale à $2\varphi/3$. [5]

ii. Vérification de la stabilité au glissement :

$$\theta = \arctan\theta \frac{R_H}{R_V} = 11.34°$$

Avec :

θ : obliquité de la résultante R par rapport à la verticale.

A.N :

$$F_{sg} = \frac{\Psi_a}{\theta} = \frac{2 * 29/3}{11.34} = 1.70 \geq 1.5 \qquad \text{(condition vérifiée)}$$

iii. Vérification de la stabilité au renversement :

Une condition suffisante de stabilité est formulée par la règle du « tiers central » qui stipule que la stabilité est assurée si la résultante R des forces passe par la tiers central de la base du mur, soit $e \leq \frac{B}{6}$, e étant l'excentricité de R par rapport au milieu de la base de la semelle du mur. [6]

Règle de trier central : $e \leq \frac{B}{6}$

$$e = \frac{\sum M/_o}{R_V}$$

$$\sum M_{/o} = P_t * d_{pt} + P_Q * d_{PQ} + W_m * d_{wm} + W_s * d_{ws} - R_h * d_R = 0$$

A.N :

$$e = 0.17 \text{ m}$$

Alors :

$$e = 0.17\text{m} \leq \frac{B}{6} = 0.25\text{m} \quad \text{(condition verfiée)}$$

Avec :

e: excentricité ;

B : largueur de la semelle ;

M : moments

Rv : composant vertical ;

d_{Pt}, d_{PQ}, d_{wm}, d_{Ws} : Bras de levier du pousse des terres, des surcharge, de la mur, de sol, de la résultante respectivement ;

d_R : Bras de levier de la résultante R.

Donc permit les résultats précédents, on peut dire que la stabilité (au glissement et renversement) est assurer.

B.1 Etude du confortement de glissement par logiciel TALREN :

a. Géométrie de modèle :

Après vont fait la vérification de la stabilité, on passe à la deuxième étape qui est de vérifier la stabilité par l'utilisation de logiciel TALREN4.

La stabilisation par un mur de soutènement s'appuyant sur deux range des pieux en pied de talus à été illustrer d'après logiciel TALREN4, ce que montrée la figure suivant :

a.1 Un mur de soutènement appuyant sur pieux en béton armé :

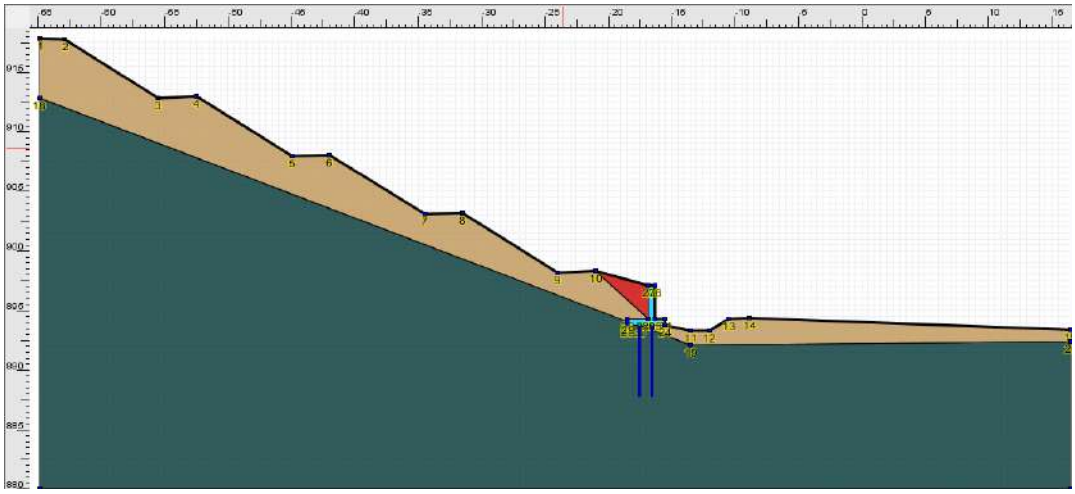


Fig.IV.4 : la géométrie de la méthode de renforcement d'un talus

a.2 position des pieux :

i. Groupe des pieux :

Lorsque plusieurs pieux sont proches les uns des autres, la force portante globale du groupe n'est pas la somme des forces portantes des pieux isolés. [5]

On définit le coefficient d'efficacité

Pour : $1 \leq \frac{d}{\phi} \leq 3$

$$C_e = 1 - C_d * \left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n}\right)\right)$$

Avec : $C_d = 1 - \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{d}{B}\right)$

m : nombre de ligne des pieux ;

n : nombre de pieux par ligne ;

ϕ : dimension du pieu (diamètre ou largeur) ;

d : entraxe des pieux.

Donc :

$$C_d = 1 - \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{3.5}{1.2}\right) = 0.02$$

$$C_e = 1 - 0.02 * \left(2 - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{5}\right)\right) = 0.97$$

La distance entre les axes des pieux par lignes est calculé pour : $1 < \frac{d}{\phi} < 3$

Avec : d=3.5 m, ϕ= 1,2m.

$1 < \frac{3.5}{1.2} = 2.91 < 3$ Condition vérifiée

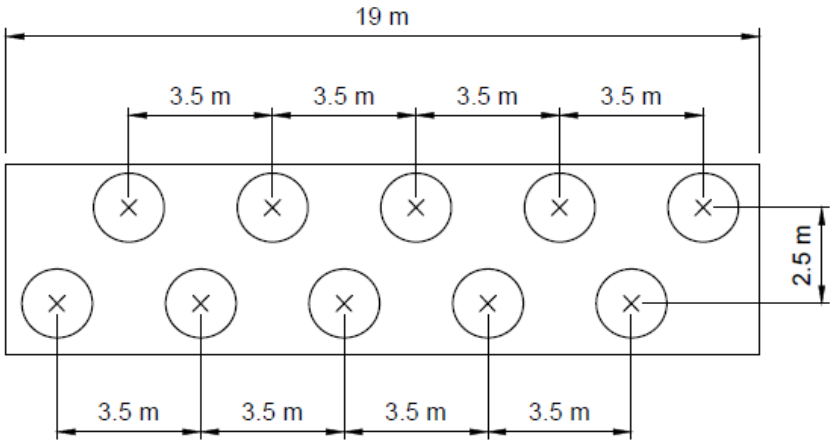


Fig.IV.5: espacement entre les axes des pieux

Selon des extraits, fascicules 2-3-4qui dépend d'une part des charges à supporter par appui et donc la distinction grande ouvrage-petit ouvrage. En règle général, s'il est possible d'atteindre une couche porteuse à faible profondeur (5 à 8m environ); et un vue des bureaux d'études, utilisés selon la disponibilité de la méthode d'une mode de coffrage en Algérie, le diamètre des pieux traités est 1,2 mètre. [9]

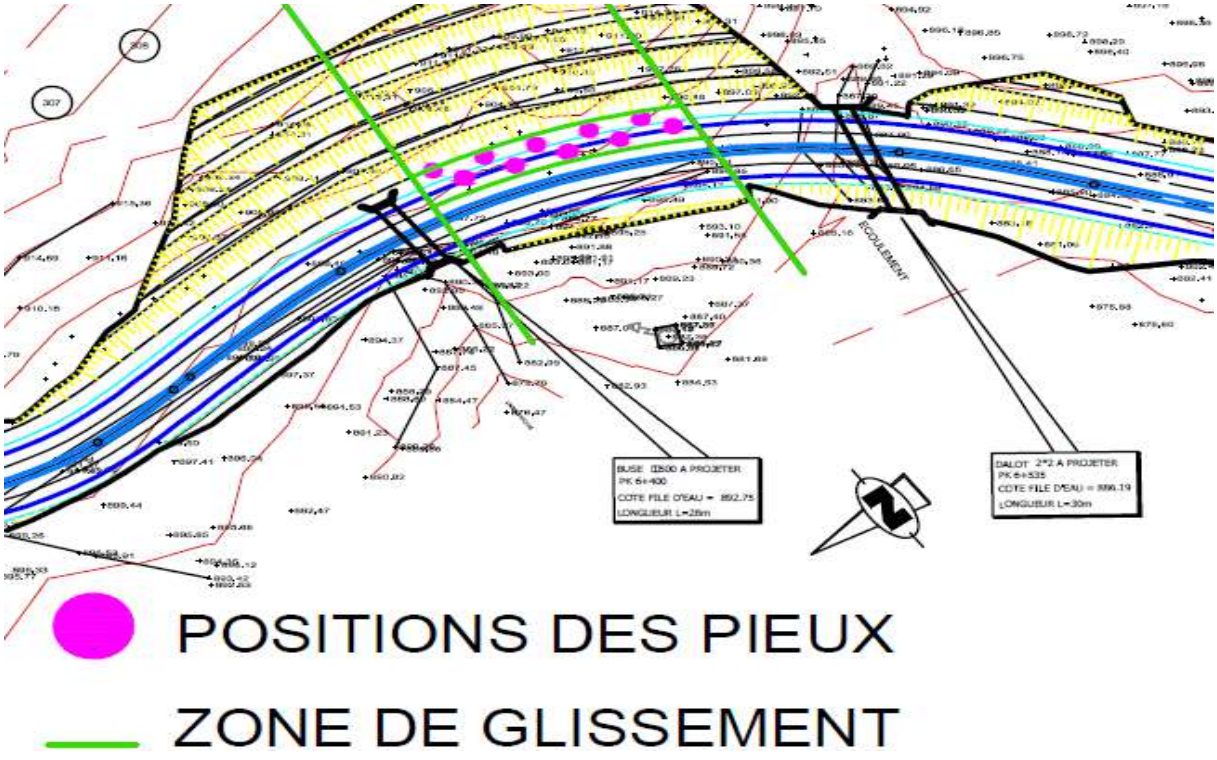


Fig.IV.6: vue en plan de l'espacement entre les pieux

a.3 Caractéristique de système de soutènement :

i. Donné géométrique :

On utilise un mur de soutènement s'appuyant sur deux rangés des pieux en béton armé du diamètre 1.2 m, ils sont implantés en quinconce avec un espacement entre les axes 3.5 m pour éviter l'effondrement de la semelle, la longueur des pieux est 6 m, qu'il comprit le mètre de décapage.

- Les pieux peut implanter dans la couche marneuse, qu'il considérer comme un substratum ;
- Les pieux sont implantés dans le pied de talus ;

Dans le but d'éviter les tassements différentiels entre les têtes de ces pieux et pour garantir un effet de groupe de ces derniers, une longrine peut proposer d'une épaisseur de 0.8 m.

ii. Remblaiement :

- Prévoyez suffisamment de temps pour que le mur atteigne sa résistance mécanique.
- Remblayer par couche successives inferieurs à 50 cm ;
- Il ne faut pas utiliser les remblais argileux ;
- Compacter avec des engins de compactage légers à proximité de mur.

Pour cela en peu utilise un remblai contient des propriétés suivants :

- cohésion C = 0 ;
- poids volumique des terres γ_g = 20 kN/m3 ;
- pas de nappe aquifère (présence d'un dispositif de drainage et d'évacuation des eaux) ;
- angle de frottement interne φ=30° ;
- poussée passive nulle sur l'avant du patin ;
- terre-plein incliné β non chargé.

iii. Drainage des eaux :

Le système de drainage doit être conçu de façon à limiter le risque de développement de pressions interstitielles derrière le mur. C'est la raison pour laquelle il est important que les eaux d'infiltration soient collectées et évacuées par un dispositif de drainage efficace et adapté à la perméabilité du terrain.

Pour garantir la réalisation de massifs de drainage et limite les efforts de poussé hydrostatique, il nécessite l'adaptation d'un système vertical puis horizontal d'après ces traitements suivants :

- Réalisation des fossés en pied de talus ; sous forme trapézoïdale d'une dimension qu'il montre dans la figure suivant :

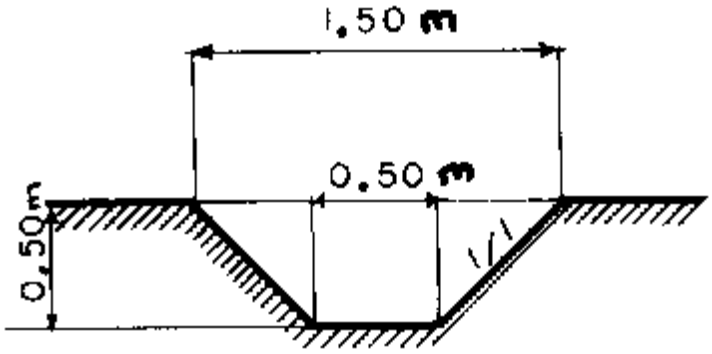


Fig.IV.7: dimension de la fosse existant en pied du talus [25]

Evacuation de l'eau derrière le voile et peut assurer par :

- Un drain collecteur longitudinal en pied de remblai ;
- Un réseau des barbacanes de drainage vertical (Tube étroite verticale réservée dans un mur de soutènement), Sa structure est assemblée dans l'usine pour être gravée et un filtre géotextile imputrescible non tissé, qu'il est un dispositif pour éviter le colmatage de ces filtres, leur ouverture doit être retenir les fines pour éviter l'obstruction du drain.
- Un géo-composite fait à 100 % polypropylène à un diamètre de 30 mm et sont espacées de 1m maximum elles permettent de récupérer les eaux drainées en pied de voiles et de les diriger vers le système d'évacuation ou vers un exutoire.

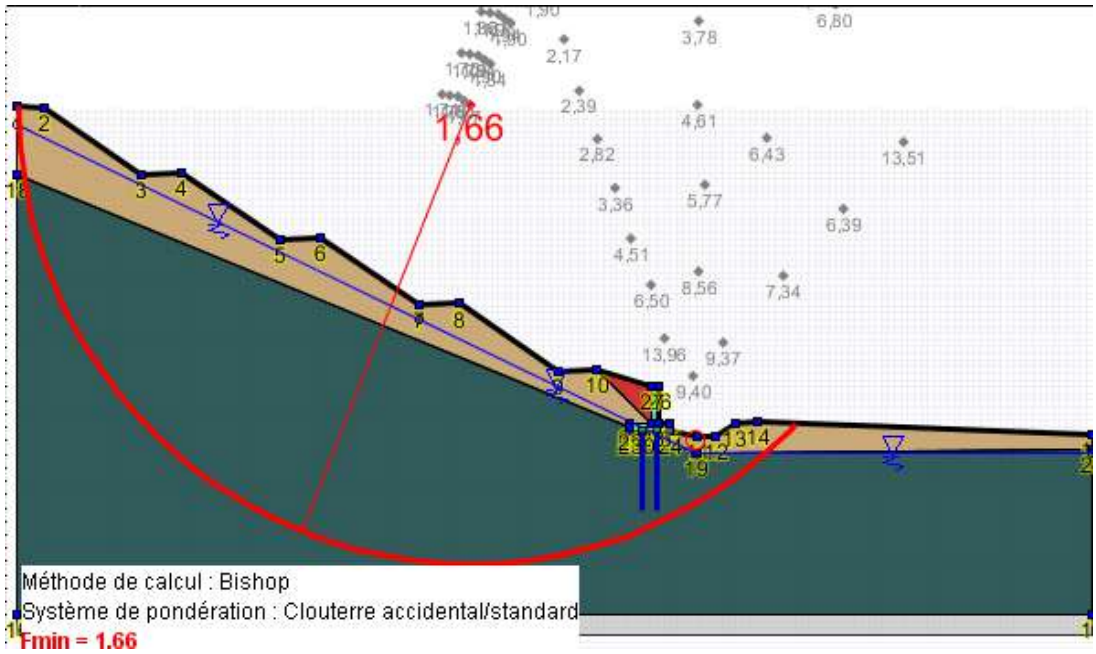


Fig.IV.8: présentation de coefficient de sécurité après confortement dans le cas d'une présence d'une nappe phréatique et sous séisme

iv. Interprétation des résultats :

L'analyse de profile critique à l'état initial donne un coefficient de sécurité F_S=0.46 < 1 avec la prise en compte l'effet de séisme, ce qui a nécessité de trouver les meilleures solutions pour stabiliser et couper le cercle de glissement.

Le renforcement par un mur de soutènement reposant sur deux rangés des pieux en pied de talus à donne un facteur de sécurité F_S=1.66 >1.5, sous l'effet de séisme. Donc le talus est stable.

v. Comparaison entre les deux méthodes de confortement :

D'âpre les résultats qu'il nous obtient précèdent, on peut comparer entre les méthodes techniquement, économiquement et d'exécution dire que la premier méthode qu'il est confortement par un mur de gabion grillagé plus économique et facile d'exécuter que la deuxième méthode, mais concernent la côté technique, on peut dire que le confortement par un mur de soutènement reposant sur deux rangé des pieux en béton armé est plus précise que le premier.

IV.3 Conclusion :

La modélisation numérique est un outil pour faciliter les études géotechnique, dans notre cas on a étudié un glissement, et on a conclu qu'il faut opter pour des technique de renforcements, et après modélisation, le facteur de sécurité devient supérieur au coefficient de sécurité admissible; donc on peut conclure de l'efficacité de notre choix.

- Pour la premier choix, un mur en gabion :

Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.46 avant le confortement (avec la présence d'eau et sous action sismique); Après le confortement F_s est 1.72.

- Pour la deuxième choix, un mur de soutènement s'appuyant sur deux rangé des pieux avec un système de drainage :

Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.46 avant le confortement (Avec la présence d'eau et sous action sismique); Après le confortement F_s est 1.66.

On peut dire que le talus est stable au niveau « PK6+625 au 6+900 ».

Conclusion générale :

Les glissements de terrain sont des phénomènes qui un grand rôle de l'instabilité et d'exposer les biens et la vie humains au danger. Rôle d'ingénieur est de minimiser au maximum ces risques.

Le travail réalise dans le présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et à concerne l'étude de la stabilité au contournement nord de la wilaya de MEDEA du PK : 6+625 au 6+900.

L'étude est commencée par la reconnaissance géotechnique du site par l'exploitation des contextes géologique, lithologique, qu'ils permettent d'établir la situation réelle de site et connaitre les causes probable de cette instabilité, suivie par un calcul et une vérification de la stabilité, enfin une solution est adoptée pour conforter et renforcer le site. A ce niveau on peut dire que les facteurs « séisme et l'eau » à un grand rôle de l'instabilité de talus.

Ont permis de caractériser les couches formant le site par la reconnaissance géotechnique suivie les essaies au laboratoire :

- En surface, une couche argileuse d'épaisseur variant entre 2m et 5m ;
- Surmontant sur une couche marneuse d'un couleur grisâtre d'une épaisseur variant entre 5m et 15m.

Le calcul se fait à l'aide d'un logiciel qu'il s'appelle « TALREN4 version2.03 » qui peut faire l'analyse du mouvement et localiser les surfaces de rupture.

A partir de cette analyse, un système a été développé pour conforter le talus par un mur de soutènement posant sur pieux en béton arme associé à un dispositif de drainage. le facteur de sécurité correspondant est de l'ordre « 1.66 ».

Enfin, nous pouvons conclure que, lorsqu'on étudie le glissement, l'important est de comprendre ses causes et de le traiter en développant la solution après amélioration.

Le concept de géologie de localisation, de comportement de la Terre, de variation des niveaux d'eau et de surfaces sujettes à la rupture aide à orienter les idées, avec certaines hypothèses, et à conduire, à l'aide du modèle mathématique approprié, à la recherche de la meilleure solution pour soutenir le sol.

Bibliographie :

[1] Gerard Philliponat (1998) fondation et ouvrage en terre, éditions Eyrolles, p227-252.

[2] Bouafia A (2009) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus, Alger, 386 p

[3] Cassan M (1978) Les essais in-situ en mécanique des sols, Tome II : Applications et méthodes de calcul, éditions Eyrolles, Paris, p 331.

[4] François- Mitterrand 69500 Bron, France, L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture R.M. FAURE Centre d'Étude des Tunnels 25, avenue page 8-10

[5] Eric GERVREAU (2016) Géotechnique, calcul des fondtions et ouvrage en terre cours et excercice corrigés, éditions Marketing S.A, page 119-226

[6] Ali Bouafia, calcul pratiques des fondations et ouvrages en terre, p206-2017

[7] Documentation technique de l'utilisateur october 2018. Version 3-04

[8]www.terrasol.com / logiciels@terrasol.com

[9] juillet 1997, fondations courantes d'ouvrages d'art, Fond.72 EXTRAITS Fascicules 2-3-4, Réimpression (SETRA-LCPC)

Référence des images :

[1] RPA 2003

[2]https://www.protection-dangers-naturels.ch/files/media/Fachebenen/Rutschungen/BAFU2016_Abb20_fr.png

[3] https://tolkien2008.files.wordpress.com/2012/04/421.jpg?w=441&h=634

[4] https://docplayer.fr/docs-images/65/54348735/images/41-0.jpg

[5]https://planet-terre.ens-lyon.fr/planetterre/objets/Images/Img502/502-glissement-terrain-Salle-en-Beaumont-15.jpg

[6]https://i.f1g.fr/media/figarofr/orig/2013/09/20/PHOad226346-220c-11e3-96e4-d1e70545c461-805x453.jpg

[7]https://images.lpcdn.ca/924x615/201005/12/170109-haut-airs-maison-prefontaine-semble.jpg

[8] http://scd.rfi.fr/sites/filesrfi/dynimagecache/0/145/3500/1978/1024/578/sites/images.rfi.fr/files/aef_image/chine%20shenzhen%20coul%C3%A9e%20boue%20industrielle%20catastrophe_0.JPG

[9] https://www.vitaminedz.com/articles/409/409141.jpg

[10]https://www.memoireonline.com/09/10/3867/Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differente-methodes12.png
[11]https://www.memoireonline.com/09/10/3867/Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differente-methodes14.png
[12] https://i.pinimg.com/236x/4e/3a/0e/4e3a0ef45771350d9ff2b0ce6296b6e5.jpg
[13]https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSEZT7ihQp6Uqopm-EjtRaMpB184V6j-dPOPYSEpCiLDjY6c02h
[14] http://www.pinon-sa.com/mediatheque/images/restauration/mur.jpg
[15]https://www.memoireonline.com/02/13/6911/Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-39.png
[16] conception et calcul des ouvrages géotechnique, édition page bleu, p353
[17] L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pente Partie I : Méthodes à la rupture, p9
[18]https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcSFHX5RMmJqL-mUGT9EFHiOCunCPR3CLbljASWKOn5HLouRO6U7UA
[19] https://live.staticflickr.com/2897/13487125195_850678c502_k.jpg
[20] http://www.structureparasismic.com/ReglesRPA99Site/MapSismicAlgeria1.GIF
[21]https://media.springernature.com/original/springer-static/image/art%3A10.1007%2Fs10064-014-0582-z/MediaObjects/10064_2014_582_Fig2_HTML.gif
[22] DTP, rapport de la direction des travaux publique
[23] DTP, rapport géotechnique de la direction des travaux publique
[24] DTP, rapport géotechnique de la direction des travaux publique
[25] rapport de bureau d'étude Massad Ramdan
[26]https://image.slidesharecdn.com/murdesoutnement-150723161156-lva1-app6891/95/mur-de-soutnement-4-638.jpg?cb=1437667945
[27] http://www.fao.org/3/f3200f/f3200f04.gif
[28] http://img.coursgeologie.com/geotechnique/Classification_sols/2.gif
[29]Classification GTR (SETRA ; service d'étude sur les transports, les route et leurs aménagements, SEPTEMBRE 2014)


07/10/2012


Sondage:01 Nedde
Caisse 01
0,00 → 9,00
07/10/2012


07/10/2012