



**Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par : BOUKHALLAT Nor El Houda

THEME

**ANALYSE DE LA STABILITE D'UN SITE DESTINE
POUR RECEVOIR DES LOGEMENTS**

(Application au site de Tizi El Djamaa, commune d'Abi Youcef wilaya de Tizi ouzo)

Soutenu devant le jury composé de Messieurs :

BELAGRAA Larbi, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Président

HAMITOCHE Amar, M.A.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur

KHEMISSA Mohamed, Prof., Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur

SEDDIKI Ahmed, M.C.B, Université Med Boudiaf - M'sila, Co- Encadreur

Promotion : 2019/2020

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Je tiens aussi à remercier mes encadrateurs : Professeur M. KHEMISSA, et DR A. SEDDIKI de m'avoir fait profiter ET transférer leurs grandes connaissances du sujet Et leurs conseils tout au long de ce projet, même dans les moments les plus difficiles.

Je remercie tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, m'ont toujours soutenu par leur respect et leur gentillesse.

NOUR ELHOUDA BOUKHALLAT

ملخص

يهدف العمل المقدم في هذه المذكرة إلى تحليل الاستقرار الزلزالي لموقع قبل وبعد التهيئة. قدمنا أولاً عموميات عن حرك التربة، تصنيفاتها وأسباب حدوثها. ثم عرضنا الطرق المختلفة لتحليل استقرار المنحدرات بشكل عام وطرق تبرير الأسس عن طريق حساب قدرة التحمل والازاحة.

قدمنا برنامج OptumG2 طريقة تشغيله، إدخال المعطيات، نمذجة مراحل الحساب وقراءة النتائج.

وأهينا الدراسة بتطبيق عملي على المحاكاة العددية لاستقرار موقع تيزي الجامع (ولاية تيزي وزو) بطريقتين، تخفيض قوة القص وطريقة تحليل الحد، مع تطبيق قانون الزلزال الجزائري المعمول به.

الكلمات المفتاحية: الموقع - تهيئة - قدرة التحمل - تخفيض قوة القص - تحليل الحد.

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser la stabilité sismique d'un site avant et après son urbanisation.

En premier temps on a présenté des généralités sur les mouvements de terrains, leur classification et leurs causes.

Ensuite on a exposé les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des terrains en pentes en général et les méthodes de justification des fondations par le calcul de la capacité portante et des déplacements.

On a présenté le logiciel OptumG2, son mode de fonctionnement, l'introduction des données, la modélisation des phases de calculs et la lecture des résultats.

On a terminé par une application pratique, sur la simulation numérique de la stabilité du site de Tizi El Djamaa (wilaya de Tizi Ouzou) par deux méthodes, la réduction de la résistance au cisaillement "**SR**" et la méthode de l'analyse limite "**LA**", implémentées dans le logiciel OptumG2, avec la mise en œuvre de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

Mots clés : site – urbanisation - capacité portante - réduction de la résistance au cisaillement - analyse limite.

ABSTRACT

The work presented in this thesis aims to analyze the seismic stability of a site before and after its urbanization.

Firstly, we presented generalities on ground movements, their classification and their causes. Then we exposed the various methods of analysis of the stability of the slopes in general and the methods of justifying foundations by calculating the bearing capacity and displacements.

We presented the OptumG2 software, its mode of operation, data introduction, modeling of the calculation phases and reading of the results.

We ended with a practical application, on the numerical simulation of the stability of the Tizi El Djamaa site (wilaya of Tizi Ouzou) by two methods, the reduction of the shear strength "SR" and the limit analysis method "LA", implemented in the OptumG2 software, with the implementation of the Algerian earthquake-resistant regulations in force.

Keywords: site - urbanization - bearing capacity - Strength Reduction Analysis - limit analysis.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. : Classification des mouvements de terrain d'après Meunier (1991).....	4
Figure 1.2. : Eroulement rocheux	6
Figure 1.3. : Reptation le long d'un versant.....	6
Figure 1.4. : Fluage au sein d'une marne	7
Figure 1.5. : Eléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996).....	7
Figure 1.6. : Les deux types de glissement (J. Boussageon, www.irma.Grenoble, 2015)	8
Figure 1.7. : Coulée boueuse en Colombie (Source : Reuters Avril 2015).....	8
Figure 1.8. : Différents types d'affaissement	9
Figure 1.9. ; Différents types d'effondrement.....	10
Figure 2.1. : Distribution des forces le long d'une surface de rupture.....	12
Figure 2.2. : Interface de la version académique du logiciel OPTUM G2.....	15
Figure 3.1. : L'interface entre l'ouvrage et le sol.....	18
Figure 3.2. : Classification des fondations selon leur profondeur (Costet J., 1975)	19
Figure 3.3. : Différents types de fondation superficielle a/ filante b/isolée c/radier	19
Figure 3.4. : Comportement d'une fondation superficielle chargée.....	20
Figure 3.5. : Mode de rupture du sol sous une fondation Superficielle (Frank R., 1999).....	21
Figure 3.6. : Schéma de rupture d'une fondation superficielle	22
Figure 3.7. : Fondation sur une bicouche	25
Figure 3.8. : Fondation a proximité d'une pente (Mabrouki et al 2010).....	26
Figure 3.9. Deux mécanismes de rupture justifiant l'élaboration des méthodes de dimensionnement de fondation	27
Figure 3.10.: Contraintes de référence sous différents chargements.....	29
Figure 4.1. : Photo aérienne localisant la zone d'étude.....	31
Figure 4.2. : Localisation des mouvements constatés sur le site d'étude.....	32
Figure 4.3. : Photos des principaux mouvements de terrains constatés sur le site.....	33
Figure 4.4. : Extrait de la carte géologique de l'Algérie (édition 1951/1952 M.G. Bétier)	34
Figure 4.5. : Extrait de la carte géologique de Tazmalt (édition 1904/1911 E.Ficheur).....	35
Figure 4.6. : Plan d'implantation des essais in situ (Laboratoire Géo-sols, 2015).....	37
Figure 4.7. : Profil retenu du versant naturel.....	40
Figure 4.8. : Positions de la surface de glissement critique pour le versant naturel	42
Figure 4.9. : Profil retenu du talus après aménagement	43
Figure 4.10. : Positions de la surface de glissement critique pour le talus aménagé	44
Figure 4.11. : Modèle numérique de la fondation étudiée	45
Figure 4.12. : Mécanisme de rupture de la fondation étudiée	46
Figure 4.13. : Déplacement horizontaux et verticaux sous la fondation	47
Figure 4.14. : Mécanisme de rupture de la fondation étudiée	48
Figure 4.15. : Profil de la fondation au bord du talus principal et détails de la fouille.....	49
Figure 4.16. : Profil étudié de la fondation au bord du talus central.....	50

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. : Classification des mouvements de terrain (d'après classification de Martin, 2006)	5
Tableau 2.1. : Formules de calcul du FS (calcul en stabilité des pentes, R.M. Faure, ENTPE) ...	13
Tableau 4.1. : Caractéristiques mécaniques de la couche schiste altéré	38
Tableau 4.2. : Caractéristiques mécaniques de la couche schiste compact.....	39
Tableau 4.3. : Valeurs du coefficient d'accélération A de la zone IIa selon le groupe d'usage ...	39
Tableau 4.4. : Principales caractéristiques mécaniques utilisées des sols.....	41
Tableau 4.5. : Valeurs du coefficient de sécurité sous chargement gravitaire seul.....	41
Tableau 4.6. : Valeurs du coefficient de sécurité sous séisme maximal	41
Tableau 4.7. : Valeurs du coefficient de sécurité sous chargement gravitaire seul.....	43
Tableau 4.8. : Valeurs du coefficient de sécurité sous séisme maximal	43
Tableau 4.9. : Valeurs du coefficient de sécurité de l'ensemble par la méthode SR	49

LISTE DES NOTATIONS

A	: Coefficient d'accélération de zone
k_h	: Coefficient d'accélération sismique horizontale
c	: Cohésion
c'	: Cohésion effective
c_u	: Cohésion non drainée
c_c	: Indice de compression
φ	: Angle de frottement interne
φ'	: Angle de frottement interne effectif
F_S	: Coefficient de sécurité
U	: Pression interstitielle
U_l	: Effort dû à la pression d'eau latérale
β	: Angle du talus
γ	: Poids volumique
γ_d	: Poids volumique sec
γ_{sat}	: Poids volumique saturé
γ_w	: Poids volumique d'eau
σ'	: Contrainte effective
α	: Inclinaison de la surface de rupture
τ_{max}	: Résistance au cisaillement
τ	: Contrainte de cisaillement mobilisée
q_l	: capacité portante limite
q_a	: capacité portante admissible
q_{ref}	: contrainte de référence
i	: angle d'inclinaison de la charge
B	: largeur de la fondation
D	: ancrage de la fondation
SR	: Strength reduction
LA	: Limit Analysis

SOMMAIRE

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des notations

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction Générale.....	1
Chapitre Premier	4
Généralités sur les mouvements de terrains	4
1.1. Introduction :.....	4
1.2. Classification des mouvements de terrain :.....	5
1.3. Les mouvements de pentes.....	5
1.4. Les mouvements verticaux.....	8
1.5. Conclusion :.....	10
Chapitre deuxième.....	12
Méthodes d'Analyse de la Stabilité d'une pente	12
2.1. Vérification de la stabilité d'un terrain en pente	12
2.2. Notion de facteur de sécurité :.....	13
2.3. Méthodes basée sur l'équilibre limite	13
2.4. Méthodes de calcul en plasticité.....	14
2.5. Méthodes de l'analyse limite.....	14
2.6. Logiciels utilisés pour le calcul de la stabilité des pentes	14
Troisième deuxième	18
Justification des fondations superficielles	18
3.1. Définition d'une fondation	18
3.2. Fonctions d'une fondation.....	18
3.3. Classification des fondations selon la profondeur.....	19
3.4. Différents types de fondations superficielles	19
3.5. Comportement des fondations superficielles	20
3.6. Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle	20
3.7. Approches de détermination de la capacité portante.....	21
3.8. Capacité portante d'une fondation superficielle.....	22
3.9. Justification d'une fondation superficielle	27

DEUXIEME PARTIE

SIMULATION NUMERIQUE

Quatrième Chapitre	31
Analyse de la Stabilité du site de Tizi El Djamaa	31
4.1. Introduction	31
4.2. Description sommaire du site :.....	31
4.3. Analyse de la stabilité du versant :.....	40
4.4. Justification des fondations superficielles :.....	45
4.5. Synthèse	51
Conclusion Générale	52
Références Bibliographiques.....	53

INTRODUCTION GENERALE

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés. Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur,
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus etc.
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un terrain en pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Cependant une longue expérience a été acquise que ce soit sur les méthodes de calcul ou dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Dans ce travail, nous avons choisi de d'analyser la stabilité du site de Tizi El Djamaa dans la wilaya de Tizi Ouzou. Cette analyse consiste essentiellement à modéliser la stabilité du versant naturel et du talus après aménagement du site. Ensuite justifier les fondations superficielles en calculant la capacité portante du sol et les déplacements en utilisant deux méthodes « la réduction de la résistance » et « l'analyse limite » implémentées dans le logiciel OptumG2, avec la mise en œuvre du règlement parasismique algérien en vigueur RPA99.

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAINS

1.1.Introduction :

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la terre.

Ils engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat et se produisent ou se réactivent généralement de façon inattendue, notamment lors des tremblements de terre, et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

L'étude des mouvements de terrains est en relation avec plusieurs domaines d'étude (mécanique des sols, mécanique des roches, mécanique des fluides et de l'hydraulique) et selon la structure et l'état physique des sols, les mouvements de sols sont classés par Meunier comme schématisé sur la figure 1.1.

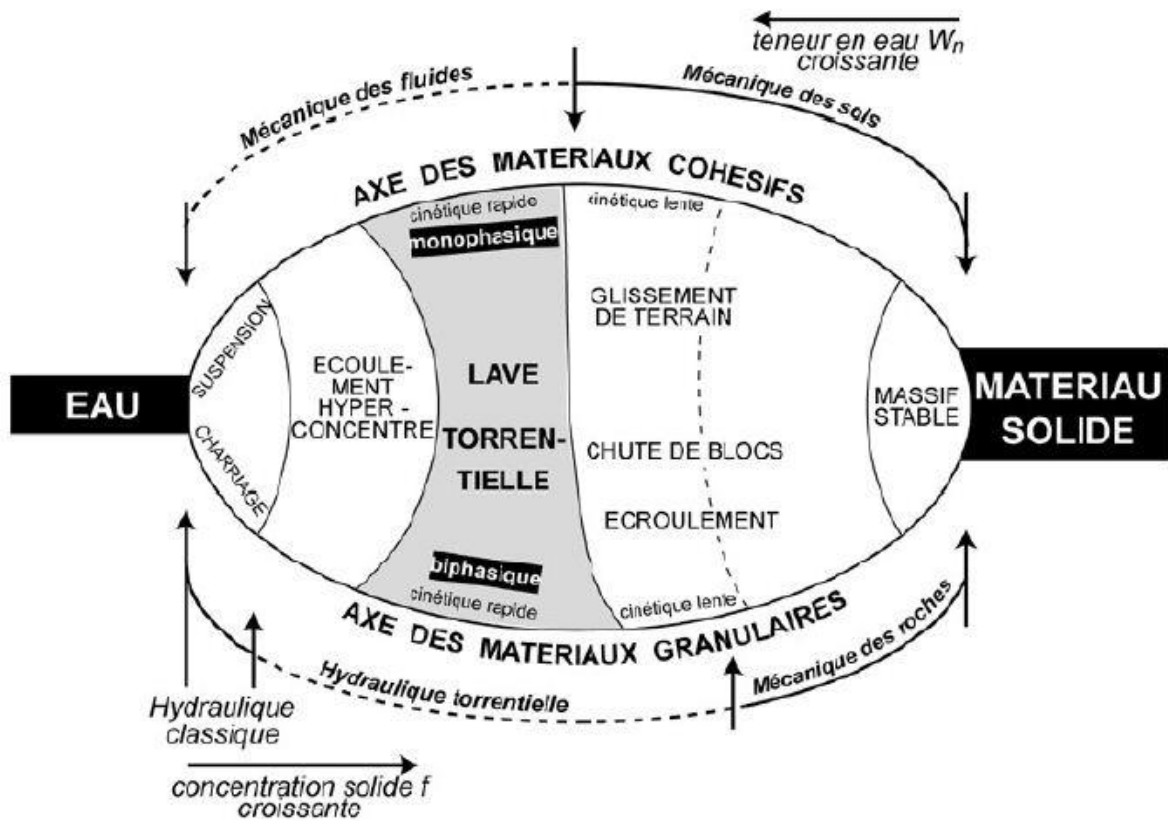


Figure 1.1. : Classification des mouvements de terrain d'après Meunier (1991)

1.2. Classification des mouvements de terrain :

On peut classer les mouvements de terrain en deux grands groupes (tableau 1.1) :

- les déplacements obliques vers des surfaces libres inclinées ; ils affectent les pentes naturelles ou terrassées : ce sont les *mouvements de pente*.
- les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales : ce sont les *mouvements verticaux*.

Tableau 1.1. : Classification des mouvements de terrain (d'après classification de Martin, 2006)

Mouvements de pentes	
- Ecoulements rocheux	
- Mouvements lents et continus	- Reptation
	- Fluage
- Glissements	- Glissements plans
	- Glissements rotationnels
	- Glissements complexes
- Coulées	
Mouvements Verticaux	
- Affaissements	- Consolidations
	- Tassements d'ouvrages
	- Affaissements miniers
- Effondrements	

1.3. Les mouvements de pentes

Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes naturelles et artificielles. De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de pente.

1.3.1. Critères de classification des mouvements de pentes :

Les principaux critères de classification des mouvements de pentes sont :

- Types de terrain affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

1.3.2. Les principaux types des mouvements de pentes :

Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés en :

- Ecoulement rocheux ;
- Mouvements lents et continus (reptation et fluage) ;
- Glissements ;
- Coulées.

1.3.3. Les causes de mouvements de pente

Les causes des mouvements de pentes sont nombreuses, les principales sont d'ordre :

- Hydrogéologique : altération de matériau, accumulation d'eau souterraine etc.
- Mécanique : vibrations, suppression de butée, affouillement en pied de pente et/ou accroissement de poussée, surcharge en tête etc.

a- Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure 1.2). On utilise le terme de chute de pierres lorsque des fragments ou des blocs de petite taille se détachent d'une paroi rocheuse. Le terme écroulement (ou éboulement) est utilisé lorsque la chute affecte, simultanément, une masse importante de matériaux de gros calibre. Les fractures préexistantes et de niveaux tendres sous-jacents sont à l'origine des écroulements.

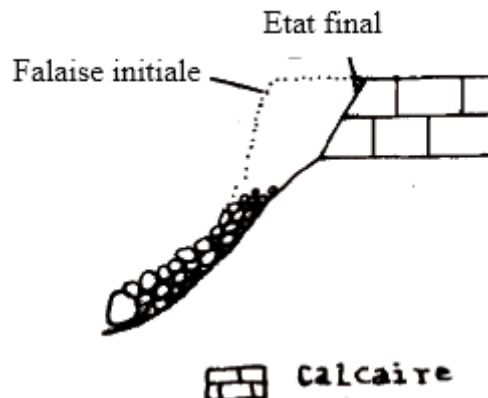


Figure 1.2. : Ecoulement rocheux

b- Mouvements lents et continus

Les mouvements lents et continus affectent soit la couverture meuble de talus, soit l'altérité et/ou le substratum plus ou moins décomprimé de versants montagneux.

Reptation : consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une descente lente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles (figure 1.3).

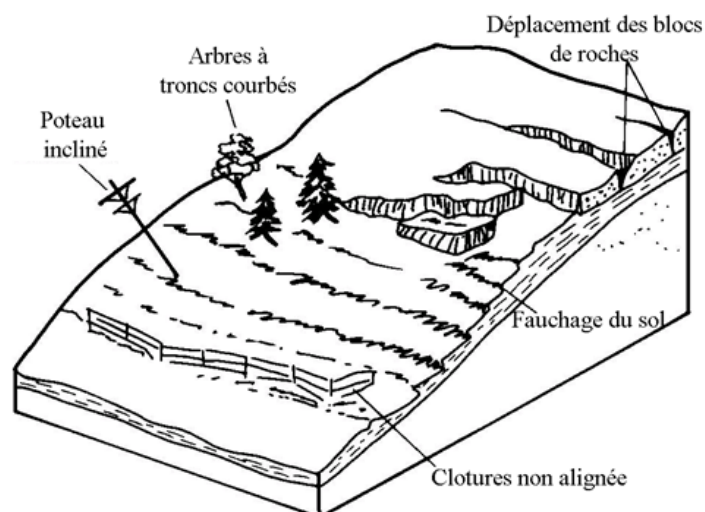


Figure 1.3. : Reptation le long d'un versant

Fluage : se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe

également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure 1.4, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'éroulement de la falaise.

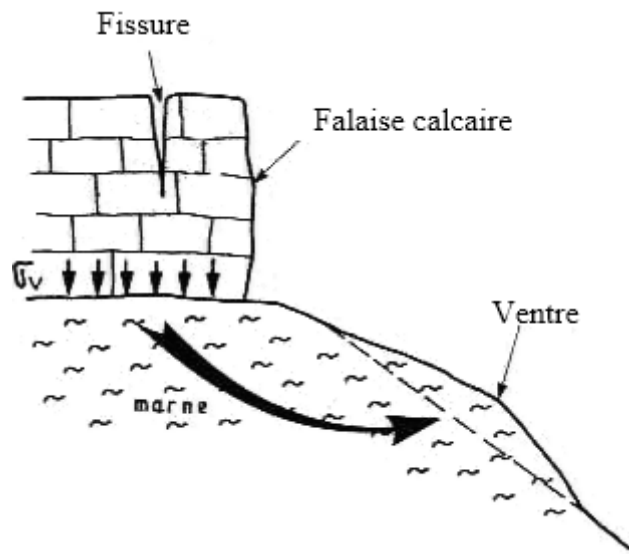


Figure 1.4. : Fluage au sein d'une marne

c- Les glissements

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles), lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure 1.5.

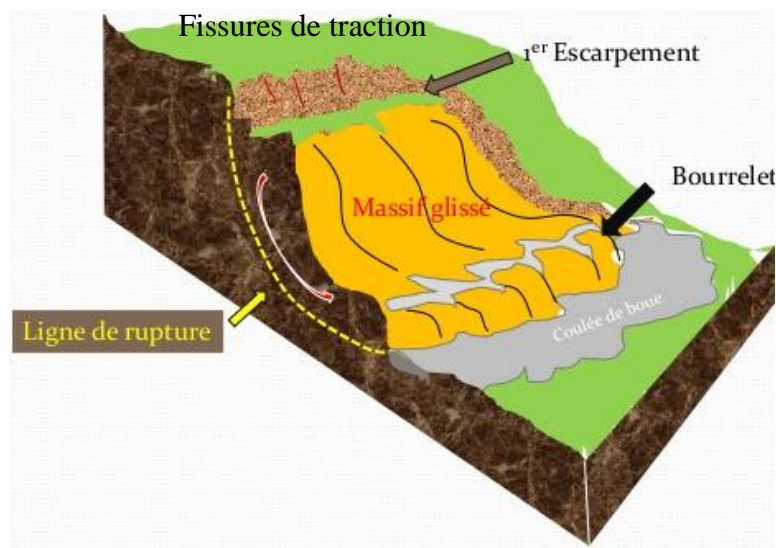


Figure 1.5. : Eléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement, les glissements plans et les glissements rotationnels (figure 1.6).

Glissement plan : Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

Glissement rotationnel (très fréquent) : Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

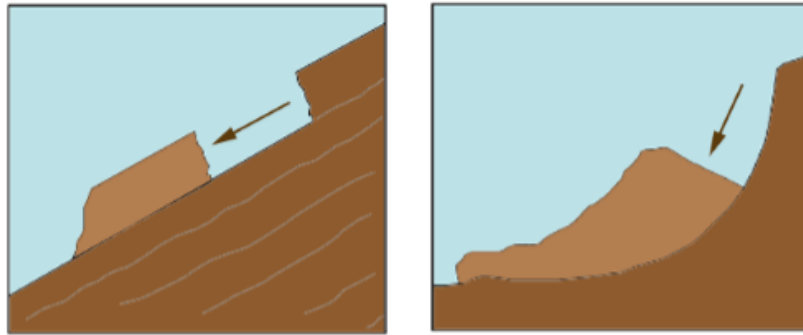


Figure 1.6. : Les deux types de glissement (J. Bousageon, www.irma.Grenoble, 2015)

d-Les coulées

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux transportant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériau meuble, momentanément saturé, prenant une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- (i) coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris surtout en montagne) (Figure 1.7) ;
- (ii) coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).



Figure 1.7. : Coulée boueuse en Colombie (Source : Reuters Avril 2015)

1.4. Les mouvements verticaux

Les affaissements et les effondrements résultent de la consolidation progressive de sédiments, sous l'effet de leur propre poids. Ils peuvent être provoqués soit par surcharge locale de la surface du sol, comme celle résultant de la construction d'un ouvrage, soit par extraction de matériau du sous-sol, comme lors de l'exploitation de pétrole, d'eau, de matériaux, de minerai, la construction de galeries.

a- Les affaissements

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables (figure 1.8).

- **La consolidation** : résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids (affecte des matériaux meubles récemment déposés).
- **Les tassements d'ouvrages** : l'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entraînent sa fissuration, voire son inclinaison.
- **Les affaissements miniers** : Le sol des régions de mines s'affaisse généralement de façon irrégulière sur de grande surface. Les techniques d'exploitation des mines créent des vides souterrains importants qui se comblent par effondrement du toit entraînant décompression et fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement.

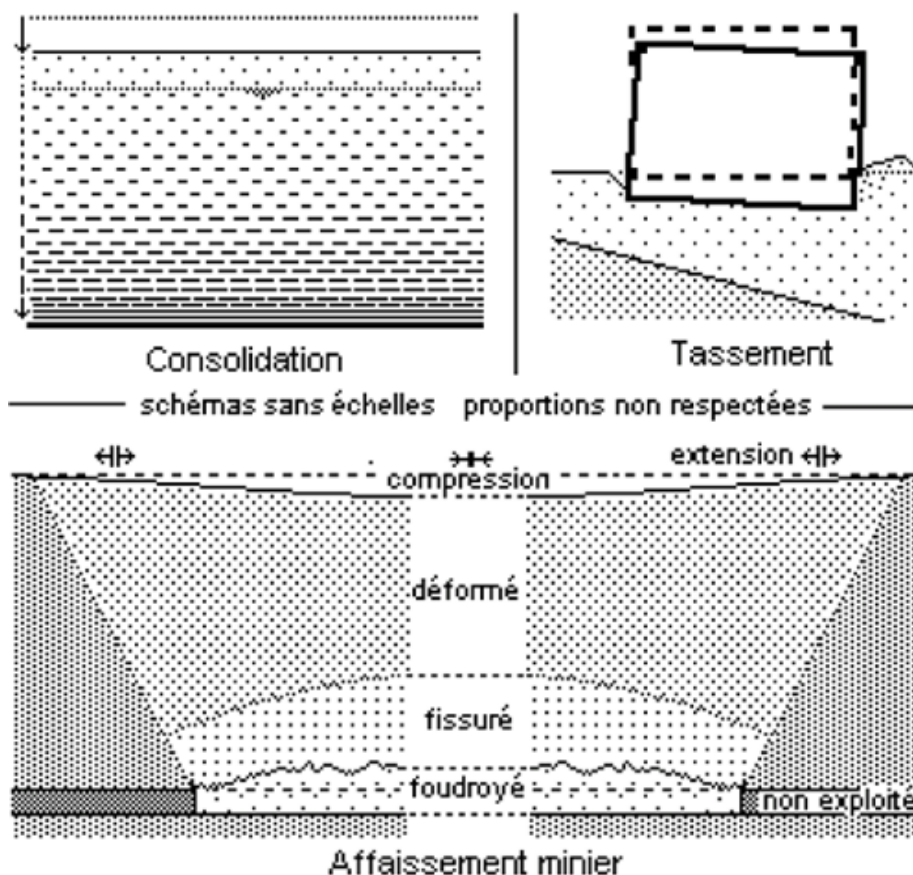


Figure 1.8. : Différents types d'affaissement

b- Les effondrements

Les effondrements sont des écroulements subverticaux entraînés par des ruptures brusques de toits de cavités naturelles résultant de : dissolutions de roches, calcaire ou gypse.

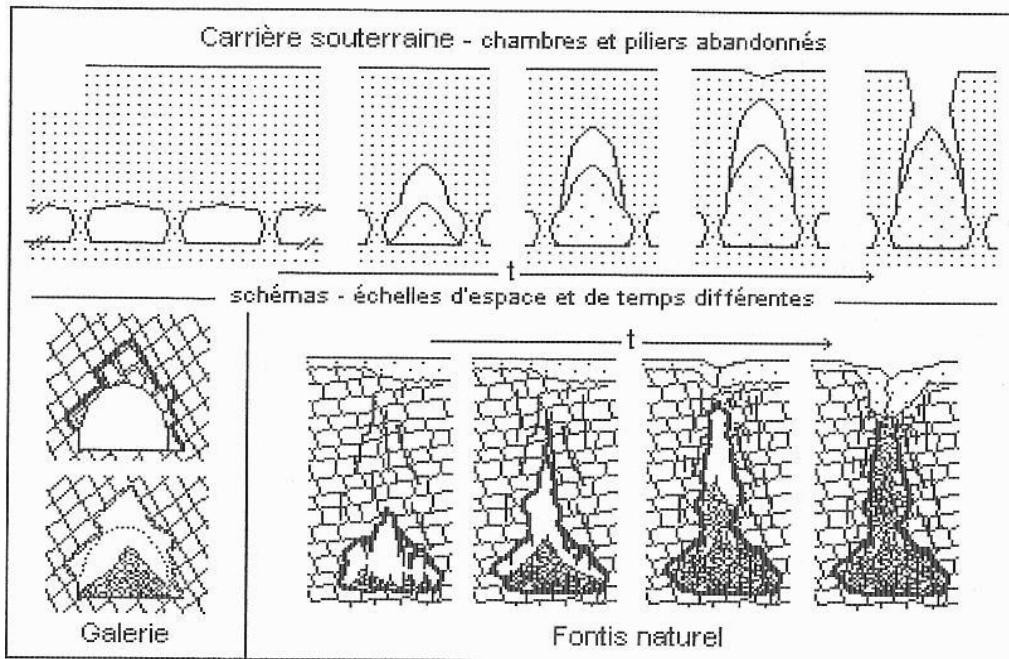


Figure 1.9. ; Différents types d'effondrement

1.5.Conclusion :

Les dégâts importants observés dans les infrastructures et les pertes en vie humaine qui s'en suivent à cause des instabilités de terrains d'origine divers se localisent dans les régions montagneuses à pentes raides.

La construction des ouvrages, résistants dans une certaine marge admissible de risque est parmi les préoccupations primordiales des concepteurs. Ceci ne peut se faire sans une bonne connaissance des mouvements de terrains et leurs causes.

CHAPITRE DEUXIEME

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES VERSANTS

Méthodes d'Analyse de la Stabilité d'une pente

2.1. Vérification de la stabilité d'un terrain en pente

Quelle que soit leur inclinaison, toutes les pentes tendent à se déplacer vers le bas, afin que les forces qui régissent leur stabilité soient en équilibre.

Pour vérifier la stabilité d'une pente, on doit analyser les forces en présence (comparer) :

- la contribution des forces motrices, le poids du sol, les surcharges, les écoulements hydraulique, les sollicitations sismique, etc., qui tendent à déstabiliser la partie de l'ouvrage délimitée par la surface de rupture potentielle.

- à la contribution résistance développée par le sol le long de cette surface, compte tenu de sa résistance caractérisée par sa cohésion et son angle de frottement.

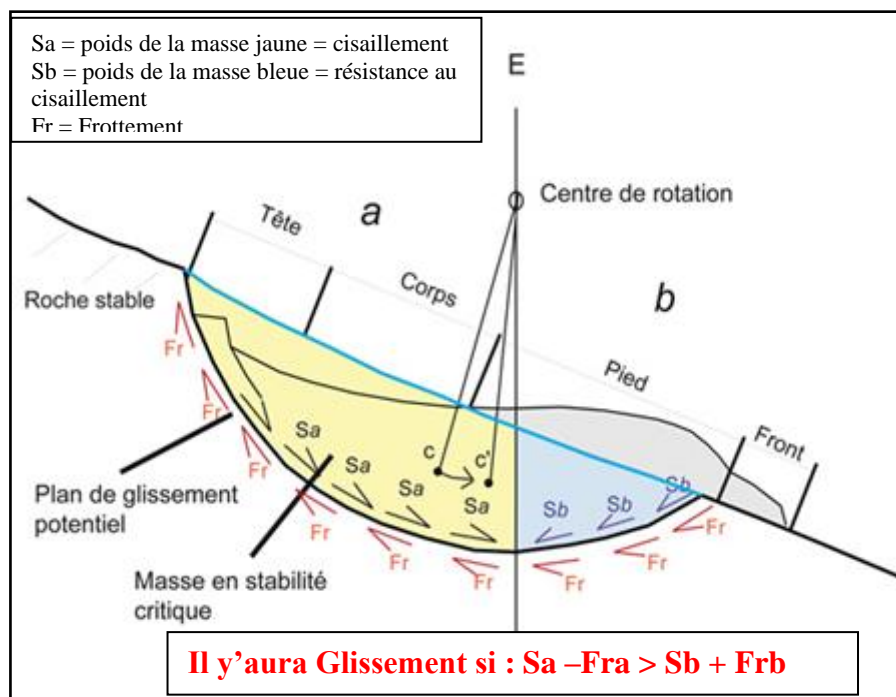


Figure 2.1. : Distribution des forces le long d'une surface de rupture

Le poids du corps du glissement (Sb) et le frottement (Fr) s'opposent à la mise en mouvement (forces stabilisatrices) tandis que le poids de la tête (Sa) exerce une action motrice.

Si $Sa - Fra > Sb + Frb$ alors il y a glissement, sinon la masse est stable.

Les infiltrations d'eau (pluie, fonte des neiges) ont un effet négatif sur la cohésion du terrain et contribuent à accentuer l'activité du glissement.

2.2. Notion de facteur de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des versants 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.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, on doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite ; il peut être aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite.

Les principales formules de calcul du facteur de sécurité sont encadrées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1. : Formules de calcul du FS (calcul en stabilité des pentes, R.M. Faure, ENTPE)

Définition	Formule	Commentaire
Rapport des contraintes	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$	Méthodes à la rupture
Rapport des forces	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$	Direction de déplacement
Rapport des moments	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$	Rotation
Paramètres réduits	$p = \frac{p}{F}$	cf. Eurocodes
Probabilités à x%	Distribution de F	cf. Monté Carlo
Marge de sécurité	Par ex : $\frac{H}{H_{max}}$	Sur une grandeur

Théori-

quement :

- Si $F > 1$, le versant est stable ;
- Si $F < 1$, il y a rupture du versant ;
- et Si $F = 1$, on est à l'état de l'équilibre limite.

2.3. Méthodes basée sur l'équilibre limite

En général, la méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente.

Basé sur le principe que lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture τ_f .

En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée τ_{fu} . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation $\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$.

Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Les principales méthodes basées sur l'équilibre limite sont :

- Méthodes des tranches telles que Fellenius, Bishop et Janbu.
- Les méthodes Globales Caquot, Biarez, et perturbations

2.4.Méthodes de calcul en plasticité

Dans cette approche, les paramètres de cisaillement c et ϕ sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture du massif se produise.

Considérée comme une approche rigoureuse de la stabilité des ouvrages en terre, cette approche permet donc de définir un facteur de sécurité (i.e. valeur du multiplicateur total des charges à la rupture) par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture.

2.5.Méthodes de l'analyse limite

La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur).

Dans cette approche, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

2.6. Logiciels utilisés pour le calcul de la stabilité des pentes

Il existe une variété de programmes qui permettent d'analyser, entre autres problèmes géotechniques, la stabilité des pentes. Les résultats des calculs de stabilité ainsi obtenus s'expriment en termes de coefficient de sécurité minimal correspondant à la position de la surface de rupture critique. Ces logiciels sont décrits de manière détaillée dans les manuels respectifs. Aussi, n'en rappellera-t-on ci-après que les principes de base du logiciel OptumG2 utilisé dans notre mémoire d'étude.

2.6.1 OptumG2 (version 2018.07.28)

OptumG2 est un logiciel d'analyse limite par éléments finis des ouvrages géotechniques. L'interface de la version académique du logiciel est représentée sur la figure 2.2.

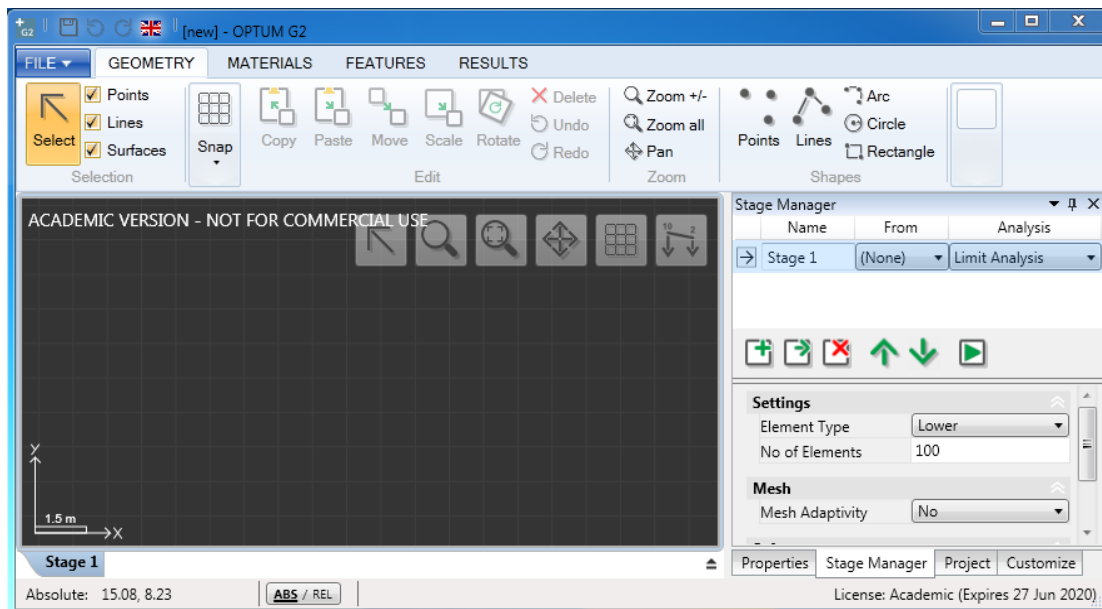


Figure 2.2. : Interface de la version académique du logiciel OPTUM G2

2.6.2. Approches utilisés par Optum G2:

a- La méthode de réduction de la résistance au cisaillement :

Dans cette approche, les paramètres de cisaillement c et φ sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture du massif se produise. Considérée comme une approche rigoureuse de la stabilité des ouvrages en terre, cette approche permet donc de définir un facteur de sécurité par le rapport de la résistance au cisaillement critique et de la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture (détermination de la résistance au cisaillement nécessaire pour éviter l'effondrement de la pente).

b- La théorie de l'analyse limite :

La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur).

Dans chacune de ces deux approches, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant à chacune d'elles est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

2.6.3. Coefficients de sécurité correspondants

Selon l'approche de calcul adoptée et l'outil numérique utilisé, le coefficient de sécurité au glissement F est déterminé par l'une des expressions suivantes :

- pour les calculs effectués par la méthode de réduction des paramètres de cisaillement (i.e. méthode de réduction de la résistance au cisaillement), le coefficient de sécurité est défini par le multiplicateur total des charges :

$$F_r = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi_r)}$$

où c_r et φ_r désignent les valeurs réduites de la cohésion et de l'angle de frottement interne du sol correspondant à l'équilibre critique de la pente.

- pour les calculs effectués à l'aide de la théorie de l'analyse des limites, le coefficient de sécurité est défini par le multiplicateur de gravité :

$$F_g = \frac{g_{cr}}{g}$$

Où g désigne l'accélération de la pesanteur actuelle (=9,8 m/s² par défaut) et g_{cr} l'accélération critique de la pesanteur qui conduira à l'effondrement du massif. Cependant, comme la véritable incertitude réside dans la résistance des matériaux plutôt que dans leur poids, la définition du coefficient de sécurité basée sur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement semble la plus raisonnable.

TROISIEME CHAPITRE

JUSTIFICATION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Justification des fondations superficielles

3.1. Définition d'une fondation

Tout ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination prend toujours appui sur un sol d'assise. L'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondation.

La fondation reçoit les charges et les surcharges de la structure et les transmet au sol.

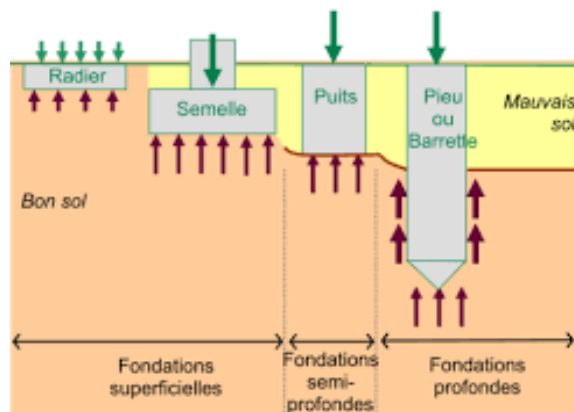


Figure 3.1. : L'interface entre l'ouvrage et le sol

3.2. Fonctions d'une fondation

Une fondation doit assurer les fonctions suivantes :

1. La fondation doit **résister** elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
2. L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en **équilibre** stable.

Il ne doit pas y avoir de :

- **glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
 - **basculement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
 - **déplacement vertical** : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).
3. Une fondation doit être **durable** : toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.
 4. Une fondation doit être **économique** : le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

3.3. Classification des fondations selon la profondeur

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations (figure 3.2.) :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$

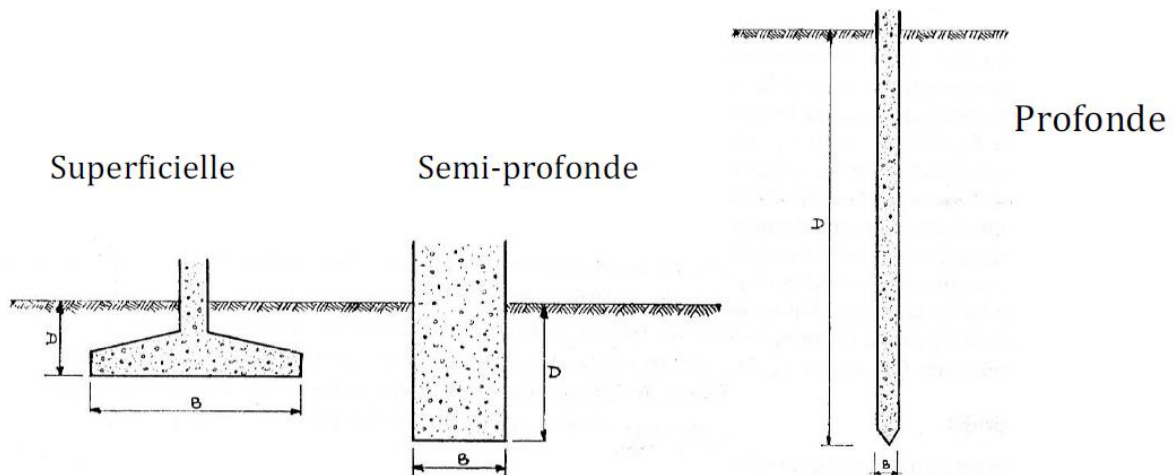


Figure 3.2. : Classification des fondations selon leur profondeur (Costet J., 1975)

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

3.4. Différents types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles comme schématisé sur la figure 3.3. :

- Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste et de grandes longueurs L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ; les semelles de murs de soutènement.
- Les semelles isolées dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (diamètre B) ;
- Les radiers ou dallages de dimension B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

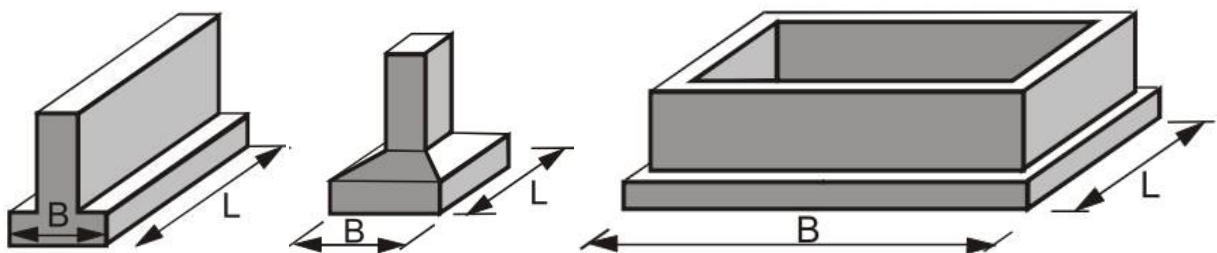


Figure 3.3. : Différents types de fondation superficielle a/ filante b/isolée c/radier

3.5. Comportement des fondations superficielles

En appliquant une charge verticale centrée Q sur une fondation filante, d'une manière monotone et croissante, la fondation se tasse dans le sol (figure 3.4). Au début, on remarque que le comportement est élastique linéaire ou le tassement s croît proportionnellement à la charge appliquée, puis, à partir d'une certaine charge le tassement n'est plus proportionnel alors un comportement plastique est remarqué. Enfin, pour une charge Q_u le tassement n'est plus contrôlé et continue d'augmenter sans qu'il y ait un accroissement de l'effort, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure alors une rupture se produit. La charge Q_u est par définition la charge limite qui entraîne la rupture. La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture d'où :

$$q_u = \frac{Q_u}{A}$$

Où q_u est la capacité portante ; Q_u la charge limite ; A la surface de la semelle.

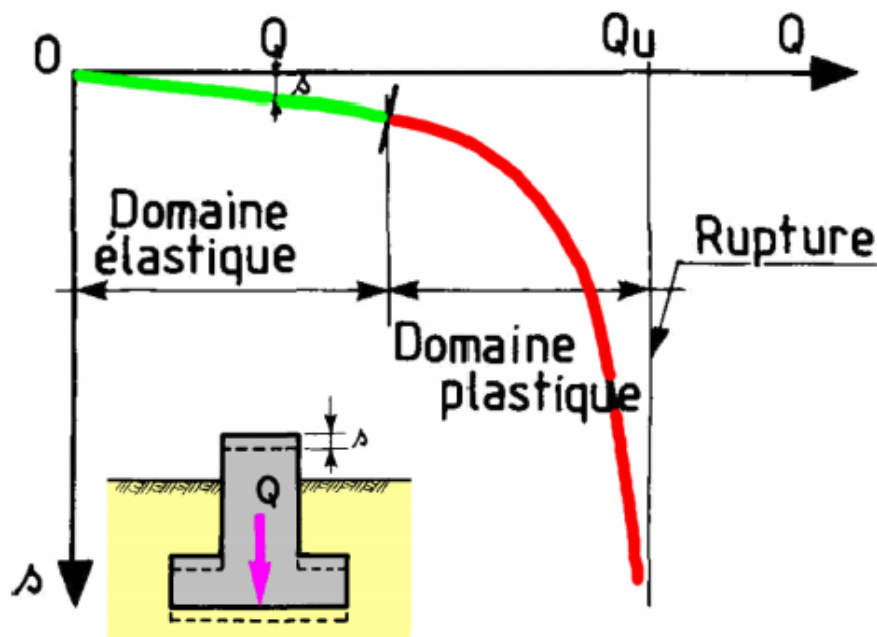


Figure 3.4. : Comportement d'une fondation superficielle chargée

3.6. Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture, figure 3.5.

- **Zone I** : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle ;
- **Zone II** : Le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- **Zone III** : Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

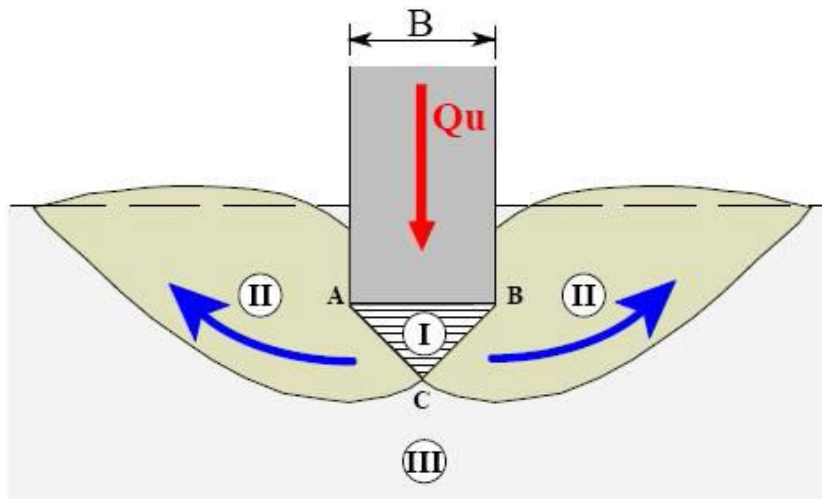


Figure 3.5. : Mode de rupture du sol sous une fondation Superficielle (Frank R., 1999)

3.7. Approches de détermination de la capacité portante

Le dimensionnement des fondations superficielles est basé sur le principe de la charge ultime ou de la capacité portante. Pour l'évaluation de cette charge ultime, plusieurs théories ont été développées en utilisant une des méthodes suivantes :

- La méthode de l'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite ou la méthode d'équilibre plastique est traditionnellement utilisée pour obtenir des solutions approximatives pour la capacité portante des sols. Cette approche est basée sur l'hypothèse de l'équilibre statique du volume étudié. Ainsi, les forces externes et les forces internes doivent être équilibrées.

Des hypothèses suffisantes sur la distribution des forces sur le domaine du sol limité par une surface de rupture pour la détermination de la capacité portante.

- La méthode d'analyse limite :

Le théorème des bornes supérieures ou l'approche cinématique de l'analyse, consiste à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements. La limite supérieure de l'analyse limite consiste que, si la puissance de la charge externe est supérieure ou égale au taux de dissipation d'énergie interne associée avec un champ de vitesse cinématiquement admissible, alors la charge doit être supérieure ou au mieux égale à la charge ultime.

L'approche statique de l'analyse limite permet de déterminer des bornes inférieures de la charge limite, cette méthode consiste à construire un champ de contrainte statiquement et plastiquement admissible. Ainsi, il est possible de trouver dans un sol un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec la résistance du sol. Si les bornes supérieures et inférieures coïncident, la charge limite est la charge de rupture exacte. Par contre l'analyse limite ne vise pas à fournir le champ complet des contraintes et des déformations réelles, mais se limite à donner les bornes supérieures et inférieures de la charge ultime. Chen (1975) présente plusieurs applications pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles par la méthode d'analyse limite.

- La méthode des lignes de glissement

La méthode des lignes de glissement permet de formuler un système de trois équations aux dérivées partielles à trois inconnues qui sont les éléments du tenseur des contraintes. Cette méthode est limitée seulement aux problèmes plans ou axisymétriques. Ainsi, dans cette approche les deux équations d'équilibre et la condition imposée par la résistance du sol doivent être satisfaites.

- Le calcul en déformation

L'application d'une loi de comportement élastoplastique pour l'étude de la stabilité du sol, permet d'étudier l'évolution élastoplastique à partir d'un état de contrainte initial jusqu'à la rupture plastique en suivant un trajet de chargement spécifique. Les problèmes de la capacité portante peuvent être traités par des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. Cette approche permet de suivre les déformations, les contraintes et la zone plastique durant le processus de chargement. En effet, en plus de la charge limite, la méthode des éléments finis fournit aussi la connaissance des courbes efforts-déformation.

3.8. Capacité portante d'une fondation superficielle

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles.

De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes.

Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée (figure 3.6).

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés :

- ✓ les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\phi$ »);
- ✓ les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe

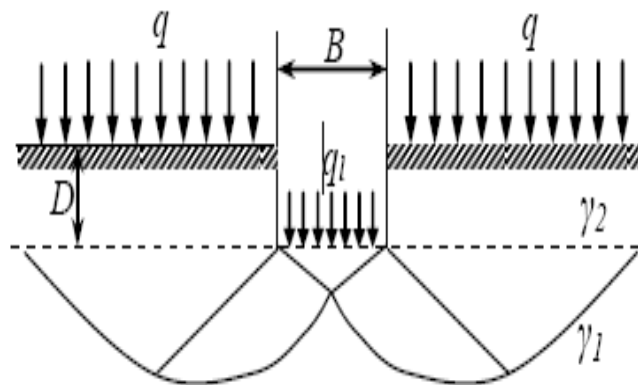


Figure 3.6. : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

3.8.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « $c-\phi$ »)

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q \gamma_2 D N_q + S_c c N_c$$

- q_l contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- S_γ, S_q, S_c Coefficients de forme de la semelle
- N_γ, N_q, N_c Facteurs de portance (fonction de φ)
- γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- γ_2 poids volumique du sol latéralement à la fondation,
- c cohésion du sol sous la base de la fondation.

En présence d'une charge q verticale latérale à la fondation, la formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_q (\gamma_2 D + q) N_q + S_c c N_c$$

La formule comporte trois termes :

- Le premier terme appelé terme de surface (ou de pesanteur), proportionnel à la largeur B . C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement,
- Le deuxième terme appelé terme de cohésion, proportionnel à la cohésion c . C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.
- Le troisième terme est le terme de surcharge de profondeur, proportionnel à la profondeur D .

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol latéralement à la fondation et au-dessus du niveau de base).

Pour une semelle filante $S_\gamma = S_q = S_c = 1$ et la formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + c N_c \quad (\text{Sans surcharge})$$

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + (\gamma_2 D + q) N_q + c N_c \quad (\text{Avec surcharge } q)$$

Pour une semelle isolée $S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$; $S_q = 1$; $S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$

Selon le DTU 13.12 ces coefficients prennent les valeurs suivantes (tableau 3.1.) :

Tableau 3.1. : Coefficients de forme pour une semelle rectangulaire ou carré

Forme	S_γ	S_q	S_c
Carrée	0,8	1	1,2
Circu-	0,6	1	1,3

Les valeurs des facteurs de portance N_γ, N_q et N_c sont encadrés dans le tableau 3.2.:

Tableau 3.2. : Valeurs des facteurs de portances

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.37	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

3.8.2. Paramètres influençant la capacité portante :

Si la semelle est inclinée, ou si la charge est inclinée sur la semelle, ou si le terrain est en pente, les coefficients N_γ , N_q et N_c changent de valeurs.

a/ Influence de l'inclinaison de la charge :

Dans le cas d'une charge centrée, inclinée d'un angle δ par rapport à la verticale.

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + i_q S_q (\gamma_2 D + q) N_q + i_c S_c c N_c$$

i_γ , i_q et i_c coefficients minorateurs (<1)

Selon le DTU 13.12 ces coefficients sont calculés comme suit

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{90}\right)^2 \quad \delta \text{ exprimé en degré}$$

b/ Influence de l'excentrement de la charge :

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , on applique la formule générale en remplaçant largeur B par la largeur réduite $B' = B - 2e$.

c/ Fondation sur un Bicouche (figure 3.7):

Si $\frac{H}{B} < 1,5$; tout se passe comme si la semelle repose sur la couche 2.

Si $\frac{H}{B} > 3,5$; tout se passe comme si la semelle repose sur la couche 1.

Si $1,5 < \frac{H}{B} < 3,5$; on adopte une semelle fictive de largeur $B'=B+H$ et on prend en compte la couche 2.

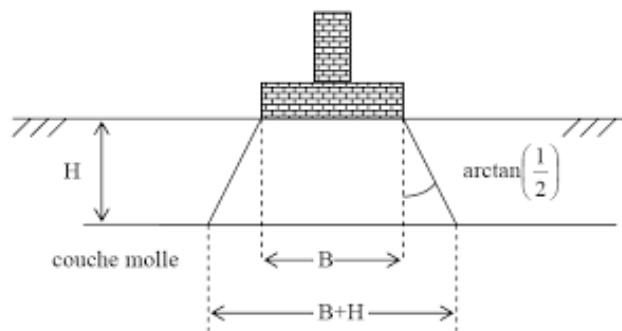


Figure 3.7. : Fondation sur une bicouche

d/ Influence de la nature du sol

On n'oubliera pas de préciser quel ϕ et quel c

- Pour les **sables et graviers** $\phi' \neq 0$ avec $c' = 0$ quelle que soit la vitesse de chargement.
- Pour les **argiles et limons** ϕ et c dépendent de la vitesse de chargement.

Sous chargement instantané (phase de courte durée de chantier)

Court terme \rightarrow contraintes totales

$$\gamma, \phi_{uu}, c_{uu}$$

(Attention ϕ_{uu} et c_{uu} dépendent de la teneur en eau)

Si le sol est saturé $\phi_u = 0$

Sous chargement très lent ou à la fin de la consolidation pour les sols fins saturés :

Long terme \rightarrow contraintes effectives

$$\gamma', \phi', c' \text{ (Très souvent } c' \approx 0\text{)}.$$

Calcul à court terme

- sol **cohérent** (argile, limon) : à cause de la faible perméabilité on utilise les caractéristiques mécaniques non drainés du sol.
- sol **pulvérulent** (sable) : la perméabilité étant forte on utilise les caractéristiques drainées.

Calcul à long terme

- sol **cohérent** (argile, limon) : si on utilise les caractéristiques drainées du sol, le calcul sera plus favorable qu'à court terme. Ce n'est donc pas lui qui permettra de dimensionner la fondation.
- sol **pulvérulent** (sable) : le calcul est le même qu'à court terme.

e/ Influence de la nappe phréatique

- Si le sol est simplement humide on utilise la densité humide.
- Si le sol est baigné par une nappe phréatique il faut tenir compte :
 - * cas des sols pulvérulents : on utilise la densité déjaugée en dessous de la nappe. Les contraintes sont effectives. Il faut donc ajouter les forces de pressions dues à l'eau.
 - * cas des sols cohérents : on utilise la densité saturé γ_{sat} sous la nappe. Les contraintes sont totales.

Calcul en condition non drainés :

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme en contraintes totales. Le sol est caractérisé par la cohésion non drainé c_u .

On prend $c=c_u$ et $\varphi=0$ donc $N_\gamma=0$ et $N_q=1$

Pour une semelle filante : $q_l=c_u.N_c+q+\gamma_2.D$

Avec $N_c(0)=\pi+2$ pour les semelles lisses

$N_c(0)=5,71$ pour les semelles rugueuses

Semelle rugueuse angle de frottement fondation-sol supérieure à $\varphi'/2$

Calcul en condition drainés :

Le calcul se fait à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont $c=c'$ et $\varphi=\varphi'$.

Pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma + (\gamma'_2 D + q) N_q + c' N_c$$

γ'_1 et γ'_2 poids volumiques déjaugés (effectifs) et $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

Pour un sol saturé (nappe affleurant la surface)

$$q_l = \frac{1}{2} (\gamma_1 - \gamma_w) B N_\gamma + [(\gamma_2 - \gamma_w) D + q] N_q + c' N_c$$

Pour une nappe à grande profondeur (sol sec)

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + (\gamma_2 D + q) N_q + c' N_c$$

N.B. : N_γ, N_q, N_c sont fonction de φ'

e/ Influence de la proximité d'une pente

Pratiquement, la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur i_β qui dépend de l'angle de talus β et de la distance relative d/B (figure 3.8).

- $d/B \geq 2$ à 3 l'effet de la pente commence à être négligeable
- $d/B \geq 6$ le comportement peut être considéré comme identique à celui correspondant au plan horizontal.

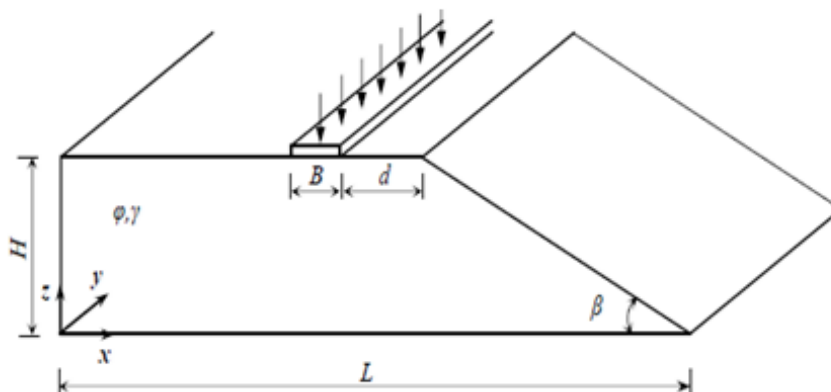


Figure 3.8. : Fondation a proximité d'une pente (Mabrouki et al 2010)

3.8.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ

a/ Méthode à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques

Les méthodes directes basées sur certains essais in situ sont bâties sur la pertinence de ces essais à représenter le phénomène physique mis en jeu lors du chargement de la fondation (figure 3.9). Les méthodes pressiométriques et celles basées sur le pénétromètre étant très similaires.

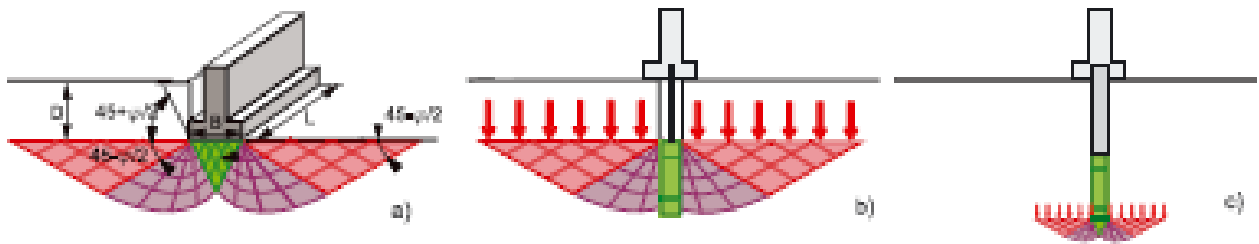


Figure 3.9. Deux mécanismes de rupture justifiant l'élaboration des méthodes de dimensionnement de fondation

b/ Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard

La valeur de calcul de la contrainte de rupture nette (capacité portante par unité de surface) d'une fondation soumise à une charge verticale centrée est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$q_{net} = q_0 + k_p p_{Le}^*$$

Avec k_p le facteur de portance pressiométriques et q_0 la contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation après travaux.

d/ Détermination des tassements

Deux méthodes sont principalement utilisées pour estimer les tassements prévisibles :

- les méthodes basées sur des solutions en élasticité utilisant les modules d'élasticité déterminés lors des essais de laboratoire ou plus rarement d'essais en place ;
- les méthodes semi-empiriques reliant directement le tassement à la caractéristique mesurée par l'essai.

Ces méthodes sont apparues du fait de la difficulté de prélever certains matériaux et de réaliser des essais de laboratoire.

La méthode pressiométriques propose le calcul du tassement à 10 ans d'une fondation encastree de largeur B (rajouter 20 % si fondation à encastrement nul).

3.9. Justification d'une fondation superficielle

Les contraintes réellement transmises au sol par la semelle devront d'une part être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous la semelle et d'autre part n'entraîner que des tassements acceptables.

a/ Critère de rupture

Soit q_{ref} (ou q'_{ref}) la contrainte transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée ; la condition suivante doit être respectée :

$$q_{ref} \leq q_a = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s}$$

b/Capacité portante q_a (ou q_{ad}) :

C'est la contrainte qu'on peut appliquer sur le sol sans qu'il y ait un risque de rupture du sol. Elle est déterminée à partir de la capacité portante nette, en faisant intervenir un coefficient de sécurité égal à $F_s=3$;

* Lorsqu'il n'y a pas de nappe on a :

$$q_a = \gamma_2 D + \frac{1}{3} (q_l - \gamma_2 D)$$

* Lorsqu'il y a une nappe on a :

Cas des sols argileux :

$$q_a = \gamma_2 H + \gamma_{sat} (D - H) + \frac{1}{3} [q_l - (\gamma_2 H + \gamma_{sat} (D - H))]$$

Cas des sols pulvérulents :

$$q_a = \gamma_2 H + \gamma'_2 (D - H) + q_w + \frac{1}{3} [q_l - q_w - (\gamma_2 H + \gamma'_2 (D - H))]$$

c/ Critère de déformabilité

Les conditions précédentes étant supposées respectées et q étant la **contrainte moyenne verticale transmise au sol sous E.L.S.**, il convient de s'assurer que le tassement s est compatible avec le bon comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend directement de la déformabilité plus ou moins grande de l'ouvrage supporté par la fondation.

d/ Méthode générale

Toute justification de fondation exige que ces deux aspects de la stabilité soient examinés. Ils se traitent pratiquement de façon indépendante :

- Etat limite de mobilisation de la *capacité portante (critère de rupture)*.

Le problème consiste à déterminer la contrainte de rupture q_l ; il se résout en considérant qu'un équilibre limite de plasticité est atteint. La vérification porte à la fois sur les ELU et les ELS.

- Etat limite vis-à-vis des *déformations (tassement)*. La contrainte moyenne de service q est telle que $q \leq q_{ref}$ sous ELS.

En outre la justification du dimensionnement d'une fondation superficielle est menée en faisant un certain nombre de vérification.

Pour les **fondations de Bâtiments** on applique le **DTU 13.12** et pour les **fondations d'ouvrages de génie civil**, selon le **fascicule 62-V**.

Les états limites à considérer concernent :

- le sol (ELU et ELS de *capacité portante* pour limiter les déplacements (tassement), ELU de *glissement*, ELU de *renversement*, ELS de *décompression* et ELU de *stabilité d'ensemble au grand glissement*).
- états limites concernant les *matériaux constitutifs* de la fondation superficielle.
- les déplacements dont le dépassement peut nuire au bon comportement de la structure

e/Contrainte de référence

Pour une **semelle isolée** soumise à une **charge centrée**

$$p = \frac{Q'}{B.L}, \text{ si la semelle est } \textit{filante} \text{ on prend } L = 1,00m$$

Lorsque la charge appliquée sur la fondation est excentrée, du fait par exemple de l'application d'un moment en tête, la contrainte de référence ne peut être déterminée en divisant simplement la charge par l'aire de la semelle.

Donc pour une semelle soumise à une **charge excentrée**, on calcule **p** au $\frac{3}{4}$ **de B**.

$$p = \frac{3p_{max} + p_{min}}{4} \text{ (Notation D.T.U. 13.12)}$$

$$\text{Ou } q'_{ref} \leq \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4} \text{ (notation fascicule 62 titre V)}$$

Pour les semelles partiellement comprimées, le modèle de MEYERHOF est également admis : B est remplacé par ($B' = B - 2e$).

$$q'_{ref} \leq \frac{Q'}{(B - 2e)(L - 2e')}$$

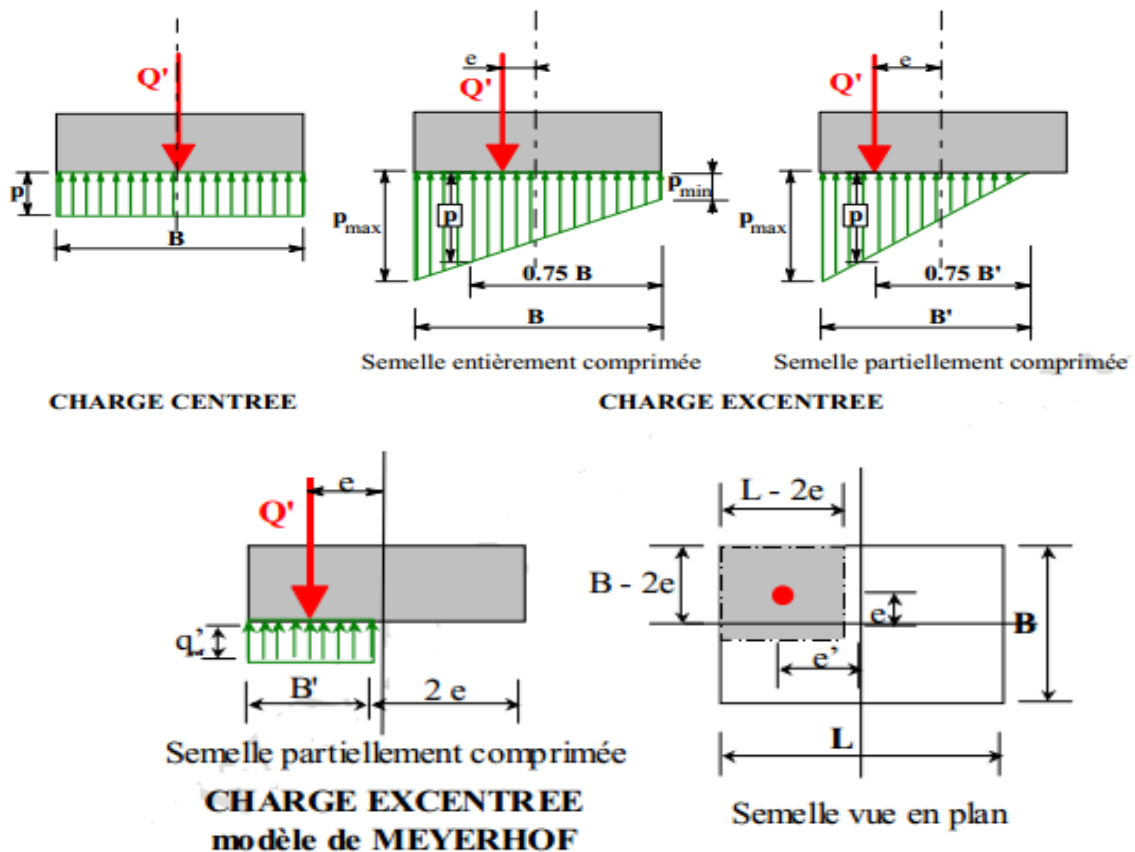


Figure 3.10.: Contraintes de référence sous différents chargements

3.10. Approche utilisés par Optum G2:

a- La théorie de l'analyse limite :

La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur).

Dans cette approche, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

b/ Coefficient de sécurité correspondant

Pour les calculs effectués à l'aide de la théorie de l'analyse des limites, le coefficient de sécurité est défini par le multiplicateur de gravité :

$$F_g = \frac{g_{cr}}{g}$$

Où g désigne l'accélération de la pesanteur actuelle ($=9,8 \text{ m/s}^2$ par défaut) et g_{cr} l'accélération critique de la pesanteur qui conduira à l'effondrement du massif. Cependant, comme la véritable incertitude réside dans la résistance des matériaux plutôt que dans leur poids, la définition du coefficient de sécurité basée sur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement semble la plus raisonnable.

DEUXIEME PARTIE

SIMULATION NUMERIQUE

Analyse de la Stabilité du site de Tizi El Djamaa

4.1. Introduction

Le terrain objet de cette étude fait partie de périmètre du POS Tizi El Djamaa sur 36 Ha, qui s'allonge sur la rive droite de la RN 15 menant vers Ain El Hammam, formant l'extension Sud Est de la commune d'Abi Youcef.

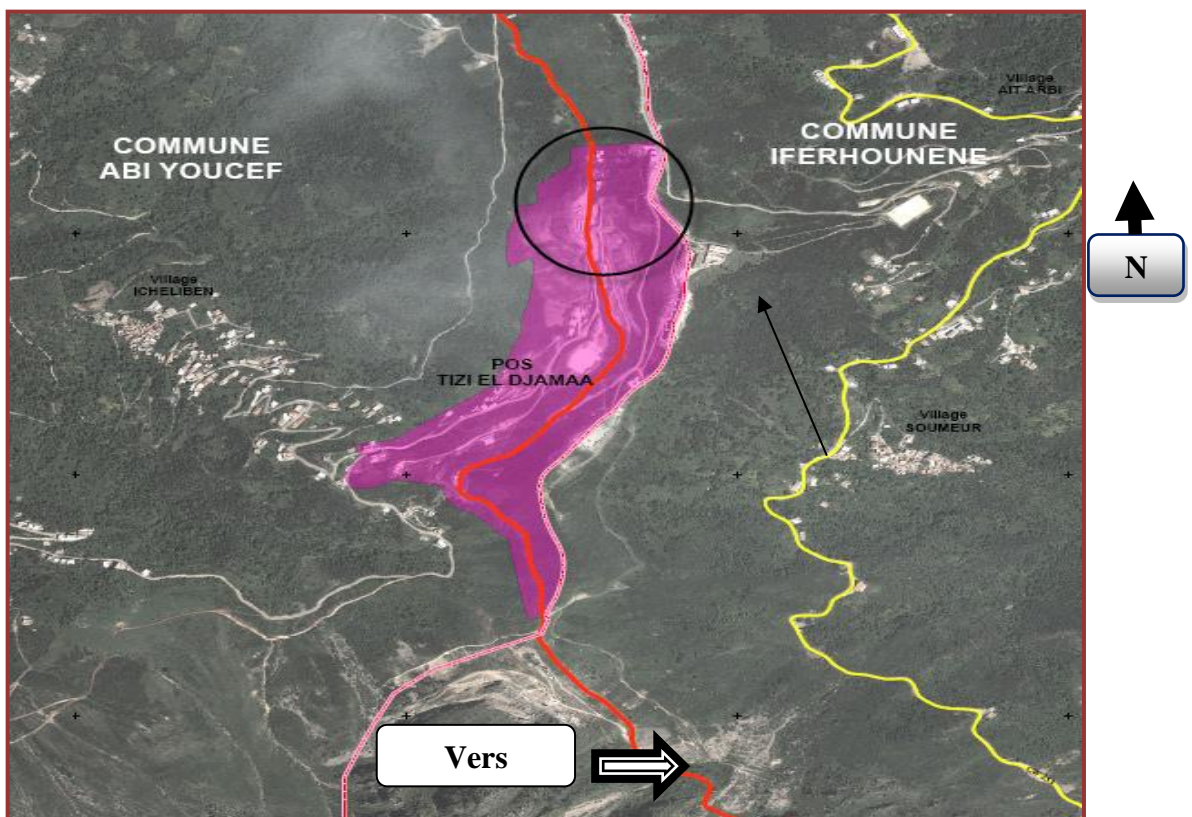


Figure 4.1. : Photo aérienne localisant la zone d'étude

Le site est délimité comme suit :

- Au Nord : l'intersection de la route menant vers Iferhounene et Ait Arbi ;
- Au Sud : le contre bas de la RN 15 ;
- A l'Est : des bâtiments + lycée d'Iferhounene ;
- A l'Ouest : la route menant vers Icheliven.

4.2. Description sommaire du site :

4.2.1. Analyse des mouvements constatés :

La localisation des mouvements de terrain constatés sur la zone d'étude est schématisée sur la figure 4.2 et on peut les classer en deux positions :

- la partie Sud Est du site :

Le mouvement constaté à l'extrémité Sud Est de terrain du projet, s'est produit sous forme d'un éboulement superficiel affectant le côté Sud du versant, dont des escarpements sont bien marqués, avec des multi fissures au sommet (Photos 1 et 2 de la figure 4.3).

Il s'agit d'une décompression du sol, suite aux travaux de l'aménagement (ouverture des pistes) effectués, associée aux effets de précipitation, ce qu'a entraîné une décompression du sol, suivi par un mouvement superficiel de la couche d'argile limoneuse et de limon à débris schisteux.

- la partie Sud du site :

Le phénomène d'affaissement a été constaté à l'extrémité Sud de terrain de projet, exactement sur la rive gauche de la RN 15 menant vers Abi Youcef. il s'agit d'un effondrement semi circulaire d'ordre de 0.5 à 0.7m, lent et progressif caractérisé par l'abaissement d'une surface bien limitée suite au terrassement (sans soutènement) effectué par la DJS pour la réalisation des gradins du stade, suivi par une saturation puis une décompression du sol sous l'effet du ruissèlement (Photos 3 et 4 de la figure 4.3).



Figure 4.2. : Localisation des mouvements constatés sur le site d'étude

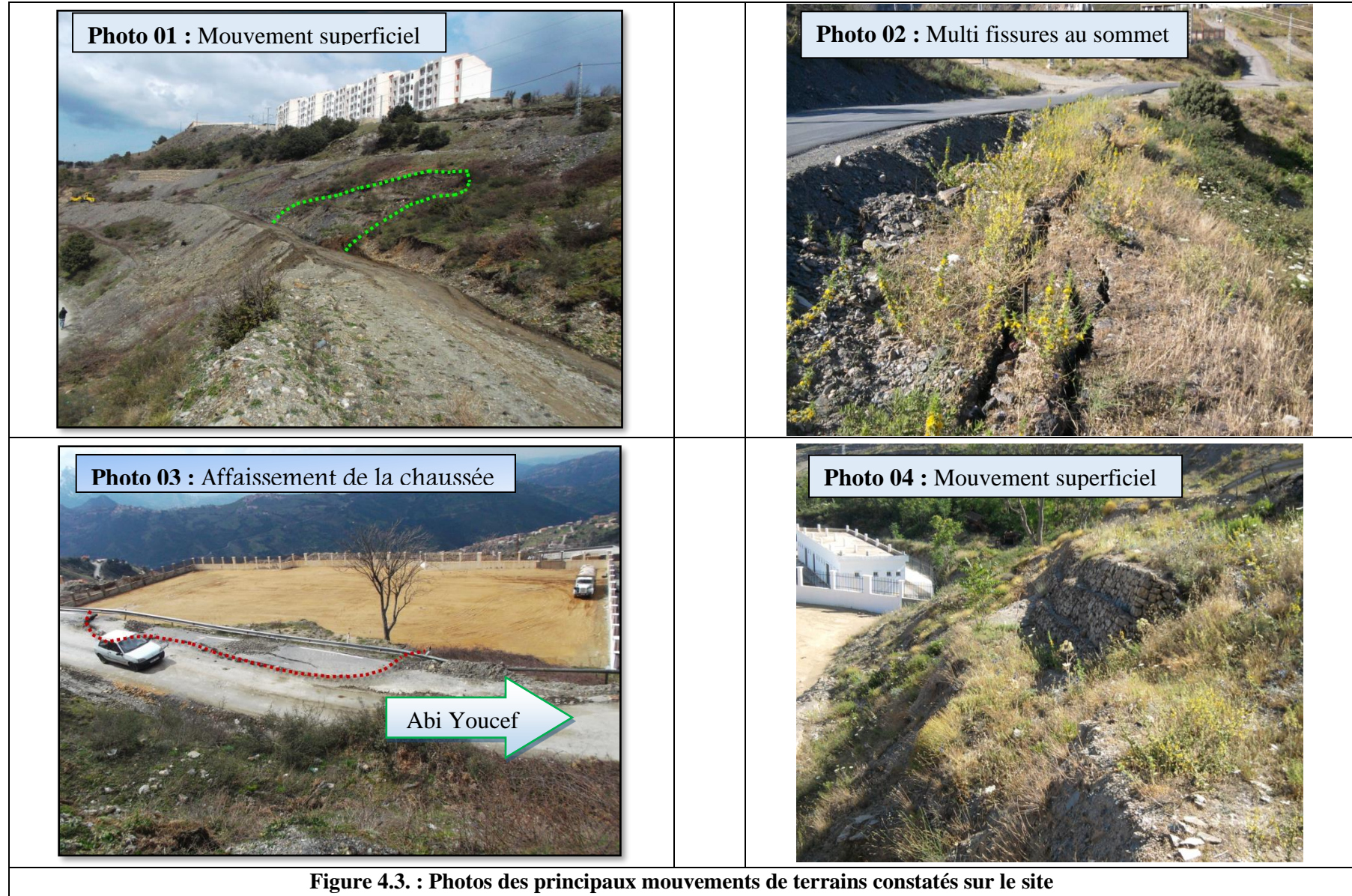


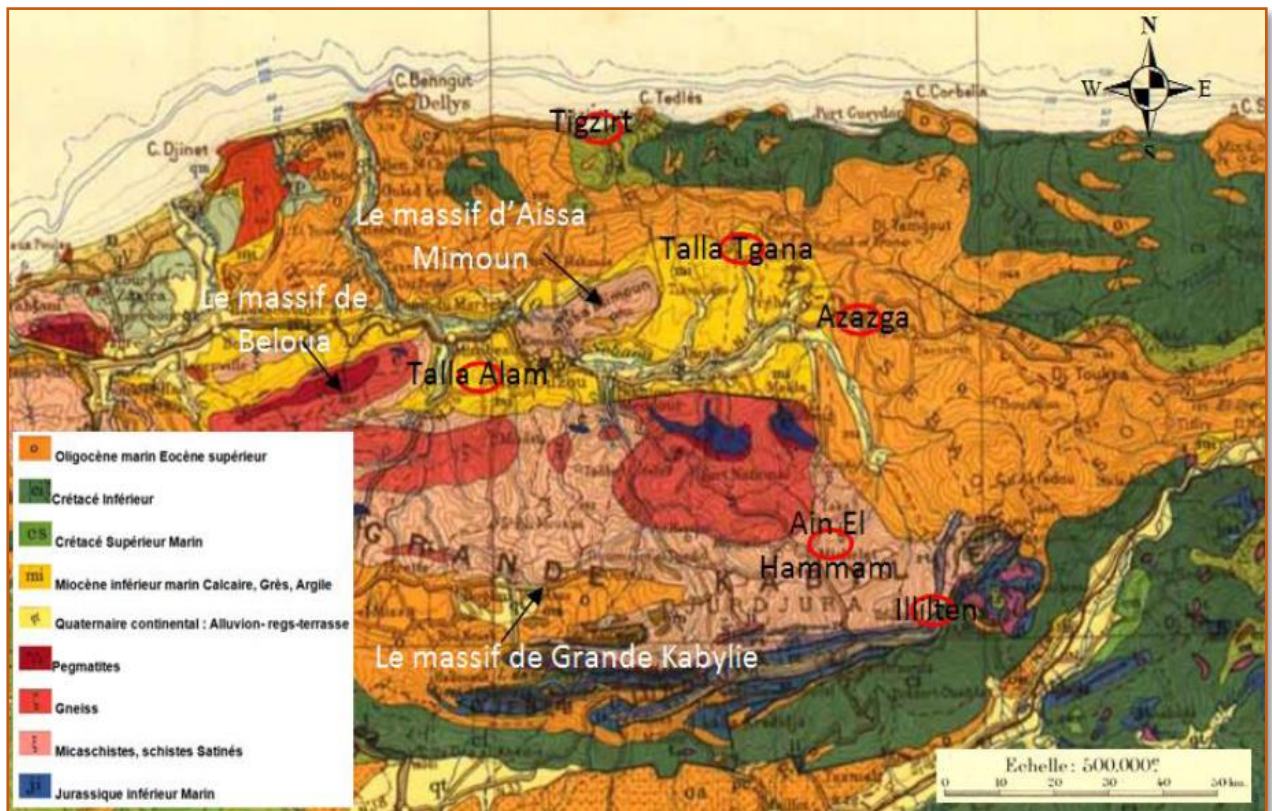
Figure 4.3. : Photos des principaux mouvements de terrains constatés sur le site

4.2.2. Topographie :

Sur le plan topographique, la zone d'étude est caractérisée par une morphologie vallonnée, elle suit une pente moyenne de 20 à 30° en direction Est/Ouest, et présente des versants convexes avec des pentes supérieures à 30°.

4.2.3. Contexte géologique régional :

La région de la Kabylie, qui est située dans les zones internes de la chaîne des Maghrébides, est connue pour sa diversité géologique, elle est limitée au sud par les formations métamorphiques, au Nord par les terrains sédimentaires constitués par le miocène inférieur, à l'Est et au Nord-Est, par les grès quartzitiques du Numidien. Au centre, une vaste zone déprimée correspond au synclinal de Tizi-Ouzou où sont venus s'empiler les séries tendre de l'Eocène «post-nappe» (figure 4.4).



4.2.4. Contexte géologique local :

a-Reconnaissance cartographique :

La géologie de la région a été établie suivant la carte géologique de TAZMALT feuillet N°67 échelle 1/50000 (figure 4.5).

On distingue des schistes et phyllades avec un pendage conforme à la pente du versant, consistants et assez bien consolidés en profondeur, elles sont toujours très altérées en surface. Cette couche altérée présente une certaine perméabilité et renferme souvent des nappes d'eau pelliculaires temporaires.

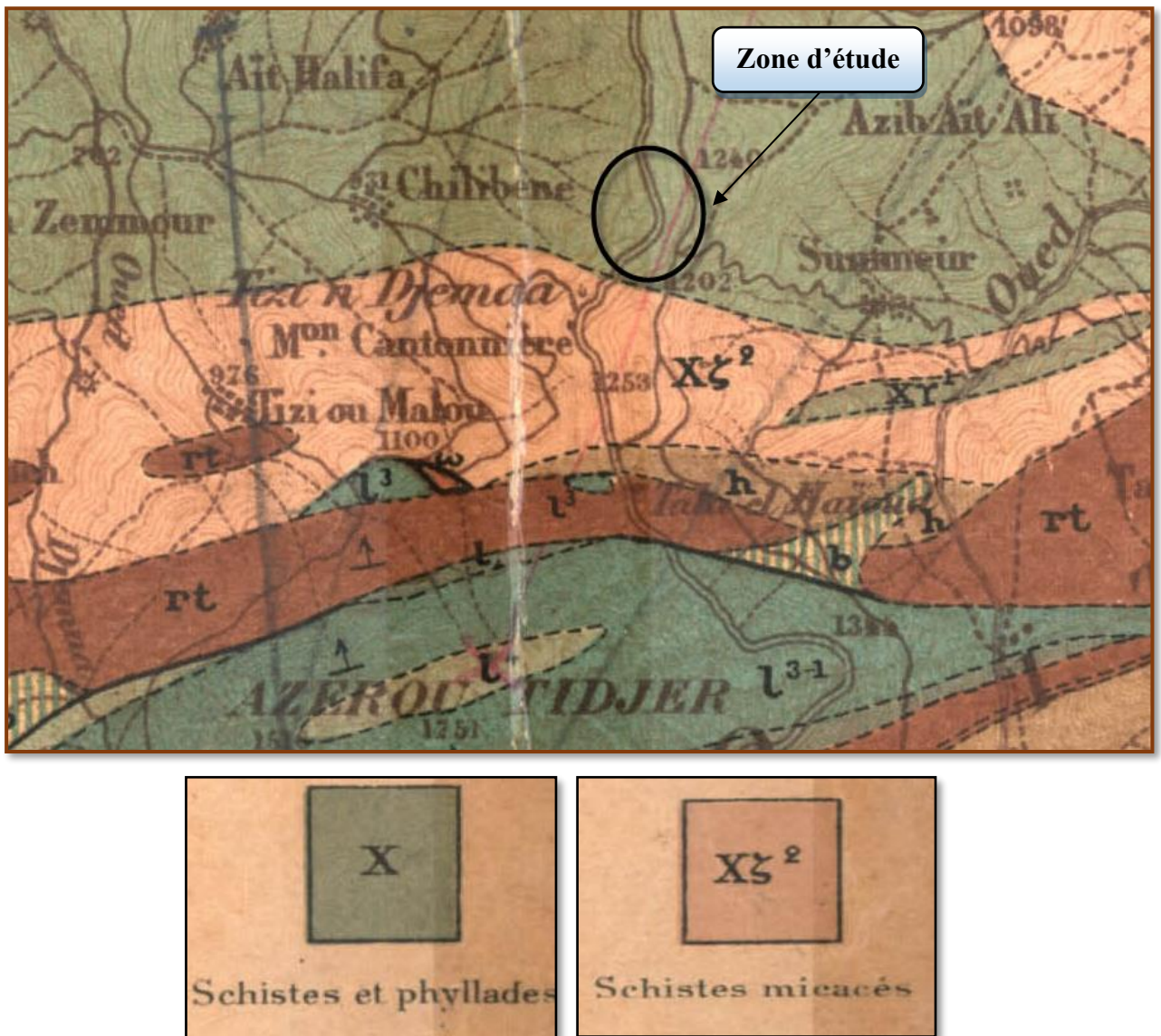


Figure 4.5. : Extrait de la carte géologique de Tazmalt (édition 1904/1911 E.Ficheur)

b- Le climat :

La Kabylie de Djurdjura se situant au Nord de l'Afrique et en méditerranée occidentale, se trouve sous l'influence du climat méditerranéen. Celui-ci est caractérisé par la sécheresse de la saison estivale (sécheresse totale bien marquée se prolongeant de juillet à septembre) et des hivers relativement humides avec des précipitations torrentielles à grande irrégularité interannuelle (Abdeslam, 1995).

Le climat de la commune d'Abi Youcef est à la fois de type méditerranéen et montagnard : avec une période pluvieuse et neigeuse en hivers et une période chaude et sèche en été.

Les précipitations les plus importantes s'observent d'octobre à avril (plus de 80% du total annuel) avec un maximum en novembre, décembre, janvier et avril : précipitations moyennes mensuelles supérieure à 100 mm.

4.2.5. Programme de reconnaissance in situ

a/Programme des essais in situ :

La campagne de reconnaissance géotechnique de la zone d'étude (site des 422/1200 logements), a consisté en l'exécution de **(07)** sondages à ciel ouvert (puits) et **(15)** sondages carottés de 15 à 20m de profondeur.

La reconnaissance a été complétée par la réalisation de **(15)** essais au pénétromètre dynamique lourd, poussés jusqu'à substratum à défaut de refus, ces essais permettront de détecter les horizons durs, de voir l'homogénéité du terrain, de faire une corrélation avec les sondages carottés et électriques, et aussi d'évaluer qualitativement la portance du sol porteur.

Il a été procédé en la réalisation des essais géophysiques in situ **(13)** sondages électriques verticales (SEV) de 20 à 25m de profondeur) en vue de mettre en évidence la présence de zones fracturées et altérées à l'aplomb de site concerné, ainsi que de déterminer la morphologie de la stratification et l'inclinaison de chaque couche.

Le substratum schisteux altéré constituant la partie supérieure de terrain du projet, d'épaisseur allant de 2 à 3m environ en amont du site (S8-S9-S10-S11 et S12), et de moins de 2m en aval (S2-S3-S4-S5-S6 et S7).

Le substratum sain de teinte grise est constitué de schistes et phyllades compactes (figure 4.6).

b/Essais piézométriques :

Pour permettre le suivi du niveau piézométrique dans ces sondages, dix entre eux ont été équipés en piézomètres au moyen de tubes 40/50mm crépines sur toute la hauteur des sondages.

Des mesures piézométriques effectuées durant le moins de Février 2015 n'ont révélé aucune présence d'eau sous terrain (substratum imperméable), à l'exception de quelques stagnations d'eau entre couches d'origine pelliculaires temporaires, où l'aspect lithologiques de la formation de base (Schiste et phyllade feuilletés stratifiés) facilite l'infiltration des eaux superficielles par les précipitations efficaces à travers les joints de stratification, et favorise la création des plans d'eau au niveau des couches feuilletés (il ne s'agit pas d'une nappe phréatique).

Plan d'implantation des essais in situ

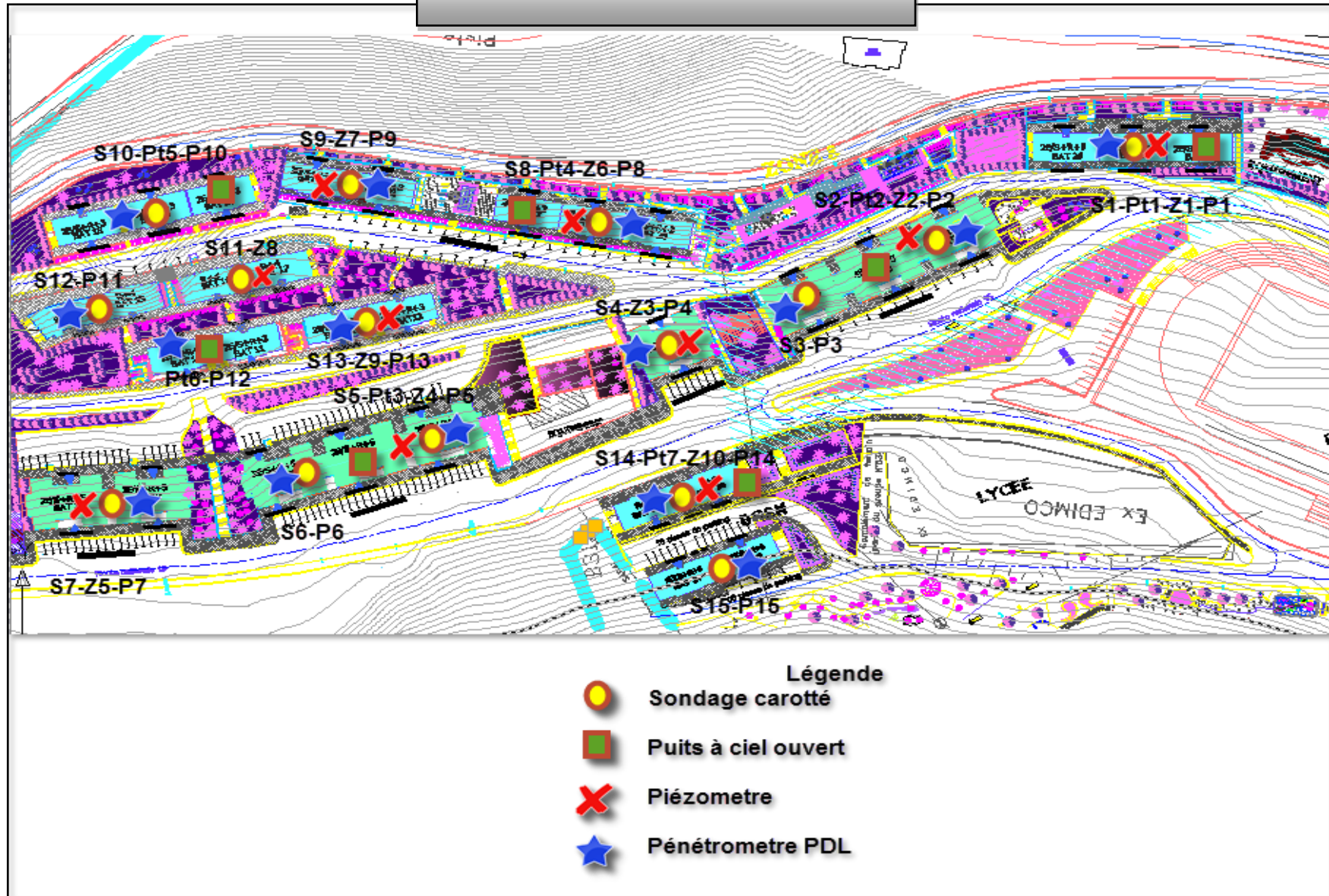


Figure 4.6. : Plan d'implantation des essais in situ (Laboratoire Géo-sols, 2015)

4.2.6. Essais au laboratoire :

Au moment de l'établissement des coupes géologiques des travaux de reconnaissance, chaque couche est caractérisée par ses propriétés physiques et mécaniques à savoir :

a/Schiste altéré :

Cette famille de sols est constituée par les altérations de schiste et phyllade. La teneur en eau oscille entre 13 et 17%, le degré de saturation S_r varie entre 39 et 47%, il s'agit d'un sol moyennement humide.

Le poids spécifique sec des schistes altérés ($\gamma_d = 1,65$ à $1,70$ (t/m³) caractérise un sol moyennement dense.

Les limite d'Atterberg ($W_L = 38$ à 42 % et $I_p = 17$ à 21 %) laissent apparaître un "sol peu plastique", selon la norme (XP P94-011).

b/Schiste et phyllade sains :

Il s'agit d'un schiste feuilletés stratifiés et ardoisé, généralement fissurées mais compactes en masse, versicolores à prédominante grise à beigeâtre, renfermant des passages de calcschiste compacts.

Le poids spécifique sec de cette nature de roche varie de $1,79$ à $2,26$ t/m³ avec une moyenne de 2 t/m³.

La teneur en eau de ces formations oscille entre 2 et 4%.

Le poids spécifique humide varie de $2,05$ à $2,5$ t/m³, soit une moyenne de $2,25$ t/m³.

Il s'agit d'une roche dure et compacte ; dense à très dense en profondeur.

4.2.7. Caractéristiques mécaniques des sols :

Les essais à la boîte de Casagrande pour l'essai de cisaillement, et le bâti œdométrique de Terzaghi pour l'essai de compressibilité, ont aboutis aux résultats suivants tableau 4.1. :

Tableau 4.1. : Caractéristiques mécaniques de la couche schiste altéré

Sondage		Nature	Cisaillement			Oedometre	
Numéro	Prof (m)	Schiste altéré	c_u (bars)	ϕ_u (bars)	P_c (bars)	C_c (%)	C_g (%)
S1	2,0/3,0	Schiste altéré	0,47	9	2,0	21,1	3,0
S3	2,5/3,5		0,53	10	2,1	20,8	2,4
S5	3,0/4,0		0,51	9	1,9	18,8	2,6
S9	2,5/3,5		0,47	8	2,1	21,6	2,4
S10	2,0/3,0		0,42	9	2,2	22,1	1,9
S11	2,5/3,5		0,55	8	2,05	19,8	2,5
S13	2,0/3,0		0,47	10	1,97	20,6	1,5
S15	3,2/3,7		0,58	8	2,1	20,8	2,3

L'examen des courbes œdométriques obtenues pour la couche de sol schistes et phyllades altérés, a révélé une formation surconsolidée ; non gonflantes ; une pression de consolidation comprise entre 1,9 et 2,2 bars.

En raison de l'état compact du substratum schisteux en profondeur, il n'a pu être effectué que l'essai de la résistance à la compression simple, cet essai qui substitue l'essai de cisaillement à la boîte pour déterminer les deux paramètres intrinsèques de sol, soient la cohésion non drainée et l'angle de frottement interne.

Un échantillon a été pris, en suite taillé de telle sorte qu'il prend une forme géométrique bien déterminée, placé dans la presse et chargée progressivement jusqu'à la rupture par compression simple à charges ou à déplacements contrôlés, ce qui permet de calculer la résistance à la compression par la relation :

$$R_c = 2 * C_u$$

avec $\varphi_u = 0$

Les valeurs de la cohésion déduites de l'essai de la résistance à la compression simple sont encadrées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. : Caractéristiques mécaniques de la couche schiste compact

Sondage	Profondeur (m)	Nature du sol	Cu (bars)
S1	8.0/9.0	substratum schisteux compact	2,2
S3	12/13		2,6
S5	10/11		2,1
S8	7,5/8,5		2,0
S11	14/15		2,3
S13	17/18		2,8
S14	8.0/9.0		2,5
S15	11/12		3,0

Les valeurs de la cohésion non drainée sont comprises entre 2 et 3bars, il s'agit d'un substratum rigide.

4.2.8. Caractéristiques sismiques :

Le site d'étude est classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA2003.

Les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical à prendre en compte dans un calcul de stabilité des pentes $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes.

Ou A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.3).

Tableau 4.3. : Valeurs du coefficient d'accélération A de la zone IIa selon le groupe d'usage

Zone	Groupe d'usage			
	1A	1B	2	3
IIa	0,25	0,20	0,15	0,10
k_h	0,125	0,100	0,075	0,05
k_v	0,0375	0,0300	0,0225	0,0150

4.3. Analyse de la stabilité du versant :

Etant donné que le site présente une déclivité moyenne à forte, et compte tenu de la morphologie et le contexte géologique local du site, une vérification de stabilité sur plusieurs profils est nécessaire. Un seul cas d'étude est choisi pour notre cas.

Le calcul de la stabilité au glissement se fait par deux méthodes implémentées dans le logiciel OptumCE :

- l'approche par un calcul en plasticité de la réduction de la résistance au cisaillement "**Strength Reduction Analysis** "
- l'approche de l'analyse limite "**Limit Analysis**".

Ces deux méthodes consistent à déterminer deux limites du coefficient de sécurité :

- Lower Bound ou limite inférieure (valeur par défaut).
- Upper Bound ou limite supérieure (valeur par excès).

En l'absence d'une nappe phréatique selon le rapport de sol, les calculs de stabilité se font pour deux cas de chargement :

- sous chargement gravitaire seul ;
- en présence d'un séisme d'intensité maximal correspondant à la zone d'étude IIa.

4.3.1. Analyse de la stabilité du versant naturel :

a/ Profil du versant étudié :

Le profil retenu pour l'analyse du versant naturel c'est-à-dire avant l'aménagement du site est schématisé sur la figure 4.7.

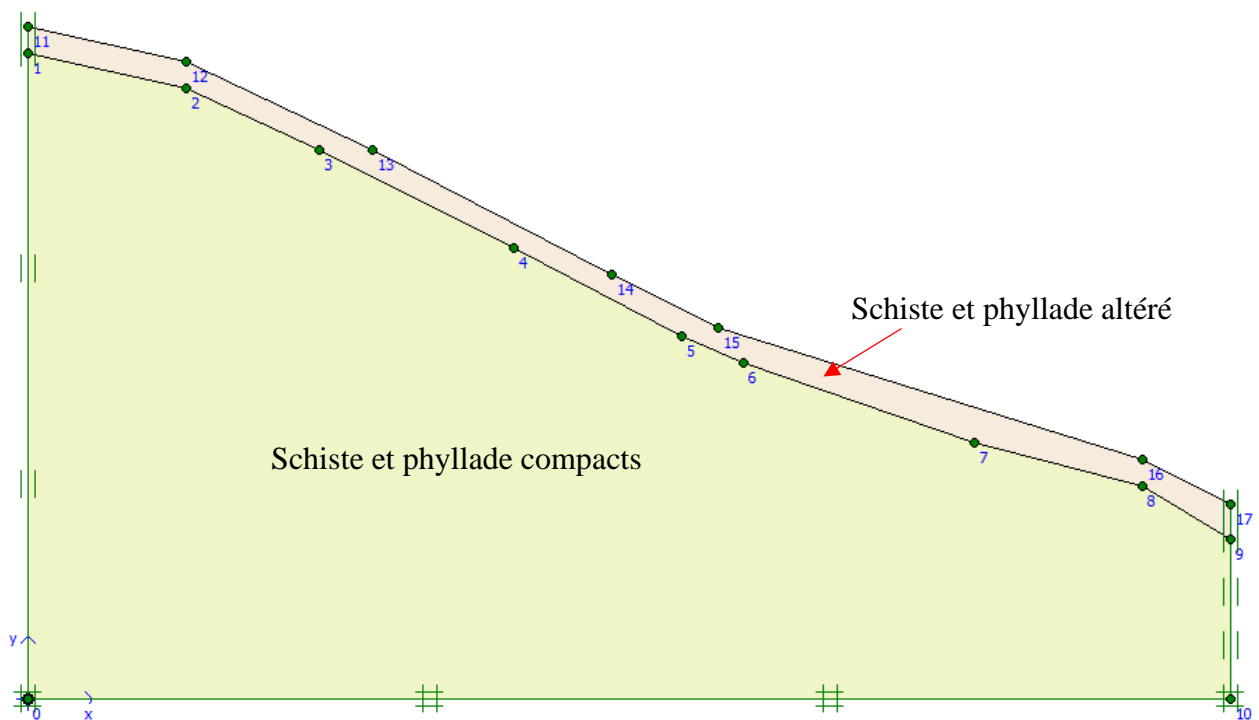


Figure 4.7. : Profil retenu du versant naturel

Les principales caractéristiques mécaniques couches de sols sont encadrées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. : Principales caractéristiques mécaniques utilisées des sols

Couche de sol	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	φ_u (°)
Schiste et phyllade altéré	19,5	50	9
Schiste et phyllade compacts	22	240	0

b/ Résultats du calcul :

Les résultats des calculs de stabilité du versant naturel en une seule phase sous chargement gravitaire seul, par les deux approches sont encadrés dans le tableau 4.5. :

Tableau 4.5. : Valeurs du coefficient de sécurité sous chargement gravitaire seul

		Réduction de la résistance SR	Analyse Limite LA
Limite inférieure	LB	1,332	1,336
Limite supérieure	UB	1,435	1,437
Valeur moyenne		1,383±3,7%	1,386±3,6%

En présence d'un séisme d'intensité maximal correspondant au groupe d'usage "Ouvrages d'importance vitale" de la zone IIa, les valeurs du coefficient de sécurité au glissement sont encadrées dans le tableau 4.6. :

Tableau 4.6. : Valeurs du coefficient de sécurité sous séisme maximal

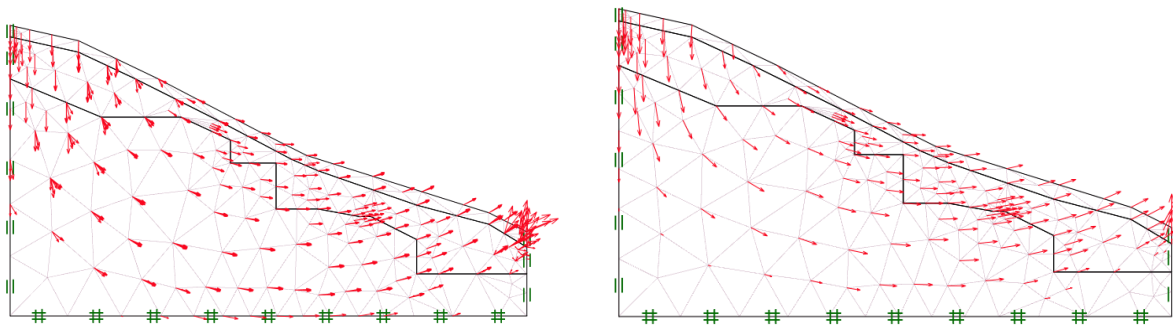
		Réduction de la résistance SR	Analyse Limite LA
Limite inférieure	LB	1,146	1,175
Limite supérieure	UB	1,260	1,285
Valeur moyenne		1,203±4,7%	1,230±4,5%

Les deux méthodes donnent des résultats très proches.

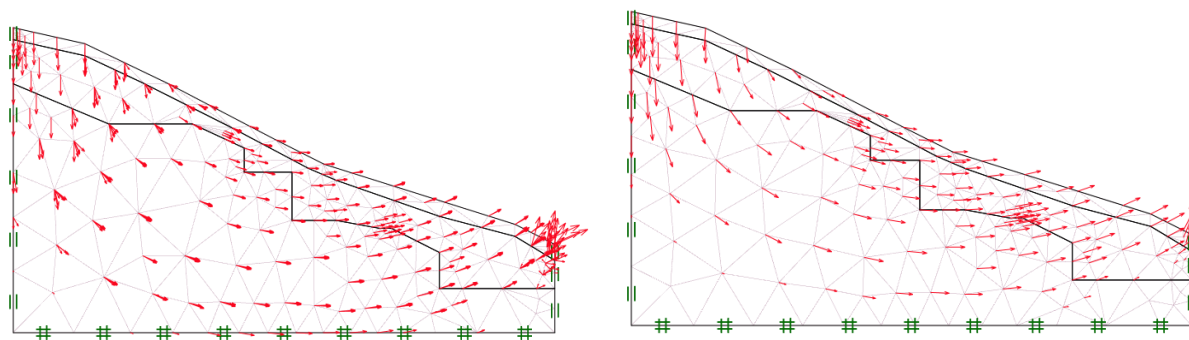
Sous chargement gravitaire seul, la méthode de l'analyse limite surestime légèrement les valeurs du coefficient de sécurité et en présence du séisme ils sont sous-estimés par rapport à la méthode de la réduction de la résistance au cisaillement.

Le versant naturel est stable sous chargement gravitaire seul ou en présence d'un séisme de zone d'intensité maximal ($k_h=-0,125xg$ et $k_v=0,0375xg$).

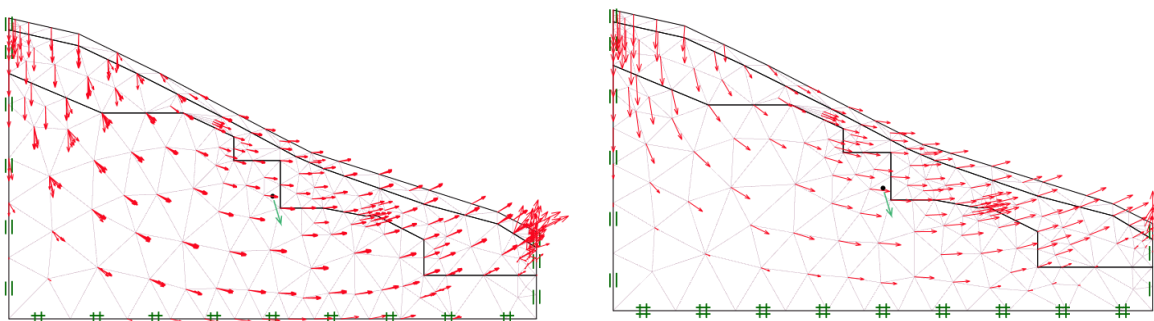
Les positions de la surface de glissement critique pour le talus aménagé, déterminée par les deux méthodes «Strength reduction » et «Limit Analysis» implémentée dans le logiciel OptumG2 sont schématisée sur la figure 4.8.



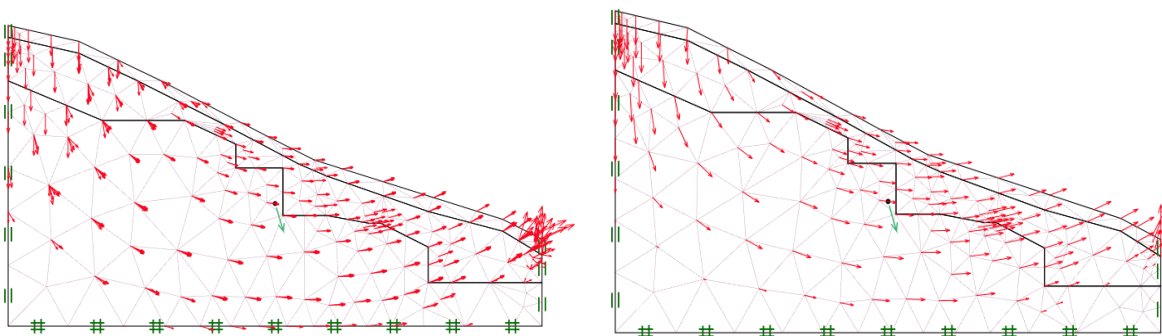
a/ Non Aménagé sans séisme Strength reduction LB et UB respectivement



b/ Non Aménagé sans séisme Limit Analysis LB et UB respectivement



c/ Non Aménagé sous séisme Strength reduction LB et UB respectivement



d/ Non Aménagé sous séisme Limit Analysis LB et UB respectivement

Figure 4.8. : Positions de la surface de glissement critique pour le versant naturel

4.3.2. Analyse de la stabilité du talus aménagé :

a/ Profil du versant étudié :

Le profil retenu pour l'analyse du talus après aménagement du site est constitué d'une seule couche de Schiste et phyllade compacts comme schématisé sur la figure 4.9.

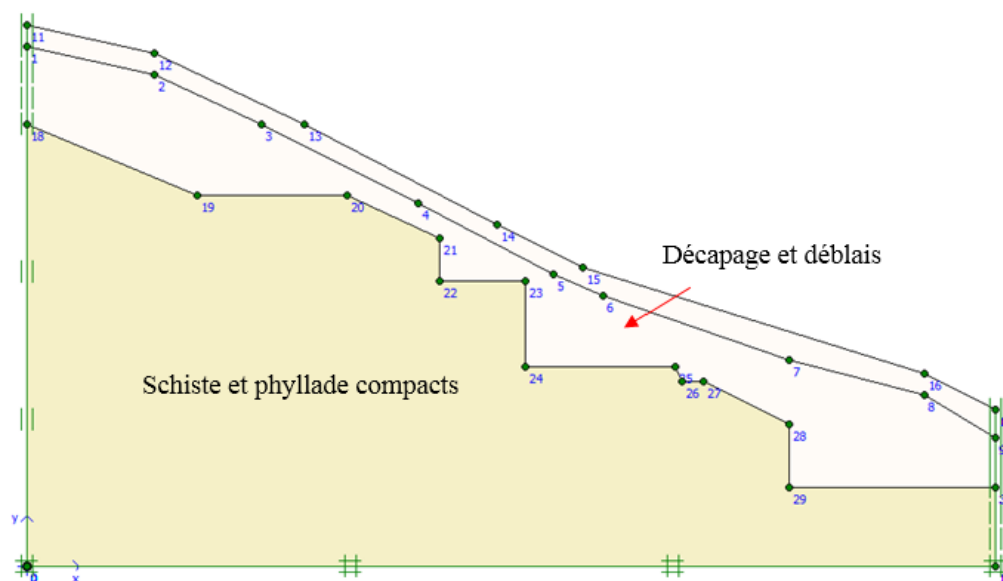


Figure 4.9. : Profil retenu du talus après aménagement

b/ Résultats du calcul :

Les calculs sont faits en deux phases :

- une phase initiale représentant le talus non aménagé ;
- une phase représentant le talus aménagé.

Les résultats des calculs de stabilité du talus aménagé sous chargement gravitaire seul, par les deux approches sont encadrés dans le tableau 4.7. :

Tableau 4.7. : Valeurs du coefficient de sécurité sous chargement gravitaire seul

		Réduction de la résistance SR	Analyse Limite LA
Limite inférieure	LB	1,452	1,451
Limite supérieure	UB	1,634	1,630
Valeur moyenne		1,543±6%	1,540±6%

En présence d'un séisme d'intensité maximal correspondant au groupe d'usage "Ouvrages d'importance vitale" de la zone IIa, les valeurs du coefficient de sécurité au glissement sont encadrées dans le tableau 4.8. :

Tableau 4.8. : Valeurs du coefficient de sécurité sous séisme maximal

		Réduction de la résistance SR	Analyse Limite LA
Limite inférieure	LB	1,183	1,233
Limite supérieure	UB	1,347	1,420
Valeur moyenne		1,265±6,5%	1,326±7,5%

Les positions de la surface de glissement critique pour le talus aménagé, déterminée par les deux méthodes «Strength reduction » et «Limit Analysis» implémentée dans le logiciel OptumG2 sont schématisée sur la figure 4.10.

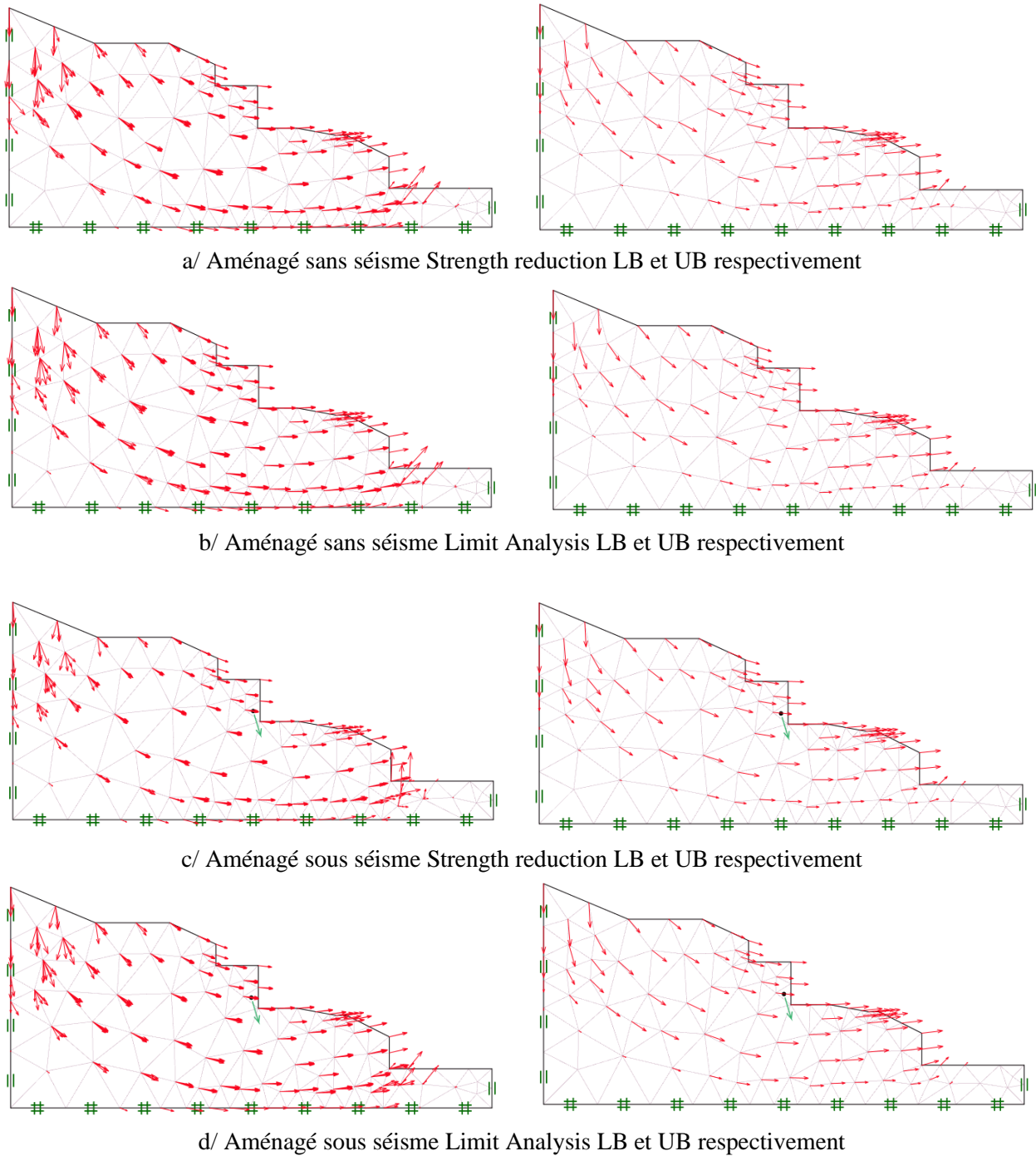


Figure 4.10. : Positions de la surface de glissement critique pour le talus aménagé

Le versant naturel est stable sous chargement gravitaire seul est pratiquement stable même en présence d'un séisme de zone d'intensité maximal ($k_h=-0,125g$ et $k_v=0,0375$).

4.4. Justification des fondations superficielles :

L'analyse de la stabilité du site nécessite le calcul de la capacité portante des fondations et la vérification de la stabilité d'ensemble.

La fondation est ancrée soit dans la couche de schiste altéré ou dans la couche de schiste compact selon la position dans le site.

Le cas le plus défavorable est celui d'une fondation en béton ($\gamma=23\text{kN/m}^3$), de largeur $B=2\text{m}$, ancré à une profondeur $D=1,50\text{m}$ dans la couche de schiste compact ($\gamma=19,5\text{kPa}$; $c_u=0,2\text{MPa}$ et $\varphi=9^\circ$), le modèle choisi est représenté sur la figure 4.11.

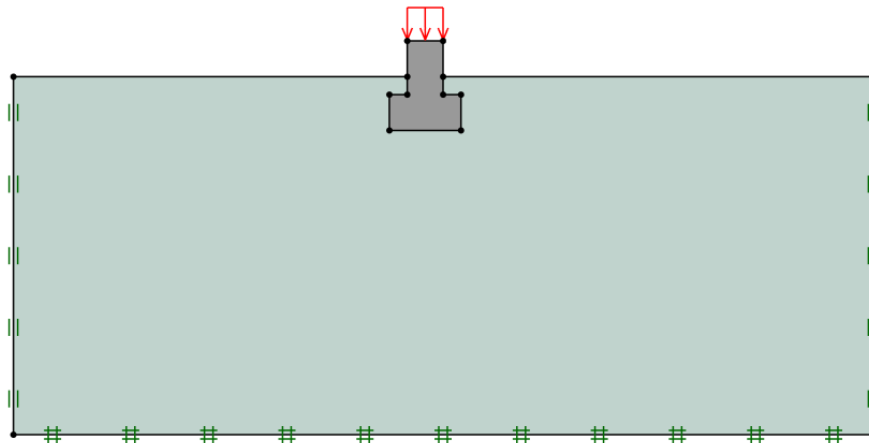


Figure 4.11. : Modèle numérique de la fondation étudiée

Le calcul de la capacité portante se fait en une seule phase par la méthode de l'analyse limite "**Limit Analysis**", implémentée dans le logiciel OptumCE.

La méthode de l'analyse limite consiste à déterminer par un calcul simple et rapide deux bornes de la charge ultime à la rupture :

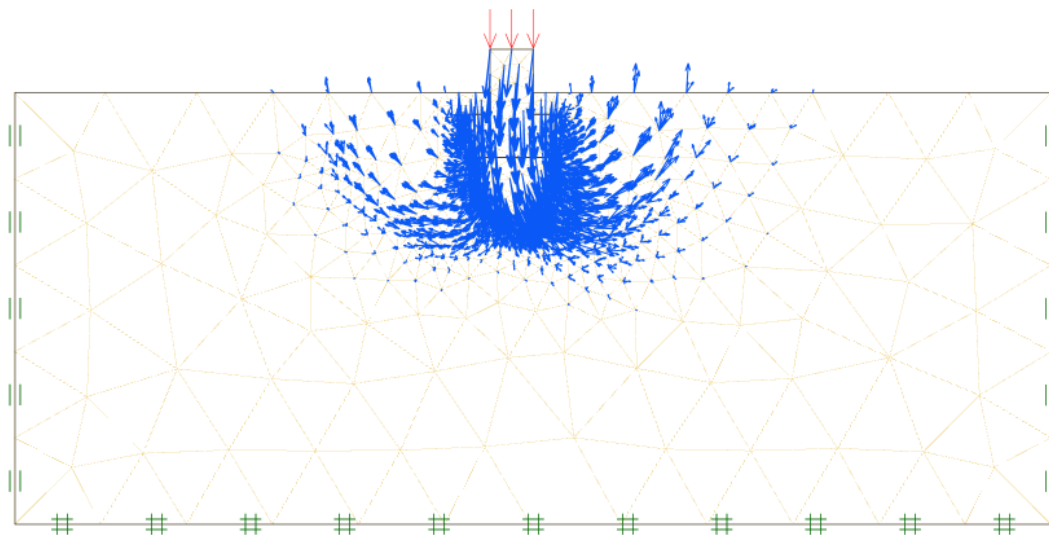
- Lower Bound ou limite inférieure (valeur par défaut).
- Upper Bound ou limite supérieure (valeur par excès).

En l'absence d'une nappe phréatique selon le rapport de sol, les calculs de la capacité portante se font pour sous chargement gravitaire seul.

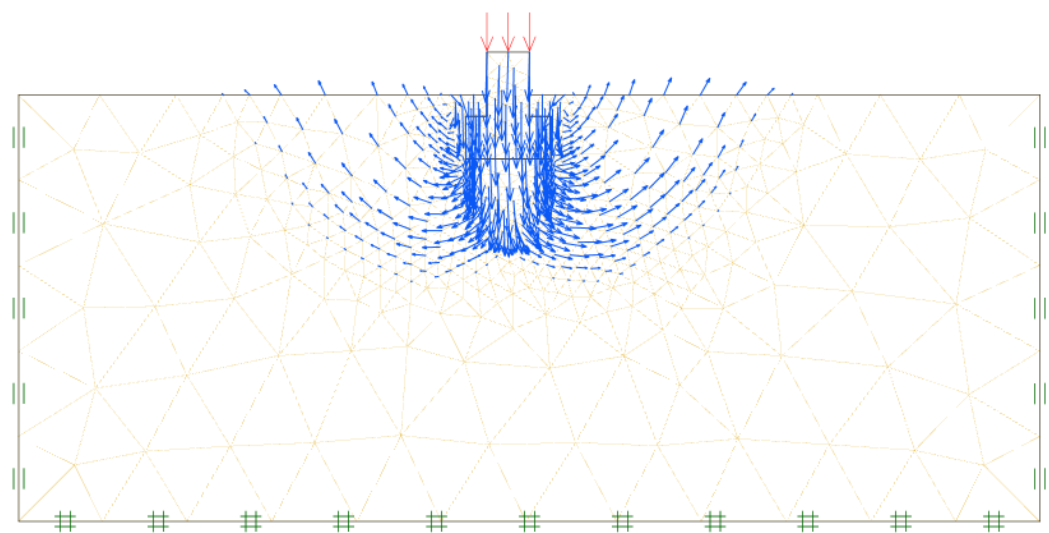
4.4.1. Calcul de la capacité portante:

Le calcul de la capacité portante par la méthode "**Limit Analysis**" sous chargement gravitaire seul a donné les valeurs de la charge ultime à la rupture, suivants (figure 4.12):

- la charge ultime à la rupture Lower= 361 kPa
- la charge ultime à la rupture Upper= 4017 kPa



a/ Borne inférieure $q_l=3611\text{kPa}$



b/ Borne supérieure $q_l=4014\text{kPa}$

Figure 4.12. : Mécanisme de rupture de la fondation étudiée

La valeur de la charge ultime de rupture est :

$$3611 \leq q_u \leq 4014 \text{ kPa}$$

La valeur moyenne de la charge ultime de rupture est :

$$q_{l, \text{moyenne}} = 3812\text{kPa}$$

La valeur moyenne de la capacité portante admissible pour un facteur de sécurité égal à deux, est :

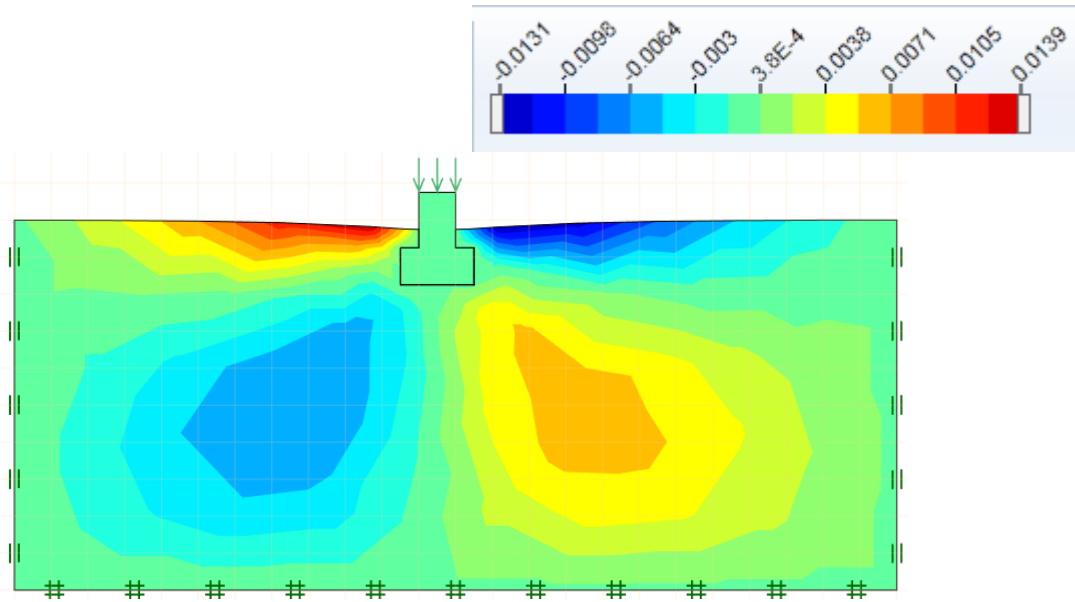
$$q_{ad} = 1290 \text{ kPa}$$

en dimensionnent les fondations, la pression transmise au sols ne doit pas dépasser 1mPa.

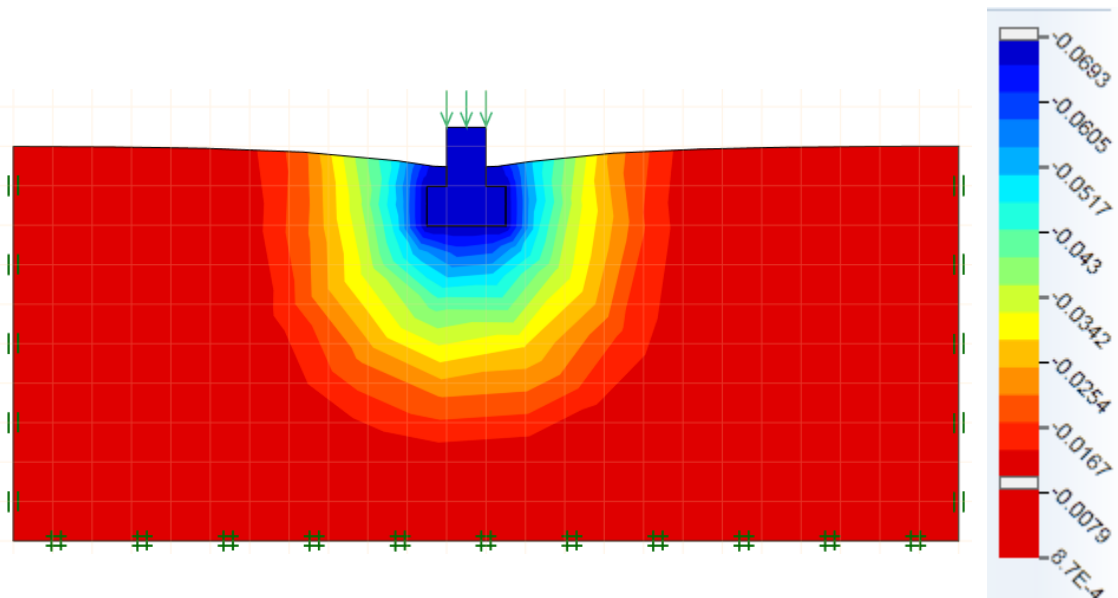
4.4.2. Déplacements sous la fondation

Une analyse de type élastoplastique de la fondation sous une charge de 500kPa a permet de déterminer les déplacements sous la fondation :

- Les déplacements horizontaux, varient entre 0 et -1,3 cm à gauche et entre 0 et 1,4cm à droite de la fondation comme représentés sur la figure 4.13.a/.
- Les déplacements verticaux, varient entre 0 et -7 cm vers le bas de la fondation (tassement) comme représentés sur la figure 4.13.b/.



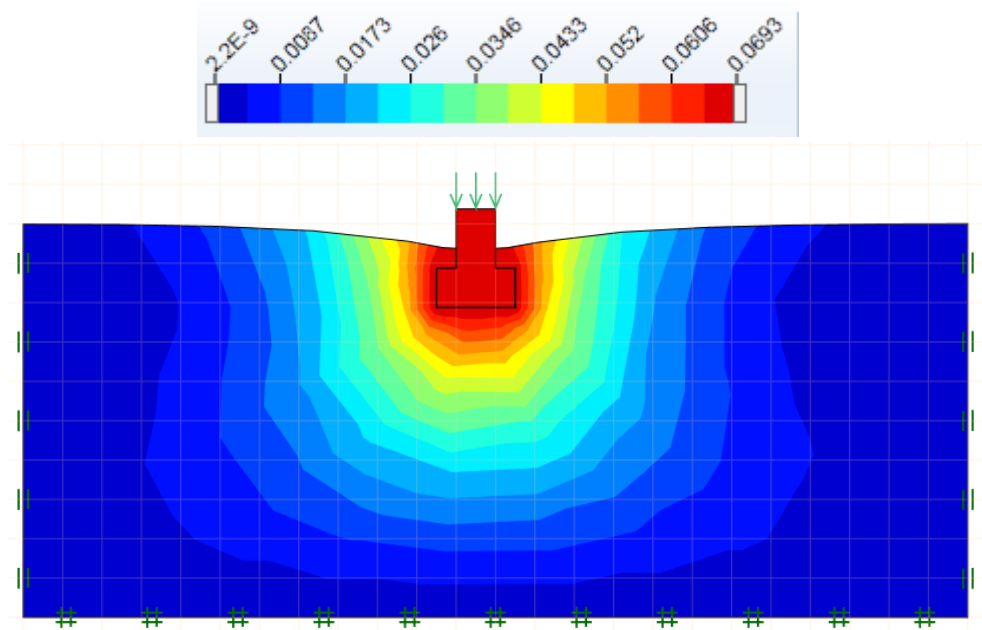
a/ déplacement horizontal (cm)



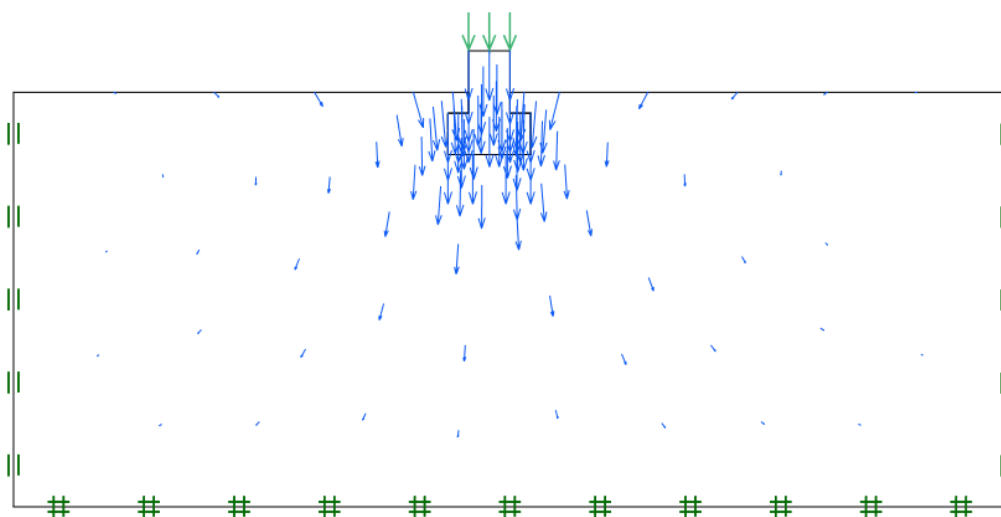
b/ déplacement vertical (cm)

Figure 4.13. : Déplacement horizontaux et verticaux sous la fondation

Le déplacement total maximal est de 7cm, comme représentés sur la figure 4.14.a/ pour la représentation dégradée en valeur absolue la figure 4.14.b/ pour la représentation en vecteur.



a/ déplacement totaux en valeur absolue (cm)



Results are current
Max Stress: 404.3 kPa | Max Strain: 0.01566 | Max Displacement: 0.06928 m

b/ déplacement totaux en mode vecteur

Figure 4.14. : Mécanisme de rupture de la fondation étudiée

4.4.2. Vérification de la stabilité d'ensemble

La vérification de stabilité de l'ensemble consiste à étudier la stabilité au glissement de la fondation au bord du talus aménagé.

a/ Profil retenu :

Le profil retenu pour l'analyse du talus aménagé et chargé est constitué d'une seule couche de Schiste et phyllade compacts au bord duquel repose une fondation en béton armé, comme schématisé sur la figure 4.15.

L'effet de la fondation est simulé par une charge uniformément répartie qui prend plusieurs positions une intensité qui oscille autour de la capacité portante déterminé auparavant.

Nous avons évoqué plusieurs cas mais nous n'exposons que quelques résultats du comportement de la fondation au bord du talus central.

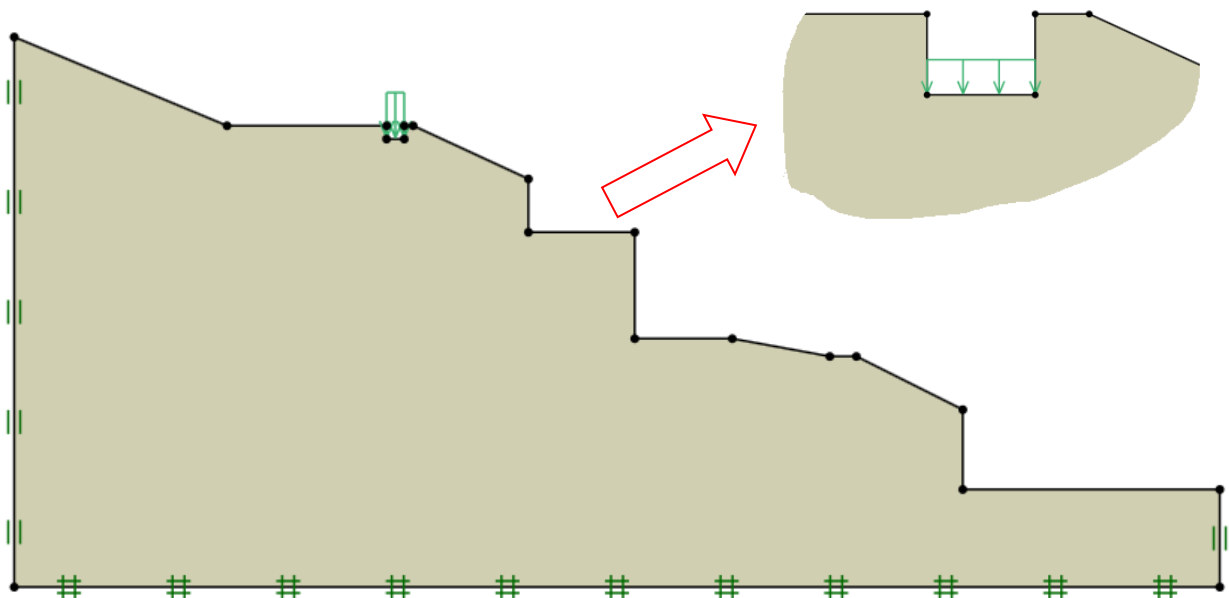


Figure 4.15. : Profil de la fondation au bord du talus principal et détails de la fouille

b/ Résultats du calcul :

On a soumis le talus aménagé à une charge fixe q , type défavorable et permanent. Pour $q=850\text{kPa}$ et $q=500\text{kPa}$ respectivement, les valeurs du coefficient de sécurité par la méthode de réduction de la résistance au cisaillement sont encadrées dans le tableau 4.9. :

Tableau 4.9. : Valeurs du coefficient de sécurité de l'ensemble par la méthode SR

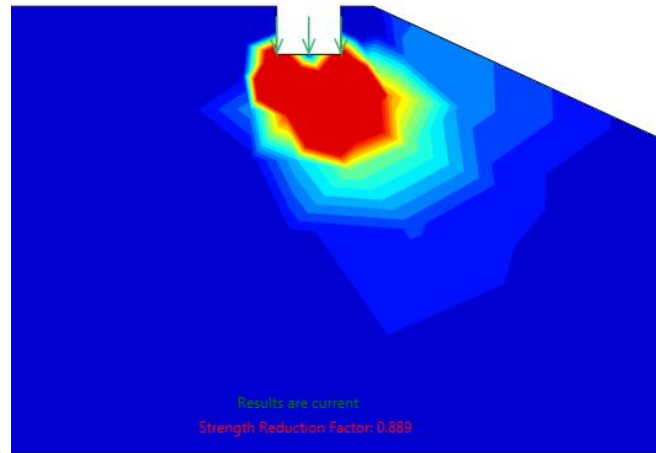
		$q= 850\text{kPa}$	$q= 500\text{kPa}$
Limite inférieure	LB	1,262	1,422
Limite supérieure	UB	1,601	1,594
Valeur moyenne		1,431	1,508

On distingue trois cas :

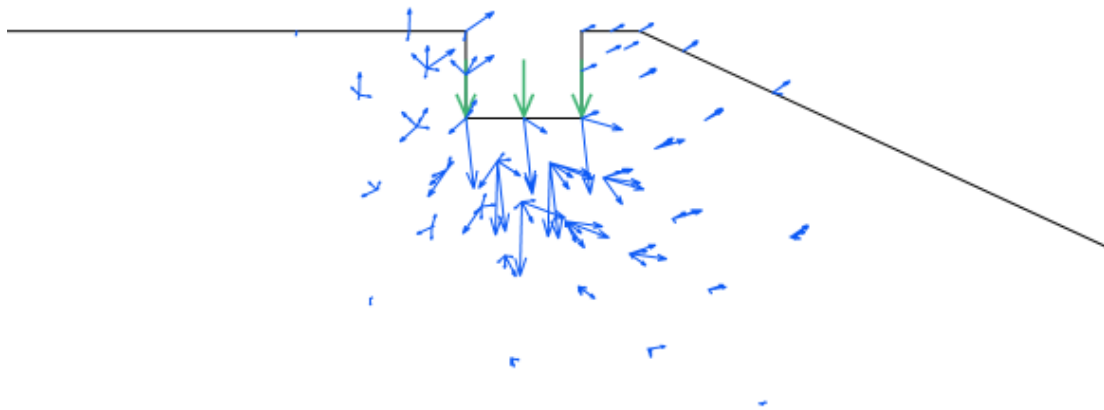
- $q=1250\text{kPa}$ le versant est instable, il y a une zone locale de l'excavation, la borne inférieure du coefficient de sécurité est $F=0,89$ (figure 4.16.a)

- $q=850\text{kPa}$ malgré que la stabilité au glissement est assurée ($F=1,262$), la rupture est locale sous la fondation.

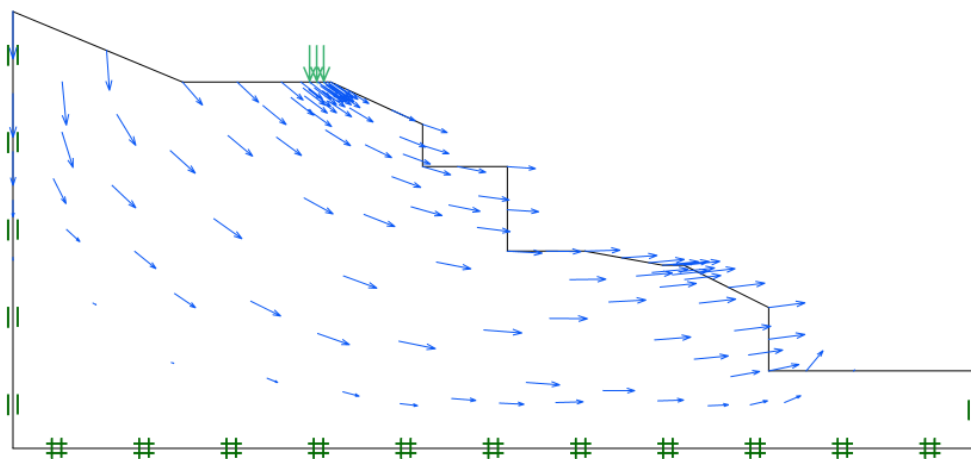
- $q=500\text{kPa}$ les déplacements sous la fondation sont admissibles, la stabilité d'ensemble est assurée ($F=1,508$) comme schématisé sur la figure 4.16.b/.



a/ déplacement locaux sous la fondation



b/ représentation en mode vecteur du mode de rupture de la fouille



c/ représentation en mode vecteur du mode de rupture du talus

Figure 4.16. : Profil étudié de la fondation au bord du talus central

4.5. Synthèse

La stabilité du versant naturel a été vérifiée par les deux méthodes "Strength Reduction Analysis et "Limit Analysis" implémentées dans le logiciel OptumG2.

Après aménagement le talus est stable même en présence d'un séisme d'intensité maximal correspondant à un ouvrage d'importance vitale en zone IIa.

La fondation a été justifiée par le calcul de la capacité portante ultime qui confirme que le sol est compact.

Le déplacement vertical maximal (tassement) sous une surcharge de 500kPa est de 7cm, le déplacement horizontal est de 1,4cm vers les deux sens à gauche et à droite de la fondation, donc ils sont acceptables.

L'analyse de la fondation au bord du talus principal montre que la stabilité de l'ensemble est vérifiée car le facteur de sécurité moyen par la méthode de la réduction de cisaillement est $F=1,51$.

Pour une surcharge qui dépasse 850kPa il y a soit une rupture locale sous la fondation du fait que les déplacements sont inadmissibles ou une instabilité de l'ensemble.

CONCLUSION GENERALE

Les mouvements de terrain peuvent être déclenchés par des processus naturels comprennent l'érosion à la base des pentes sous l'effet des vagues ou des cours d'eau, la pression accrue de l'eau interstitielle dans le sol, résultant de pluies trop abondantes ou de la fonte des neiges ; les séismes.

Les modifications apportées par l'homme à son milieu représentent un facteur important qui favorise l'instabilité des pentes. Parmi les exemples courants, on note les changements au régime de drainage par le déboisement, l'irrigation ou la modification de cours d'eau ; la surcharge des pentes ou le blocage du drainage; l'accentuation de la pente par des travaux de déblai.

Grâce à l'avis d'experts et à une planification rigoureuse, les communautés peuvent identifier les pentes instables et limiter ou réglementer le développement dans une zone à risque. La planification permet d'implanter des résidences, des écoles, des hôpitaux, et des routes de manière sécuritaire, à l'écart de zones susceptibles d'être instables.

De nombreuses méthodes ont été mises au point afin de réduire les risques de glissement de terrain. Ces méthodes comprennent l'amélioration du drainage en surface ou souterrain, la réduction de l'inclinaison de la pente, l'excavation permettant de réduire la charge au sommet de la pente, ou l'installation de couvertures rigides (par exemple du ciment) sur des parois de falaises qui se désagrègent.

Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ou de déviation ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles.

Grace à l'outil numérique utilisé, à savoir le logiciel OptumG2, on a pu analyser la stabilité générale du versant par deux méthodes « la réduction de la résistance » et « l'analyse limite » implémentées dans le logiciel OptumG2 et en prenant en compte les différents cas de chargement possible. Selon les calculs effectués, on constate que les deux méthodes donnent les mêmes valeurs en moyenne du facteur de sécurité.

Avant et après aménagement du site, le versant est stable sous l'effet des du chargement gravitaire même présence du séisme maximal selon la classification de la zone d'étude par le règlement parasismique algérien en vigueur RPA99.

La capacité portante calculée confirme que le sol d'assise est compact, les tassements sont de l'ordre de sept centimètres, les déplacements horizontaux sont minimes et la stabilité de la fondation au bord du talus principal est jugée, ce qui nous permet de conclure que le choix de la fondation est justifié et par la suite tout le site est stable.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFFPS (2003). Le séisme du 21 mai en Algérie. Rapport de mission de l'association Française du Génie Parasismique.

Bouafia A., (2017) calcul pratique des fondations et des soutènements, édition OPU.

BOUAFIA ALI ET NABILA AIT-IKHLEF (2005), Behaviour of a shallow foundation near a slope - Practical investigation.

BOUASSIDA M. (2009). Limit Analysis of rigid foundations on floating Columns, international journal of Geomechanics.

BOURDEAU C. (2005). Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques : Apport de la modélisation numérique. Thèse de Doctorat à l'école des mines de Paris.

B. BNCMPAIN ET J.-P.SAUTY, Evaluation de la stabilité des pentes, utilisation d'abaques, BRGM, 1975.

BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 211 - SEPTEMBRE-OCTOBRE 1997 - RÉF. 4134 - PP. 53-72

D. ROUSSE, (1975), lot Simulation des tassements des sols selon la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, BRGM

DTU 13.12 (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. CSTB

FRANK, R (1998). Fondations Superficielles. Techniques de l'ingénieur, C 246

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru.

MABROUKI, A., BENMEDDOUR, D., Frank, R. et Mellas, M. (2010). Etude Numérique de la Capacité Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur

OPTUMG2 (2018). Optum computational engineering. Geotechnical analysis software, Academic version 2018.07.28. K. Krabbenhoft, ed. Copenhagen, Denmark. Available from: www.optumce.com.

OLIVIER COMBARIEU, Capacité portante des fondations superficielles Pressiomètre et essais de laboratoire.

P ECKER A. Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.

RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A. (1974). Calcul de la stabilité des pentes en rupture non-circulaire, Rapport de recherche des LPC 36.

RPA 99 VERSION (2003). Règlement Parasismique Algérien.

S ALENÇON J. (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. France : Presses de l'ENPC.

V INCENT Robitaille et Denis Trmblay (1997), Mécanique des sols, théorie et pratique, bibliothèque national du Québec, 652 pages

Y ELLES-CHAUCHE A. (1993). Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie Equipement n° 07, 93.

BRAHMI Narimane (2020), Analyse probabiliste et numérique de la capacité portante des fondations superficielles, Doctorat en Géomécaniques et Ouvrages en Interaction Université Mohamed Khider –Biskra.

BRAHMI Narimane (2015), Modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'une pente, PFE Master2 Université Mohamed Khider –Biskra.