

## *Principales Notations et Abréviations*

---

Symboles	Définitions
TBM	Tunnel Boring Machine.
MC	Mohr Coulomb.
MEF	Méthode des Élément Finis.
$S(x)$	tassement vertical à l'abscisse $x$
$S_{max}$	tassement maximum en surface
$i$	abscisse du point à partir de l'axe de symétrie vertical de tunnel.
$x$	représente la distance au centre de la cuvette
$\beta$	penne de la cuvette de tassement
$\psi$	L'angle de dilatance
$u(z)$	déplacement à la profondeur $Z$
$U_y$	déplacement vertical
$U$	déplacement total
$D$	diamètre du tunnel.
$C$	Cohésion du sol.
$F_s$	coefficient de sécurité
$E$ (bar)	module de young
$\gamma_d$	Le poids volumique sec (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_h$	Le poids volumique humide (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	Le poids volumique sature (kN/m <sup>3</sup> )
$K$ (m/s)	La perméabilité de sol
$K_0$	coefficient de poussée de terre au repos.
$EA$	Rigidité normale (kN/m)
$EI$	Rigidité de flexion (kN.m <sup>2</sup> /m)
$R_c$ (bar)	La résistance à la rupture en compression simple

# TABLE DES MATIÈRES

---

RÉSUMÉ .....	IV
ABSTRACT .....	V
ملخص .....	VI
LISTE DES FIGURES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX .....	X
PRINCIPALES NOTATIONS ET ABREVIATIONS .....	XI
TABLE DES MATIERES .....	XII
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
 Chapitre 1. OUVRAGES SOUTERRAINS- CONCEPTS DE BASES	
1.1 INTRODUCTION.....	5
1.2 DIFFÉRENTES CATÉGORIES SOUTERRAINES.....	6
1.3 NOTIONS DE BASES DES OUVRAGES SOUTERRAINES .....	7
1.3.1 Les ouvrages à faible profondeur .....	7
1.3.2 Les ouvrage à grande profondeur .....	7
1.4 RISQUES LIÉS AUX INSTABILITÉS DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	8
1.4.1 Les Effondrements.....	9
1.4.2 Les désordres .....	10
1.4.3 Les inondations.....	11
1.4.4 Les tassements en surface .....	12
1.5 STATISTIQUES SUR LES PHÉNOMÈNES D’INSTABILITÉ .....	14
1.6 CHOIX DES TECHNIQUES DE CREUSEMENTS D’UN TUNNEL.....	15
1.6.1 Creusement à l’explosif .....	16

1.6.2	Technique de creusement mécanisé.....	18
1.6.3	Machines de creusement des tunnels .....	18
1.7	CREUSEMENT DANS LES TERRAINS MEUBLES .....	21
1.8	CONCLUSION .....	22

## Chapitre 2. GENERALITES SUR LES TERRAINS EN PENTES

2.1	INTRODUCTION.....	24
2.2	DEFINITION DES MOUVEMENTS DES TERRAINS .....	24
2.3	CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.....	25
2.3.1	Écroulements .....	26
2.3.2	Coulées boueuses .....	26
2.3.3	Mouvements du fluage.....	27
2.3.4	Les glissements.....	27
2.4	LA STABILITÉ DES PENTES .....	30
2.5	NOTION DE FACTEUR DE SECURITE .....	31
2.6	MÉTHODES DE CALCULS DE STABILITÉ DES PENTES.....	33
2.7	METHODE DE CONFORTEMENT .....	36
2.7.1	Approche douce .....	37
2.7.2	Approche dure .....	39
2.8	CAS D'ÉTUDES DE TUNNEL SOUS UNE PENTE .....	42
2.9	CONCLUSION .....	43

## Chapitre 3. ETUDE NUMÉRIQUE ET PARAMÉRIQUE DU CREUSEMENT DES TUNNELS EN TERRAIN EN PENTE

3.1	INTRODUCTION .....	46
3.2	APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL PLAXIS V 8.2 .....	46
3.3	PRÉSENTATION DU MODÈLE CALCUL.....	47
3.3.1	Définition du modèle de référence .....	48
3.3.2	Modélisation par éléments finis- Maillage retenu .....	49
3.4	ETUDE PARAMÉTRIQUE .....	51
3.4.1	CHANGEMENT DE LA POSITION HORIZONTALE DU TUNNEL.....	51
3.4.2	CHANGEMENT POSITION VERTCALE DU TUNNEL POSITION (x=10D, y=2D)...	59
3.4.3	Résultats et discussions vis-à-vis les distances horizontale et verticale .....	59
3.4.4	Changement de l'angle de la pente « $\beta$ ».....	60
3.5	CONCLUSION.....	65
	CONCLUSION GÉNÉRALE .....	66
	BIBLIOGRAPHIE .....	70
	ANNEXE 1 .....	72
	ANNEXE 2 .....	73



# INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'engouement pour l'espace souterrain s'est accru à la fin du siècle dernier dans la mesure où il répond bien à l'évolution sociétale actuelle. Les tunnels permettent en effet un important gain de place et une diminution des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles, critères de première importance en zone urbaine, et sont inhérents à la traversée de zones de topographie difficile, comme par exemple les terrains en pente qui se considèrent comme un problème de grand intérêt pour les géologues et les géotechniciens, tant praticiens que chercheur et exigent des études assez approfondies. En plus associés à d'autres ouvrages (Tels que routes, barrages, canaux, tunnels, etc.) les problèmes liés à ce type de terrain se multiplient.

En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables, et peuvent avoir des conséquences néfastes sur les ouvrages avoisinants dont l'impact économique est assez important. Ceci dit ces constatations deviennent plus dangereuses dans le cas des ouvrages souterrains et plus spécifiquement les tunnels.

Ce travail de mémoire, intitulé « la stabilité des excavations souterraines sous les terrains en pente » s'inscrit dans le cadre l'étude de la stabilité et la faisabilité des ouvrages souterrains dans ce type de terrain. Il est donc impératif que des études soient faites afin de comprendre autant que possible les complexités de cette interaction.

L'objectif de ce travail de mémoire est donc d'évaluer les déformations provoquées par les travaux d'excavation dans cette nature de terrain ainsi que d'estimer le coefficient de sécurité lié à la pente ainsi qu'au tunnel.

Ainsi la structuration de ce mémoire en deux parties est en adéquation avec ces objectifs : après deux chapitres bibliographiques, la modélisation numérique d'un modèle de référence est présentée suivi d'une série d'études paramétriques.

Plus précisément, le premier chapitre de ce mémoire fait un état de l'art des notions de bases sur les ouvrages souterrains, les risques liés aux instabilités de ce type d'ouvrage seront évoqués en parallèle. Ensuite, un bref aperçu sur les techniques et les procédés de creusement des tunnels sera dressé. Dans le deuxième chapitre, il sera question de

présenter une synthèse bibliographique sur les principaux termes et concepts de base des mouvements des pentes, différents aspects seront exposés en parallèle tels que : la classification des mouvements, les méthodes de calculs de la stabilité, le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité des pentes et qui sera évalué dans nos modélisations. Ainsi que quelques méthodes de confortement exposées brièvement après. À la fin du chapitre, un cas d'étude de tunnel construit en terrain en pente sera exposé.

Quant au troisième chapitre, nous l'avons commencé par un bref aperçu sur le logiciel PLAXIS 2D. Ensuite, une analyse numérique s'est focalisée sur l'étude de la stabilité de l'excavation d'un modèle de référence sous une pente en termes de facteur de sécurité et de déformations. Des analyses complémentaires ont été exécutées en supplément au modèle de référence afin d'étudier l'impact de la pente sur la stabilité de l'excavation de tunnel en traduisant les tunnels horizontalement et verticalement. Aussi, il a été question de modifier l'angle de la pente en vue d'étudier son influence sur le comportement du tunnel.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale et des perspectives de recherche dans cette thématique.

# CHAPITRE 1

---

## OUVRAGES SOUTERRAINS- CONCEPTS DE BASES

## Chapitre 1. OUVRAGES SOUTERRAINS- CONCEPTS DE BASES

1.1	INTRODUCTION.....	5
1.2	DIFFÉRENTES CATÉGORIES SOUTERRAINES.....	6
1.3	NOTIONS DE BASES DES OUVRAGES SOUTERRAINES .....	7
1.3.1	Les ouvrages à faible profondeur .....	7
1.3.2	Les ouvrage à grande profondeur .....	7
1.4	RISQUES LIÉS AUX INSTABILITÉS DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	8
1.4.1	Les Effondrements.....	9
1.4.2	Les désordres .....	10
1.4.3	Les inondations.....	11
1.4.4	Les tassements en surface .....	12
1.5	STATISTIQUES SUR LES PHÉNOMÈNES D’INSTABILITÉ .....	14
1.6	CHOIX DES TECHNIQUES DE CREUSEMENTS D’UN TUNNEL.....	15
1.6.1	Creusement à l’explosif .....	16
1.6.2	Technique de creusement mécanisé.....	18
1.6.3	Machines de creusement des tunnels .....	18
1.7	CREUSEMENT DANS LES TERRAINS MEUBLES.....	21
1.8	CONCLUSION .....	22

## Chapitre 1

**OUVRAGES SOUTERRAINS- CONCEPTS DE BASES****1.1 INTRODUCTION**

Un des aspects majeurs de la conception des ouvrages souterrains est de connaître les conditions de stabilité des excavations, La chute des massifs et des roches est un problème courant dans les cavités souterraines surtout dans les milieux rocheux fracturés. En effet l'instabilité dans la structure est causée par l'intersection des discontinuités avec la surface d'une excavation conduit à la formation des blocs susceptibles de se déplacer le long de leurs faces vers le vide. L'analyse du comportement de ces blocs est essentielle pour choisir la direction de l'excavation et dimensionnement de soutènement, comme le précise Lunardi (2008) : « La connaissance du milieu dans lequel on opère, de la réaction du massif suite à l'excavation, du choix de la technique de creusement ainsi que des différents modes de soutènement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain ».

Dans ce chapitre, nous allons citer des notions de bases sur les ouvrages souterrains ainsi, nous pourrons consacrer les risques et les phénomènes liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains Par la suite, nous donnerons un bref aperçu sur les techniques et les procédés de creusement d'un tunnel, en fin nous décrivons la méthode Autrichienne (NTMA) comme Le creusement au tunnelier.



## 1.2 DIFFÉRENTES CATÉGORIES SOUTERRAINES

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels (communication, transport, cavité et stockage...).

Les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers,
- les tunnels de navigation ;

2. Les tunnels de transport :

- Adductions d'eau,
- Galeries hydrauliques,
- Égouts,
- Galeries de canalisations ;

3. Les tunnels et cavités de stockage :

- Garages et parkings,
- Stockages liquides ou gazeux,
- Dépôts.

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer:

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- Les tunnels construits par éléments immergés.

Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

Cette classification est importante lorsque l'on cherche à traiter des conditions d'équilibre de la cavité, car on peut, sous certaines réserves, se ramener, pour les tunnels, à un équilibre à deux dimensions alors que ce n'est généralement pas possible dans le cas des cavités AFTES (1995).

## 1.3 NOTIONS DE BASES DES OUVRAGES SOUTERRAINES

Nous citons ci-après quelques notions de bases sur les tunnels :

### 1.3.1 Les ouvrages à faible profondeur

Un ouvrage souterrain à faible profondeur peut être réalisé de deux façons AFTES (1995):

- En tunnel : soit par attaque ponctuelle ou au tunnelier, on évitera l'explosif, surtout en zone urbaine, car le risque augmente à cette faible profondeur.
- En tranchée couverte : On réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci est ensuite remblayée

Une fois réalisés, ces deux types des ouvrages se distinguent facilement par leur forme, la tranchée couverte ressemble à une boîte rectangulaire, tandis que le tunnel creusé sous terre est arrondi.

Les ouvrages construits en tranchée sont privilégiés dès lors qu'ils sont réalisables (en zone découvert, sous une rue,..). Ils sont en effet plus économiques et moins aléatoires.

Généralement les tunnels peu profonds, creusés dans des terrains meubles et/ou aquifères, sont les « favoris » des tunneliers, qui ont le grand avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements, il est en fait nécessaire lors de la traversée des zones urbaines ou le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments supérieurs. Ils sont les « favoris » des tunneliers qui ont un énorme avantage de pouvoir mieux contrôler des désordres dans les bâtiments sus-jacents.

### 1.3.2 Les ouvrages à grande profondeur

Les tunnels alpins ont apporté de nombreuses informations sur la construction à très grande profondeur (hauteur de couverture supérieure à 1000 m). Les roches qui, à la surface, semblent très résistantes ( $R_c > 150\text{MPa}$ ) peuvent avoir un comportement complètement différents lors de leur traversée Martin (2012)

La convergence enregistrée pour ce type d'ouvrages est de quelques centimètres, voir décimétrique (alors qu'elle est généralement de quelques millimètres) et donc les soutènements doivent être "flexibles".

Dans cette profondeur, il est illusoire de vouloir freiner ces mouvements avec des cintres en métal massif. Pour accompagner les déformations, la fixation de boulons à ancrage ponctuel très rapprochés et à forte ductilité s'est avérée efficace dans certaines situations. Akhavrissy (2010)

## 1.4 RISQUES LIÉS AUX INSTABILITÉS DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS

L'excavation en souterrain notamment dans les cas des tunnels urbains cause des risques spécifiques pendant toutes les phases du projet durant sa construction et son exploitation. Les ingénieurs, les ouvriers, La population et les usagers s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur leurs sécurités.

Les origines des principaux risques rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages sont :

- Les risques géologiques et géotechniques : causés par l'insuffisance des informations obtenus à travers la campagne de reconnaissance et à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement ;
- Les risques hydrologiques : ce type de risque est lié à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet ;
- Les risques d'étude : ça diffère surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géo mécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude.
- Les risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée et aussi à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles ; Chiriotti & al (2004) cité par Idris (2007)
- Les risques opérationnels liés aux accidents et défauts de fonctionnement;

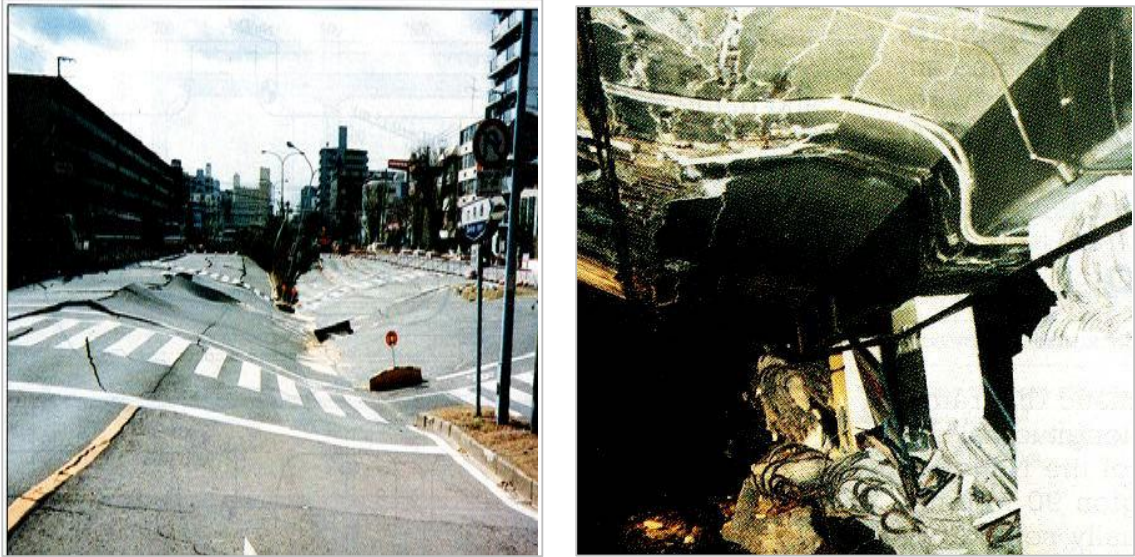
Selon une échelle de gravité des impacts correspondants Valson (2001) expose les instabilités suivantes: Valson & al (2001)

### 1.4.1 Les Effondrements

Les effondrements de terrain représentent une menace tangible pour la stabilité des structures souterraines, surtout pendant la phase de construction. Les effondrements



peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents (figure 1.1).



**Figure 01.1** Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de daikai endommagée par un tremblement de terre japon (1995) & yoshida (1996)

L'association Internationale des Travaux en Souterrains (AFTES) a publié en 2005 les effondrements les plus tragiques des ouvrages souterrains pendant les dix dernières années.

**Tableau 1.1** Effondrements des tunnels en cours des constructions depuis 1994 Heiko (2005) Cité par Idris.J, (2007)

Projet	Pays	Année	Perte (Million US\$)
Heathrow Express	R.U	1994	141
Métro Taipei	Taiwan	1994	12
Métro Munich	Allemagne	1994	4
Métro Los Angels	Etats unis	1995	9
Métro Taipei	Taiwan	1995	29
Hull Yorkshire	R.U	1999	55
TAV Bologna - Florence	Italie	1999	6
Métro Taegu	Corée	2000	24
TAV Bologna - Florence	Italie	2002	12
High Speed Railway	Taiwan	2002	30
Métro Shanghai	chine	2003	80
Métro Singapore	Singapore	2004	Importante
Métro Barcelone	Espagne	2005	Importante
Métro Lausanne	Suisse	2005	Importante
Tunnel de Lane Cove	Sydney	2005	Importante
Métro Kaohsiung	Taiwan	2005	Importante

#### 1.4.2 Les désordres

Les désordres ont des conséquences moins dangereuses que les effondrements. Les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains sont la chute et le glissement de blocs, les éboulements, la fissuration, l'infiltration de l'eau souterraine, le relèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées sur soutènement.

Afin d'évaluer les risques de désordres, certains auteurs proposent une relation qui classifie les dommages selon plusieurs catégories en fonction du degré de sévérité des dégâts et l'extension des dommages (figure 1.2). Burland & al (1974), Burland (1995) et Boscardin & al (1989)



**Figure 01.2** Tunnel de A38 saltash (Royaume-Uni, 1997) fissuration sur les parois Sauer (2004) Cité par Idris (2007).

Le tableau (1.2) donne les classes de désordres selon Cording & Boscardin (1989).

**Tableau 1.2** Les classes de désordres selon Cording & Boscardin (1989)

Catégorie de dommages	Degré de sévérité	Déformation limite en extension
0	Négligeable	0-0.05
1	Très faible	0.05- 0.075
2	faible	0.075-0.15
3	faible	0.15-0.3
4-5	Sévère à très sévère	>0.3

### 1.4.3 Les inondations

C'est le résultat d'une invasion d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou une grande quantité d'eau de pluie, ces phénomènes en résultent d'énormes pertes de matériaux et des arrêts de travail dans les ouvrages souterrains affectés.

L'inondation du tunnel routier de Wushantou, Japon (1992) est un bon exemple. La figure (1.3) montre une partie des dégâts observés après cet accident.



**Figure 1.3** Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, Wang et al (2012) cité par Idris (2007).

#### 1.4.4 Les tassements en surface

Les profondeurs des tunnels et des ouvrages souterrains généralement creusés à de faibles et dans des terrains meubles engendrent, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal ( $S_{max}$ ) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette (Figure 1.4).

- $S(x)$  : tassement vertical à l'abscisse  $x$
- $S_{max}$  : tassement maximum en surface
- $x$  : représente la distance au centre de la cuvette
- $i$  : abscisse du point à partir de l'axe de symétrie vertical de tunnel.

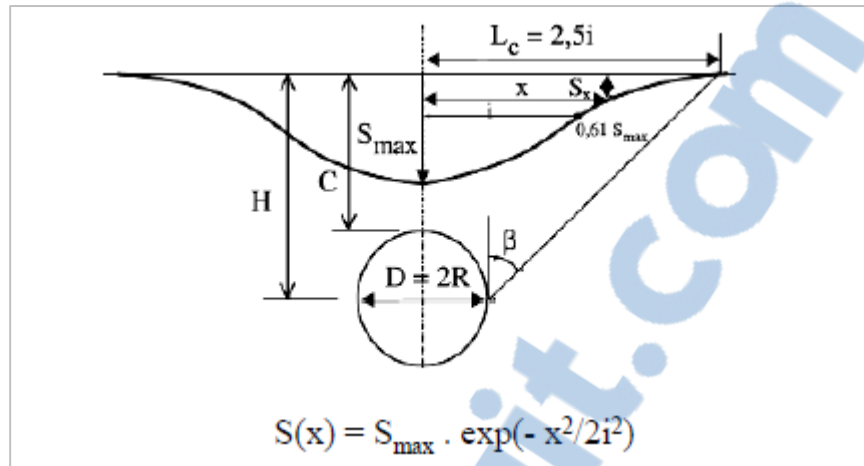


Figure 1.4 Forme de la cuvette de tassement Mair & al (1996)

Afin d'évaluer les déformations provoquées par le tassement, la construction est assimilée à une poutre fléchie qui subit intégralement les tassements et les déformations du sol de fondation.

Comme le montre la figure (1.5) Figure , on distingue plusieurs zones suivant la concavité de la déformation, zone A et zone B.

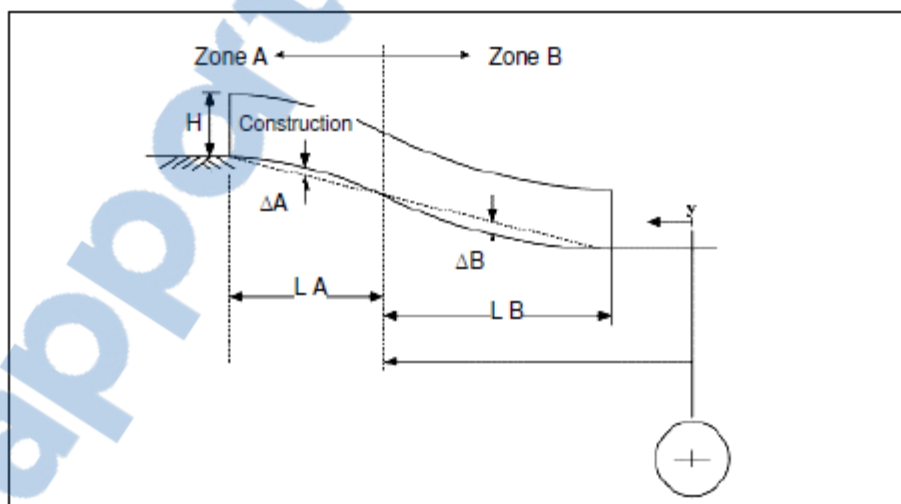


Figure 1.5 Déformation d'un bâtiment dû au tassement provoqué par le creusement d'un tunnel Mair & al (2007)

## 1.5 STATISTIQUES SUR LES PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ

Il s'agit des effondrements, des désordres locaux, des inondations, des convergences (fermeture par fortes déformations) et des tassements en surface. La figure (1.6) montre la répartition des phénomènes d'instabilité selon Idris (2007).

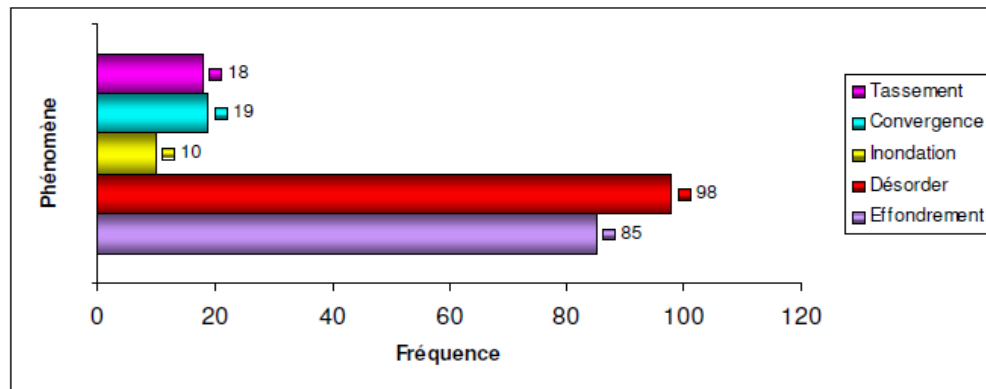


Figure 1.6 Répartition des phénomènes d'instabilité Idris (2007)

À travers cette, on remarque que le désordre et les effondrements sont les deux phénomènes dominants, ils représentent ensemble 80% des individus de la base de données, tandis que les trois phénomènes restants (Convergences, Inondations et Tassement) ne représentent ensemble que 20% du contenu de la base de données.

Il a été constaté que les accidents les plus fréquents pendant la phase d'exécution sont les effondrements, par contre les désordres sont plus fréquents dans la phase de l'exploitation. Tandis que les inondations, les convergences et les tassements apparaissent durant la phase de construction.

Selon les types de méthodes de creusement utilisés (méthodes de l'explosif, méthodes mécanisées et la TBM), la figure (1.7) montre la distribution des cinq phénomènes d'instabilité (effondrements, désordres, Convergences, Inondations et Tassement) Idris (2007)

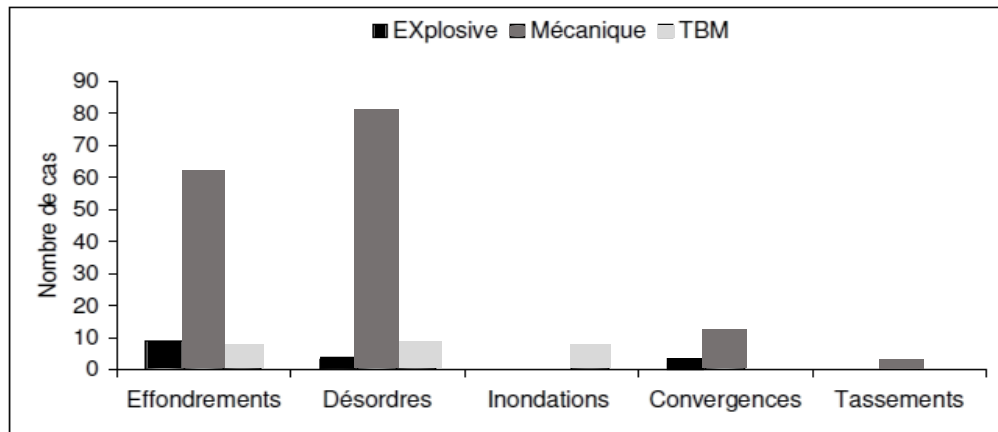


Figure 1.7 Phénomènes et la méthode du creusement Idris (2007)

Nous remarquons que la plupart des problèmes d'instabilité (effondrement et désordres principalement) sont rencontrés dans des tunnels creusés par abattage mécanique.

## 1.6 CHOIX DES TECHNIQUES DE CREUSEMENTS D'UN TUNNEL

Les critères de choix sont nombreux et leur importance relative varie, parmi ces critères : La nature du terrain, Les exigences de l'environnement, Le délai imposé, La nature du matériel existant à l'entreprise.

Le choix est difficile et demande beaucoup d'attention et d'expériences. Néanmoins, on peut dresser le tableau ci-dessous comme d'autres critères de choix :



**Tableau 1.3** Critères de choix pour le creusement des tunnels Gesta (2007)

Critères de choix		Nature de terrain	Matériels	Section du creusement
Méthodes	L'explosif	Toutes les natures de roches	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction du terrain	-
Type de machine	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque globale	Sols homogènes	-	Section circulaire
Type de confinement	Bentonite ou air comprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement pâteux	Terrain hétérogène	-	-
Type de tête de coupe	Couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Molettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

Ci-après on citera brièvement ces techniques de creusements ;

### 1.6.1 Creusement à l'explosif

L'exécution des tunnels situés dans les roches dures nécessite généralement l'emploi des explosifs pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise



roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique (figure1.8).



**Figure 1.8** Jumbo sur le tunnel des pennes-Mirabeau (TGV Méditerranée).  
Doc Eiffage cité par Martin (2012)

C'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal de Languedoc.

Le creusement s'effectue en trois phases successives : Perforation, Abattage, Marinage.

- La perforation se fait aux marteaux perforateurs à l'air comprimé, la longueur des trous de mines est généralement comprise entre 2 et 5 m.
- L'abattage à lieu après chargement des trous de mines avec des explosifs par mise à feu suivant un plan de tire défini.
- Le marinage (l'évacuation des déblais) s'effectue après purge du toit et du front et éventuellement ancrage ou soutènement des blocs instables.
- En site urbain cette méthode ne peut être utilisée que dans les cas où son emploi s'avère strictement nécessaire.

## 1.6.2 Technique de creusement mécanisé

Le souci de réduire certains inconvénients du travail à l'explosif tels que : les risques d'accidents, l'ébranlement de la roche autour de la cavité, les hors profils, les coûts supplémentaires qui en résultent en matière de soutènement a amené les exploitants des mines ainsi que les entrepreneurs à chercher d'autres moyens d'excavation sans l'emploi des explosifs. Ainsi le creusement mécanisé est apparu.

On peut distinguer deux classes de tunneliers selon qu'il s'agit de simples machines de creusement ou de véritables machines de construction de tunnels intégrant les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage finalisé de point de vue génie civil.

L'organigramme qui suit regroupe les principales catégories de tunnelier existantes (figure 1.9).

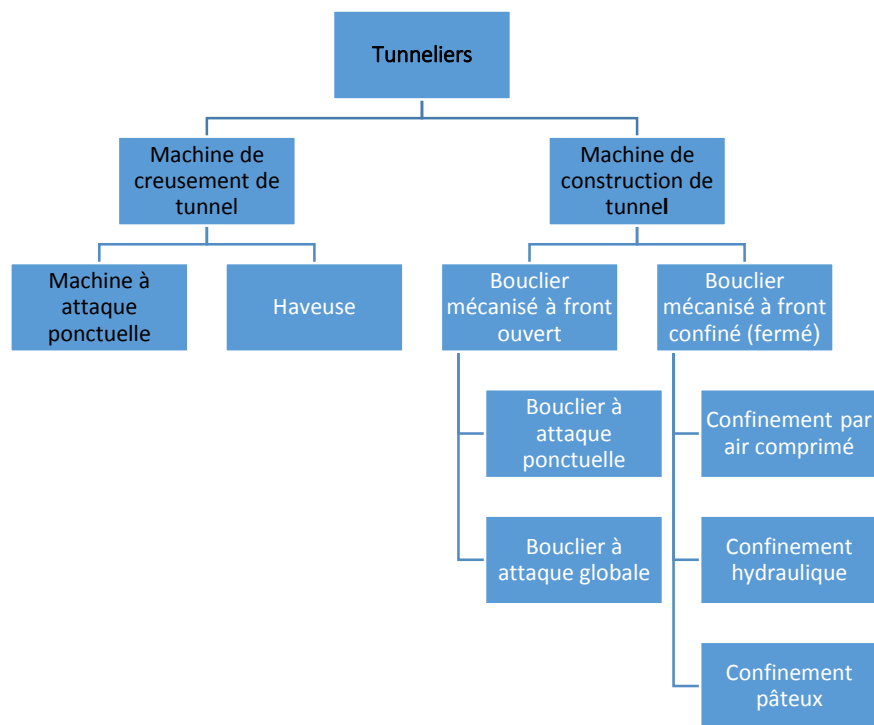


Figure 1.9 Différentes catégories des machines de creusement El Houari (2008)

## 1.6.3 Machines de creusement des tunnels

### 1.6.3.1 Machine à attaque partielle ou ponctuelle

C'est une technique utilisée très fréquemment pour l'excavation de tunnels en roches molles et moyennes ; elle a l'avantage de la possibilité d'adaptation de la section du tunnel à n'importe quelle forme.

Les machines à attaque ponctuelle (Figure ) sont équipées d'un bras excavateur à extrémité du quel est monté un outil (ou tête) d'abattage. Ainsi les géométries de front peuvent-elles être variables. Elles excavent le front de taille par balayage successif du bras excavateur.



Figure 1.10 Machine à attaque ponctuelle CETU (1998)

### 1.6.3.2 La Haveuse

Ce sont des machines de pré-découpage mécanique, essentiellement françaises utilisées avec succès depuis 1974 sur de nombreux chantiers en France, ainsi qu'en Italie.

C'est une méthode qui consiste à réaliser, à proximité immédiate de l'extrados de l'ouvrage, une saignée de 8 à 35 cm d'épaisseur avant même de procéder au creusement du tunnel lui-même.

En terrain dur et stable, les saignées sont réalisées à faible épaisseur (8 à 10 cm) et l'excavation est effectuée à l'explosif ; l'avantage réside en la réduction des vibrations dues à l'explosif, et de la densité des soutènements Gesta (2007).

En terrain tendre, mais cohérent, la saignée est plus épaisse et elle est remplie de béton pour constituer une pré-voûte résistante avant l'excavation du noyau. Dans ce cas le pré-

découpage mécanique permet généralement de réduire les tassements en délimitant les décompressions. À ce titre l'emploi d'une haveuse peut être recommandé lorsque le volume des travaux ne justifie pas l'investissement d'un bouclier mécanisé.

### 1.6.3.3 Machines de construction des tunnels (TBM)

Les tunneliers constituent un outil aujourd'hui irremplaçable pour le creusement d'ouvrages dans des situations géologiques extrêmement diverses. Ils ont complètement transformé l'organisation même de ces chantiers parce qu'ils ont obligé à une analyse plus rigoureuse des tâches de chacun des membres de l'équipe. Ces tâches se sont trouvées à la fois allégées physiquement, mais aussi responsabilisées.

Chaque tunnelier est adapté en fonction de la nature du sol et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser (diamètre, courbure, pentes). Il assure plusieurs fonctions : l'Abattage du terrain, l'Évacuation des déblais (marinage) ainsi que la Mise en place du soutènement.

Les tunneliers les plus spectaculaires connus sous le nom de Tunnel Boring Machine (TBM) sont souvent médiatisés à l'occasion des grands projets de génie civil, principalement dans le domaine des transports. Leur diamètre peut dépasser 10 mètres, mais ce type d'engin est également mis en œuvre pour la réalisation des réseaux d'adduction d'eau, d'égouts, d'enfouissement des lignes électriques à très haute tension, etc. Ces types de réalisation ont des diamètres plus modestes. Pour les percements d'un diamètre inférieur à 1,5 ou 2m on parle de micro-tunneliers.

Les machines de construction de tunnels se distinguent de celles de creusement par le fait qu'elles comportent obligatoirement un bouclier.

Ces machines sont destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois nécessitent un soutènement ou même un revêtement définitif immédiat ; mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun soutènement. En fait, il s'agit de terrains de caractéristiques mécaniques moyennes dont lesquels la pression hydrostatique ou l'irruption brutale de l'eau ne sont pas à craindre, soit que ces conditions existent naturellement ou le terrain a été préalablement traité à cet effet (figure 1.11).



Figure 1.11 Exemple de tunneliers (Hambourg 14.2 m, Berlin 8.9 m) Toan (2007)

## 1.7 CREUSEMENT DANS LES TERRAINS MEUBLES

Depuis une quarantaine d'années, on assiste à un essor important dans le creusement des tunnels à faibles profondeurs dans les sols meubles (lignes de métro, lignes TGV, passages souterrains, canalisations de grandes dimensions). Un essor qui a été accompagné par une utilisation croissante de la technique de creusement par tunneliers pressurisés qui assurent simultanément la stabilité provisoire du front et de l'excavation, puis la mise en place du revêtement définitif, tout en maintenant les mouvements du sol dans des limites acceptables.

En effet, cette technique permet de réaliser des travaux de creusement dans des conditions de sécurité optimales et à des coûts très compétitifs.

Dans ce procédé de construction, on applique une pression au front de taille pour assurer la stabilité des terrains et limiter les tassements en surface, la détermination de cette pression pose certaines difficultés car elle nécessite la résolution d'un problème tridimensionnel faisant intervenir plusieurs facteurs, le comportement non linéaire et irréversible de sols, l'interaction sol-vousoir et sol-jupe, le couplage fluide-squelette... Clough & al (1989), Bouvard & al (1988) cité par Verdier (1991).

## 1.8 CONCLUSION

Les travaux civils en souterrain sont des infrastructures sensibles à plusieurs causes qui peuvent menacer pas seulement la stabilité de ces ouvrages, la sécurité des équipements ainsi que des travailleurs et des usagers, mais aussi la sécurité de l'environnement et des ouvrages implantés au voisinage.

À travers ce chapitre, des notions de bases ont été mis en évidence brièvement, sur les ouvrages souterraines et les instabilités rencontrées pendant leur construction on a cité : les 5 catégories principales ; il s'agit de les effondrements, les désordres, les inondations et bien sûr les tassements.

Dans le chapitre suivant, il sera question de présenter un aperçu sur la stabilité des pentes ainsi que quelques méthodes de calculs avec leurs différentes hypothèses, le but de ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité des pentes et qui sera évalué dans nos modélisations.

## CHAPITRE 2

---

### GENERALITES SUR LES TERRAINS EN PENTES

Rapport-Gratuit.com

## Chapitre 2. GENERALITES SUR LES TERRAINS EN PENTES

2.1 INTRODUCTION .....	24
2.2 DEFINITION DES MOUVEMENTS DES TERRAINS .....	24
2.3 CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN .....	25
2.3.1 Écroulements .....	26
2.3.2 Coulées boueuses .....	26
2.3.3 Mouvements du fluage.....	27
2.3.4 Les glissements.....	27
2.4 LA STABILITÉ DES PENTES .....	30
2.5 NOTION DE FACTEUR DE SECURITE .....	31
2.6 MÉTHODES DE CALCULS DE STABILITÉ DES PENTES.....	33
2.7 METHODE DE CONFORTEMENT .....	36
2.7.1 Approche douce .....	37
2.7.2 Approche dure.....	39
2.8 CAS D'ÉTUDES DE TUNNEL SOUS UNE PENTE .....	42
2.9 CONCLUSION .....	43



## Chapitre 2

**GENERALITES SUR LES TERRAINS EN PENTES****2.1 INTRODUCTION**

La stabilité des pentes naturelles est un problème de grand intérêt pour les géologues et les géotechniciens, tant praticiens que chercheur. Ces problèmes se rencontrent dans la construction des routes, des barrages, des canaux, et bien évidemment des tunnels vu la grande complexité de ce type d'ouvrage même en terrain sans pente.

En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables, et peuvent avoir des conséquences néfastes sur les ouvrages et ses avoisinants dont l'impact économique est assez important.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur les principaux termes et concepts de base des mouvements des pentes, différents aspects seront exposés en parallèle tels que : la classification des mouvements, les méthodes de calculs de la stabilité, le coefficient de sécurité ainsi que quelques méthodes de confortement exposées brièvement.

**2.2 DEFINITION DES MOUVEMENTS DES TERRAINS**

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol sous l'influence de facteur naturel (pesanteur, séisme, agent d'érosion, front des neiges...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassent,...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides selon les mécanismes initiateurs des matériaux considérés et leur structure Olivier (2002)



La figure (2.1) montre un phénomène de mouvement de terrain.



Figure 2.1 Mouvements de terrain (BRESIL) Chiheb & Griou (2018)

### 2.3 CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Plusieurs classifications sont suggérées en raison de la variété des mouvements de terrains, ces derniers peuvent être classés en quatre classes (figure 2.2): Magali (2005)

1. Les écroulements (L'éboulement).
2. Les coulées.
3. Les mouvements de fluage.
4. Les glissements.

Rapport-gratuit.com  
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

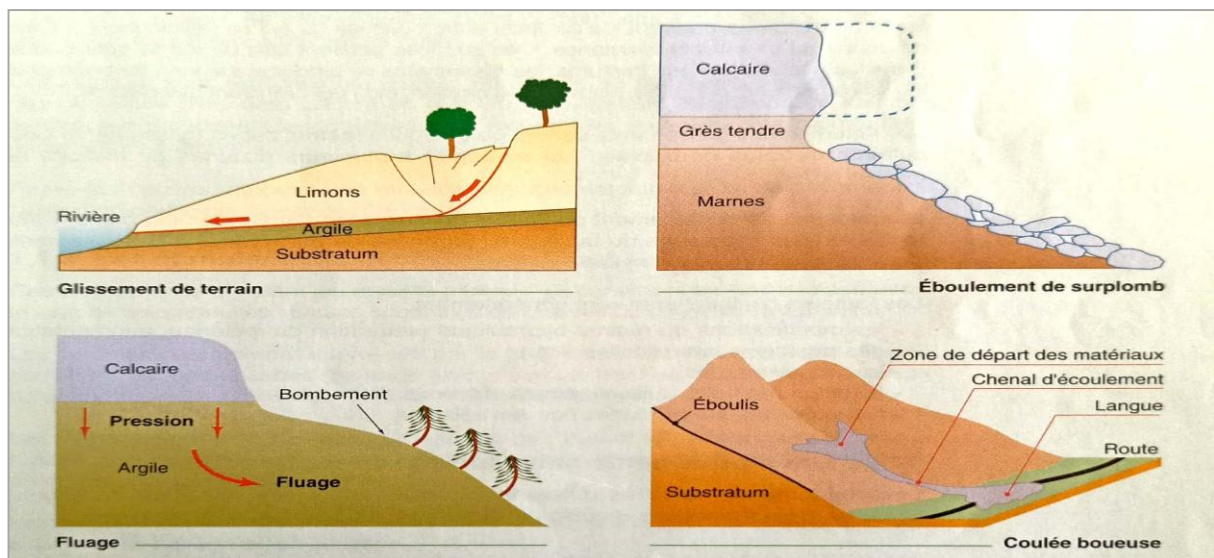


Figure 2.2 Mouvements de terrain LCPC(1998)

Nous allons dans les paragraphes suivants les citer brièvement ; les glissements prendront une place considérable dans ce chapitre vu qu'ils feront l'objet du dernier chapitre.

### 2.3.1 Écroulements

Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de chutes soudaines de masses rocheuses qui se détachent d'une paroi en se désorganisant. Tandis que le terme de pierres est utilisé pour le détachement de quelques unités de volume de moins de  $1\text{dm}^3$  ou des blocs tombants de grande taille. (Reid, 1999).



Figure 2.3 Éboulement sur la route dans les hautes Pyrénées, photo Laurent Dard Julien (2017)

### 2.3.2 Coulées boueuses

Les coulées boueuses sont ces mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain (Figure 2.4).

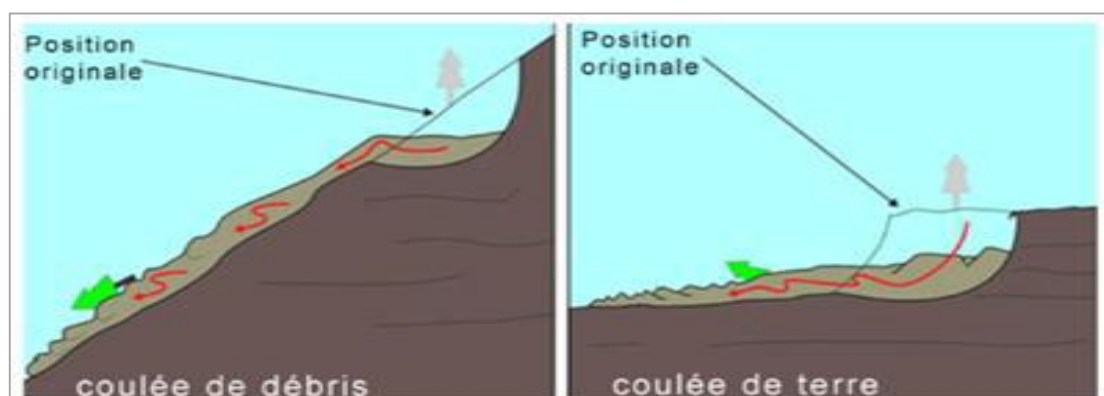


Figure 2.4 Les coulées boueuses Boudlala (2013)

### 2.3.3 Mouvements du fluage

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois, le mouvement se produit généralement sans modifier les forces appliquées (contrainte au glissement), le matériau est en fait soumis à une condition proche de la rupture. Ce type de mouvement peut se stabiliser ou évoluer en rupture.

La figure (2.5) montre le mécanisme de fluage.

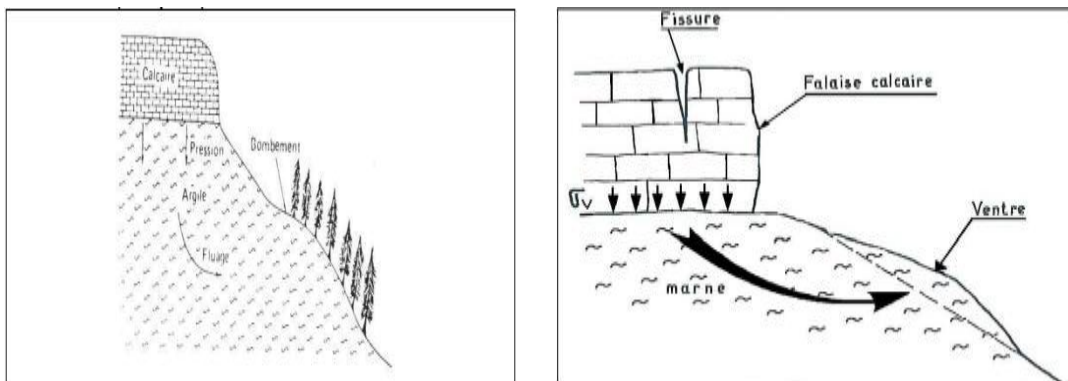


Figure 2.5 Mécanismes du fluage colas & pachou (1976)

### 2.3.4 Les glissements

#### 2.3.4.1 Définition

Un glissement terrain est un déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante (Figure 2.6).



Figure 2.6 Glissement du terrain (Julien. 2017)



### 2.3.4.2 Les types de glissement de terrain

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements (Figure 2.7):

- Glissement plan ou translatif, le long d'une surface plane.
- Glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe.
- Glissement quelconque lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.

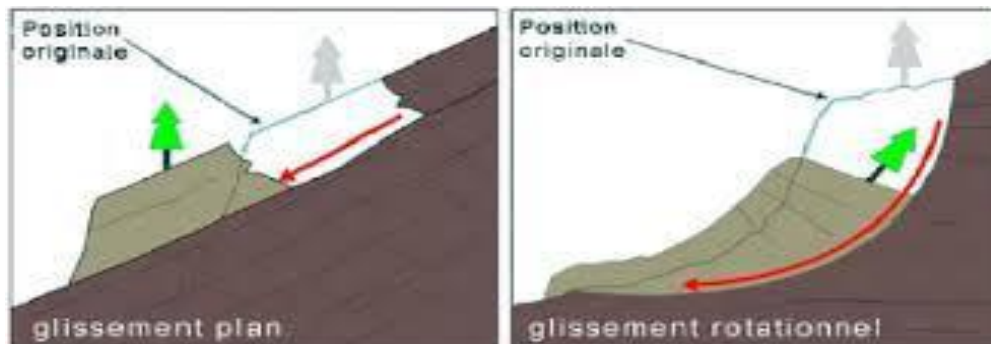


Figure 2.7 Types de glissement de terrain Doumi (2015)

#### 1. Glissement plan ou translatif

C'est un glissement où les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km<sup>2</sup>. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

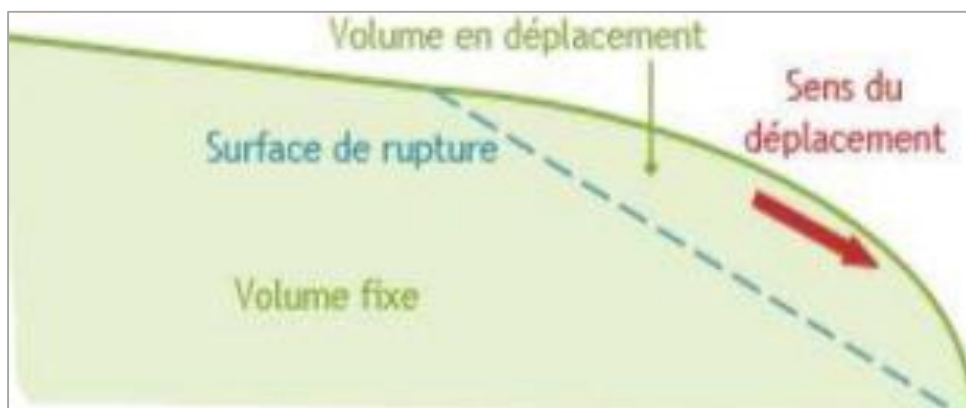


Figure 2.8 Schématisation du phénomène de glissement de terrain plan  
Desodt & al (2017)

## 2. Glissement rotationnel

Les glissements rotationnels sont caractérisés par un basculement de la masse glissée le long d'une surface de rupture circulaire, Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion Julien (2017)

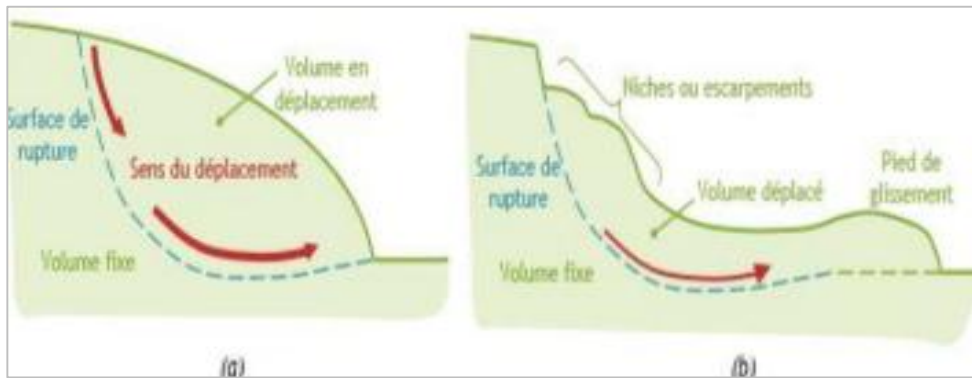


Figure 2.9 Schématisation du phénomène de glissement circulaire Desodt & al (2017)

La (Figure 2.10) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers. On distinguera trois grandes catégories de glissement rotationnel :

- Glissement de pente.
- Glissement de pied.
- Glissement profond.

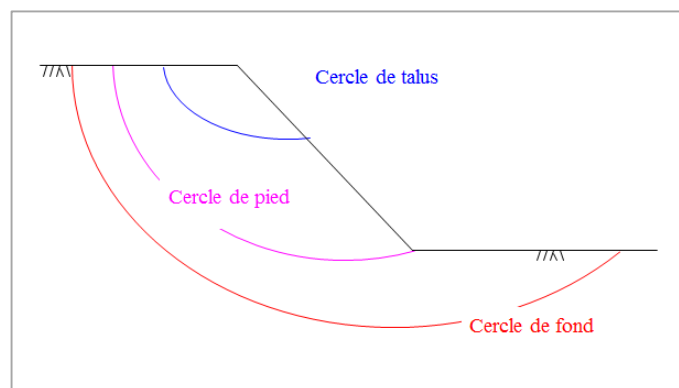


Figure 2.10 Différents types de ruptures circulaires

Ces différents types n'auront pas les mêmes conséquences et leur stabilité dépendra des :

- Moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture.
- Moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants.

### 3. Glissement quelconque

Le mouvement est très similaire au précédent dans son aspect extérieur, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents Ciheb & Griou (2017).

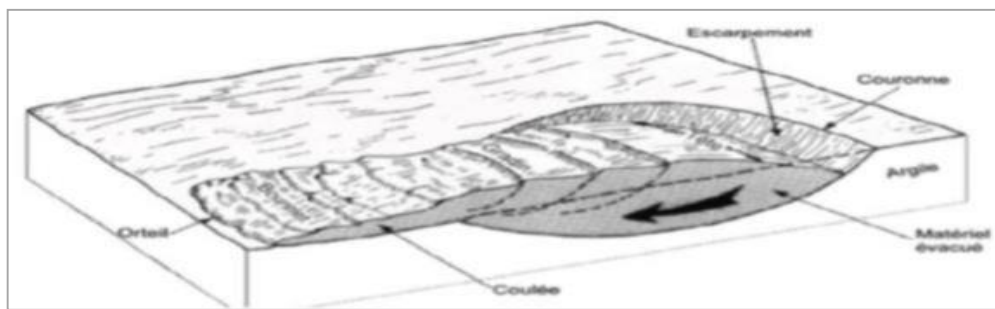


Figure 2.11 Glissement quelconque Cheikh & Djaber (2019)

## 2.4 LA STABILITÉ DES PENTES

Par "stabilité des pentes" on entend l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, soit par des phénomènes naturels -érosion des versants montagneux, tremblement de terre- ou anthropiques -terrassements de déblais, mise en œuvre de remblais, constructions-.

Les mouvements de terrain historiquement connus et répertoriés (PASEK) ont fait de l'ordre de 150.000 victimes. L'un des plus anciens est l'écroulement du Mont Granier, au nord de Chambéry, qui, en novembre 1248, fit entre 1.500 et 5.000 victimes.

Plus récemment, des coulées de boue ont aussi entraîné des pertes humaines (Roquebillière dans les Alpes Maritimes, 17 victimes en 1926, Sanatorium du Plateau

d'Assy, 43 victimes en 1970). Par ailleurs, d'un simple point de vue matériel, les glissements de terrains affectant, soit des zones urbaines, soit des ouvrages routiers ou autoroutiers, nécessitent des réparations dont le coût dépasse souvent le million de francs (2,8 millions à la tranchée de déblai de la Galure sur l'autoroute A7 au sud de Vienne, en 1963, plus d'un million et demi de Francs pour la réparation de la rectification des virages d'Hou Dangeau sur le RN 13 en 1974).

Ils peuvent parfois mettre en cause l'économie de certains projets, surtout ceux qui, pour des raisons diverses, n'ont pas fait l'objet d'études préliminaires suffisantes (Faure, 2001).

Faut savoir que le domaine de la stabilité des pentes est vaste et qu'il est difficile à traiter et le fait de l'évaluer passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors de comparaisons.

Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité.

L'étude géotechnique doit en tenir compte et un retour sur le terrain est parfois souhaitable. Il est aussi possible de raisonner avec une notion de marge de sécurité, qui consiste à définir la valeur limite d'un paramètre de dimensionnement, par exemple la hauteur d'un talus. Une fois bien défini, le coefficient de sécurité se pose la question de sa valeur cible.

Dans le cas des pentes naturelles, une analyse à rebours donnera une valeur de comparaison à ne pas minorer.

Par ailleurs, pour les déblais, avec la définition usuelle du coefficient de sécurité, on visera 1,5 ; mais avec des méthodes en déplacements, on cherchera à atteindre un déplacement acceptable pour la structure envisagée.

Tandis que pour les talus confortés, on recherchera une amélioration d'au moins 20 % du coefficient de sécurité par l'action du confortement.

## 2.5 NOTION DE FACTEUR DE SECURITE

Le calcul de la stabilité des pentes est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : Coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient peut être un rapport de forces, de



moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau (2.1) (Chenafa, 2005).

**Tableau 2.1** Définitions d'un coefficient de sécurité Lambe (1973)

Définition	Formule
Rapport de contrainte	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de force	$F_s = F_{\text{résist}} / F_{\text{motrice}}$
Rapport de moment	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{motrice}}$
Rapport de grandeur	$H / H_{\max}$

En théorie, la pente est dite stable si  $F_s > 1,5$  l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque  $F_s = 1,5$

Mais en pratique le coefficient de sécurité est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Incertitude dans la détermination de l'effet de la fissuration.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Le tableau (2.2) présente les valeurs du coefficient de sécurité  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure Collin & al (2010).

**Tableau 2.2** Les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage Collin & al (2010).

$F_s$	L'état de l'ouvrage
<1	Danger
= 1	Stabilité limite
1,0 – 1,25	Sécurité constable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
>1.4	Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.

Pour un calcul à la rupture en stabilité de pentes, un coefficient de sécurité d'au moins 1,3 est demandé en Génie civil, alors qu'en *Génie minier on se satisfait de 1,1*.

Il faut admettre que cette notion de coefficient de sécurité est très importante : à travers elle, on cherche à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. Cette

simplification n'est pas unique, ce qui ne va pas faciliter le dialogue entre les différentes personnes concernées par la stabilité d'une pente. Faure (2001)

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite ; il peut être aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite. Ce choix est en général inclus dans le choix de la méthode de calcul. Il va dépendre, en partie, de la demande du projeteur et aussi des possibilités de calcul. Ce choix n'est pas sans conséquences car la comparaison entre ces différentes approches n'est pas toujours aisée et les valeurs limites de référence ne sont pas toujours les mêmes.

## 2.6 MÉTHODES DE CALCULS DE STABILITÉ DES PENTES

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées et plus ou moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches et de l'analyse numérique. Little et al, (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution.

L'évolution des différentes méthodes d'analyse numérique ont permis à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente qu'il étudie. L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude.

Les codes de calcul qui traduisent les méthodes nécessitent, pour conduire une analyse, de nombreux paramètres qui sont à évaluer à partir de données toujours insuffisantes. Des hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires pour adapter le cas réel à celui du modèle de calcul.

Il y a ainsi, tout au long de la démarche, de nombreux choix à faire et ces choix ne peuvent être justifiés qu'en fonction d'une bonne connaissance du code de calcul utilisé.

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de

rupture «S», on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure 2.12).

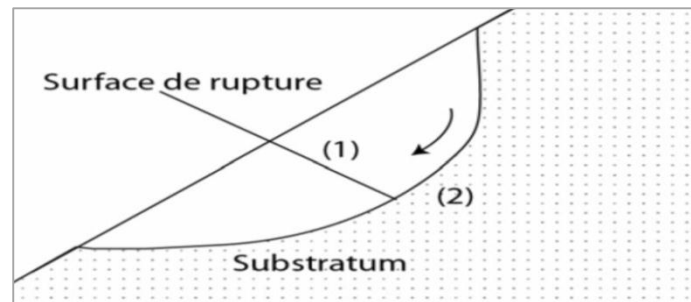


Figure 2.12 Description de la surface de rupture Chenafa (2006)

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des pentes sont :

1. Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
2. Les méthodes probabilistes.
3. Les méthodes numériques.

Ces notions seront citées brièvement dans ce qui suit ;

### 2.6.1 Méthode basée sur l'équilibre limite

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite.

La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches, cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité varie selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contrainte totale à court terme et/ou en contrainte effective à long terme. La précision des calculs dépendra toute fois de la qualité de la définition des paramètres de cisaillement. Le facteur de sécurité est déterminé par calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de



configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programme de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projet Doumi (2015)

### 2.6.2 Méthode probabilistes

Ce sont des méthodes de recherche aléatoires qui explorent et mémorisent le meilleur élément, parmi ces méthodes la plus simple est le type de monte Carlo. Malheureusement, elles sont robustes mais peu efficaces. On leur préfère souvent des méthodes pseudo aléatoires telles que les algorithmes génétiques ou le recuit simulé. Ces procédures d'exploitation utilisent un choix aléatoire comme outil pour guider une exploration intelligente dans l'espace des paramètres codés. Boudlal (2013)

### 2.6.3 Méthodes numériques

Le but principal de la modélisation en géotechnique est la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Elle se base sur plusieurs méthodes, la plus répandue est la Méthode des éléments finis ;

#### 2.6.3.1 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est très utilisée pour modéliser l'amorçage par rupture localisée ou diffuse des glissements de terrains, les modèles qui en découlent sont limités à cette seule initialisation. La trop grande distorsion du maillage rend en effet impossible l'intégration sur de grands déplacements Dufour & al ( 2010)

Elle trouve son application principale dans les milieux continus elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs de comportement des talus instables. Cette méthode permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables et elle peut étudier des milieux à caractéristiques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologique variés : élasticité, plasticité, viscosité....etc.

Les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction ou quand il y a de souci pour des dommages aux structures adjacents Amarouche et Badoud, (2015)

On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. (Talren – Plaxis – Géoslope – Slide – Clara – Flac – Petal...etc.)

a) **GEO-SLOPE** : Logiciel 2D, spécialement utilisé pour les problèmes géotechniques de sols.

b) **PLAXIS** : (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) Logiciel 2D, dédié à la géotechnique pour notre problème, en utilise Plaxis.

## 2.7 METHODE DE CONFORTEMENT

Le confortement des pentes sont des ensembles de méthodes utilisées pour stabilité une masse terrestre instable. Le choix de ces méthodes varie selon les caractéristiques et l'état de chaque site, tels que le type de sol, les conditions de drainage et les surcharges ainsi que les différents couts économiques .Il y a deux principaux types de renforcement basé sur une approche dure et une approche dite douce (Figure 2.13).

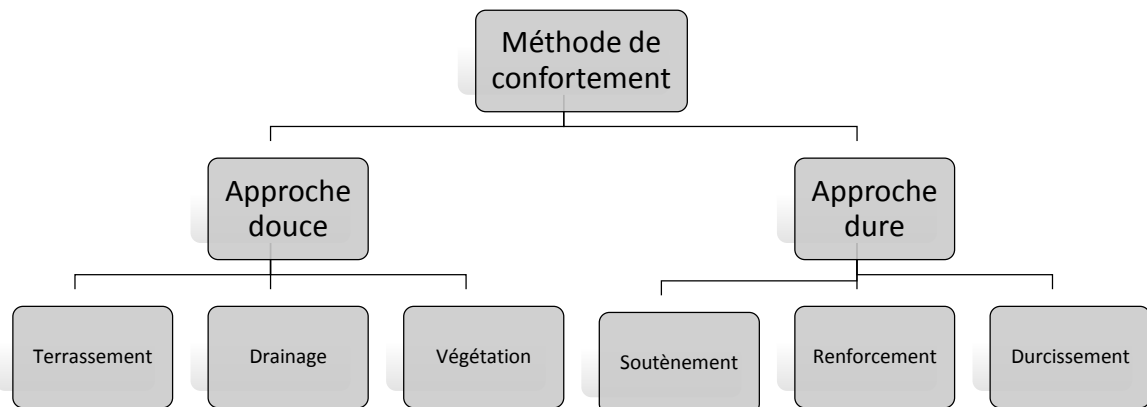


Figure 2.13 Systèmes de parades Bedr, (2008)

### 2.7.1 Approche douce

Cette méthode ne s'attaque pas à la cause des mouvements mais vise à réduire ou arrêter les déformations. Ils sont intéressants dans la situation dans laquelle l'approche souple ne peut pas être mise en œuvre. Une approche douce est définie à l'aide de méthodes naturelles et esthétiques, qui aborde directement les facteurs d'instabilité. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure(2.14) Chafi (2012).

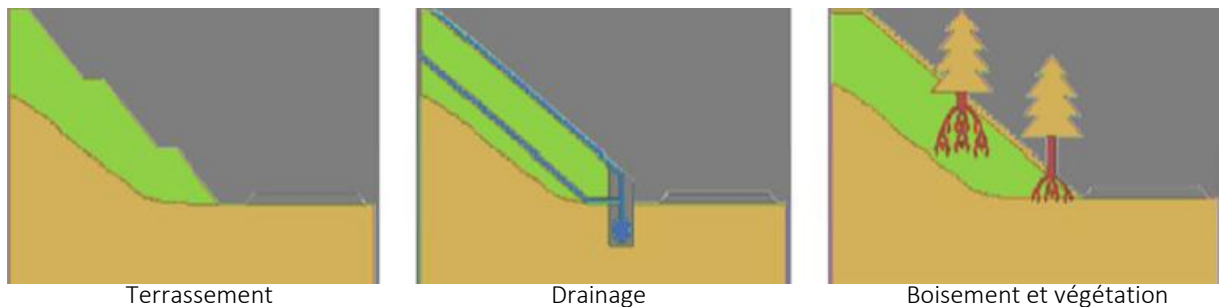


Figure 2.14 5 Les différents méthodes d'approche dure Chafi, (2012)

#### 2.7.1.1 Terrassement

Cette méthode consiste à modifier la géométrie et la morphologie de terrain, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème. On peut distinguer 03 groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

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

#### 2.7.1.2 Drainage

Parmi les causes qui déclenché le glissement de terrain est la présence d'eau, ce qu'il doit faire attention sur la stabilité de la pente. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de démunie l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable. Le succès d'un drainage repose aussi sur son entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc. Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

### 2.7.1.3 Végétation

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilisation des sols, l'enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissées exposées et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement. En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profonde (arbustes et arbres). La végétation est multifonctionnelle, relativement bon marché, autoréparation, visuellement attrayante et ne nécessite pas d'équipement lourd pour son installation. Toutefois, il existe certaines limites. La végétation est sensible à la brûlure et à la sécheresse. Elle est difficile de s'implanter sur les pentes raides, incapables de résister à des affouillements et lentes à s'établir (Figure 2.15).



Figure 2.15 Exemple de végétation Chafi, (2012)

### 2.7.2 Approche dure

C'est une approche définie par l'utilisation des méthodes naturelles qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilité.

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière direct, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés dans la figure (2.16).

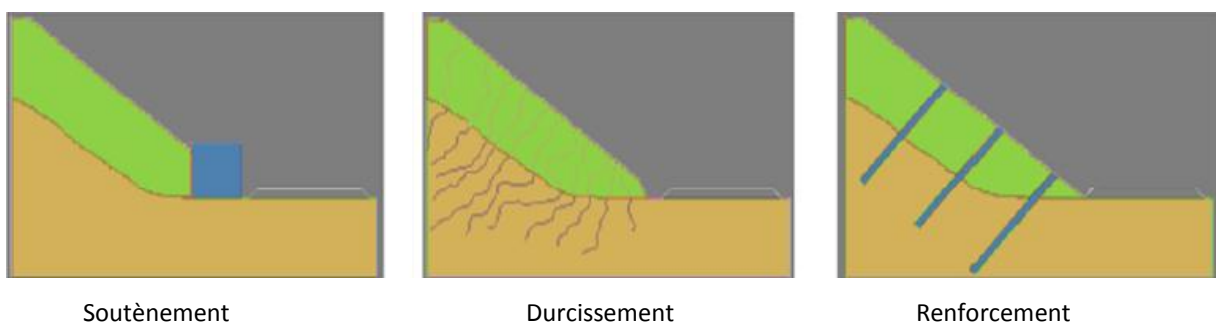


Figure 2.16 Les différentes méthodes d'approche douce chafi, (2012)



### 2.7.2.1 Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides (Figure 2.17) :



Figure 2.17 Mur de soutènement Chammakh, (2015)

Les ouvrages souples: sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacements du sol. Le principe des ouvrages rigides est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement à la poussée des terres qui tendent à le renverser.

### 2.7.2.2 Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades. Parmi ces techniques on cite : Sol mélangé avec le ciment, L'électro-osmose, Traitement thermique, Injection, Pré consolidation.

### 2.7.2.3 Renforcement

Deux techniques seront citées dans cette partie, le renforcement par géo-synthétiques et celui par tirants d'ancrage.

Les géo-synthétiques ont connu un essor considérable dans les domaines de la géotechnique et du génie civil durant ces trente dernières années. De nos jours, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître (Figure 2.18).



**Figure 2.18** 1Renforcement par géo-synthétiques  
(Nemmiche & Ougherb, 2015)

Le principe des tirants d'ancrages consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines(Figure 2.19)



**Figure 2.19** Renforcement par ancrage Chafi (2012)

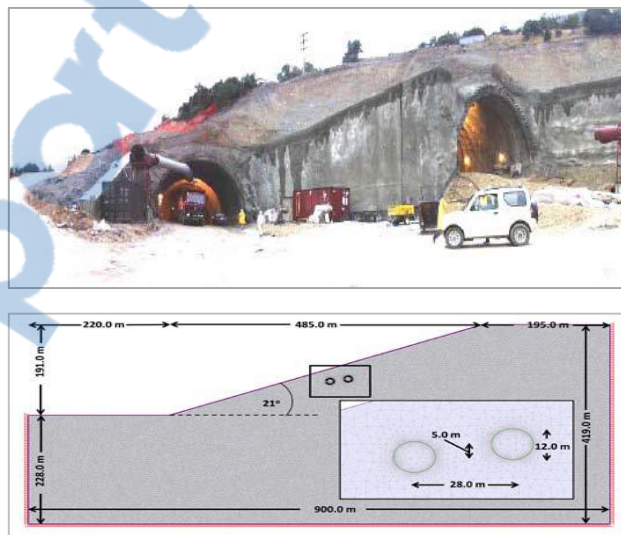
## 2.8 CAS D'ÉTUDES DE TUNNEL SOUS UNE PENTE

L'intérêt qu'éveille une telle discipline chez les géotechniciens se justifie principalement par l'étendue des dégâts causés par les glissements de terrain, ceci dit dans les cas des ouvrages souterrains cet intérêt doit susciter plus d'attention.

Afin d'accentuer la signification et l'impact d'un tunnel passant par une pente comme dans le cas du tunnel S3 du projet d'Egnatia Odos, des analyses numériques appropriées ont été conduites par Vlachopoulos et Vazaios de l'université de Kingston, au Canada.

Habituellement dans des projets de tunnels, la stabilité des excavations et leur interaction avec d'autres ouvrages est d'importance prononcée. Cependant, quand la topographie dicte pour qu'un tunnel passe par une pente, le problème devient un paramètre plus crucial qui suscite plus d'attention et dans lequel la stabilité des ouvrages souterrains et la stabilité de la pente doit être aussi bien analysée l'une que l'autre.

Dans ces cas-ci, les outils numériques peuvent être objet de valeur prouvée pendant qu'ils peuvent fournir la perspicacité supplémentaire dans l'interaction complexe entre la pente et son impact sur la stabilité du tunnel, particulièrement quand l'excavation a lieu dans les sols à faibles caractéristiques comme les sols meubles (Figure 2.20).



**Figure 2.20** Egnatia Odos highway tunnel; typical cross-section (Vlachopoulos & Vazaios, 2015)

## 2.9 CONCLUSION

Dans le domaine du calcul en stabilité de pentes, l'avenir reste porteur d'importantes innovations informatiques basées sur une observation toujours plus précise des phénomènes.

Le chapitre présent a mis l'accent sur la stabilité des pentes qui s'est avéré un problème préoccupant et qui a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies.

Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante. Elles s'effectuent dans la pratique en équilibre limite en général.

Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité qui peut identifier la stabilité de la pente et de l'excavation, dans le cas inverse, des techniques de confortement s'imposent.

L'informatique est un formidable outil permettant de simuler et d'évaluer le poids des paramètres, mais la visite sur le terrain restera toujours la première chose à faire lors de l'étude d'un phénomène d'instabilité, car c'est encore l'œil de l'ingénieur qui identifiera le mieux les facteurs utiles à l'étude d'une pente, les calculs permettant de quantifier les intuitions de l'homme de terrain.

Le chapitre suivant se tiendra de mettre en évidence ces constatations en modélisant un exemple d'ouvrage souterrain construit dans un terrain en pente.

## CHAPITRE 3

---

# ETUDE NUMÉRIQUE ET PARAMÉRIQUE DU CREUSEMENT DES TUNNELS EN TERRAIN EN PENTE

## Chapitre 3. ETUDE NUMÉRIQUE ET PARAMÉRIQUE DU CREUSEMENT DES TUNNELS EN TERRAIN EN PENTE

3.1	INTRODUCTION .....	46
3.2	APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL PLAXIS V 8.2 .....	46
3.3	PRÉSENTATION DU MODÈLE CALCUL.....	47
3.3.1	Définition du modèle de référence .....	48
3.3.2	Modélisation par éléments finis- Maillage retenu .....	49
3.4	ETUDE PARAMÉTRIQUE .....	51
3.4.1	CHANGEMENT DE LA POSITION HORIZONTALE DU TUNNEL.....	51
3.4.2	CHANGEMENT POSITION VERTCALE DU TUNNEL POSITION (x=10D, y=2D)...	59
3.4.3	Résultats et discussions vis-à-vis les distances horizontale et verticale .....	59
3.4.4	Changement de l'angle de la pente « $\beta$ ».....	60
3.5	CONCLUSION.....	65
	CONCLUSION GÉNÉRALE .....	66
	BIBLIOGRAPHIE .....	70
	ANNEXE 1 .....	72
	ANNEXE 2 .....	73

## Chapitre 3

## ETUDE NUMÉRIQUE ET PARAMÉRIQUE DU CREUSEMENT DES TUNNELS EN TERRAIN EN PENTE

### 3.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents, nous avons présenté une bibliographie sur les excavations souterraines ainsi que sur les pentes.

En complément à cette première partie bibliographique, nous exposons dans ce chapitre une étude numérique de l'influence du creusement d'un tunnel sur le comportement mécanique d'un terrain en pente suivi de plusieurs études paramétriques en vue d'analyser l'effet de pente sur les excavations souterraines.

L'étude sera précédée par une brève description du code de calcul PLAXIS V 8.2.

### 3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (spécialement la méthode des éléments finis) a permis de trouver des solutions à beaucoup de problèmes, les modèles permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Le logiciel de calcul PLAXIS 2D est utilisé dans cette étude, il est fondé sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Le choix de ce logiciel a été motivé par sa disponibilité et sa souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des tunnels et des pentes.

Il contient les sous programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs
- Programme des résultats
- Programme courbe

**PLAXIS-Input** : Le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

**PLAXIS-Calculations** : Le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

**PLAXIS-Output** : Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux etc.

**PLAXIS-Curves** : Le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement-déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

### 3.3 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL

L'étude va porter sur la modélisation d'un tunnel peu profond construit dans un terrain en pente, ce même modèle sera modifié par la suite en vue de faire une étude paramétrique, les paramètres modifiés sont :

1. La position horizontale du tunnel.
2. La position verticale du tunnel.
3. L'angle de la pente.



### 3.3.1 Définition du modèle de référence

Le modèle traité est schématisé sur la figure (3.1) pris de manuel plaxis. Il consiste à un tunnel circulaire de diamètre  $D=3\text{ m}$  construit dans un massif de sol hétérogène à une profondeur de  $H=8\text{ m}$  de la surface naturelle. Le tunnel est construit à l'aide d'un tunnelier pressurisé avec une pression de boue.

Le modèle comporte trois couches dont toutes étaient modélisées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum rocheux qui se trouve au fond. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton armé formant un anneau, et le comportement du revêtement est supposé élastique-linéaire.

Il s'agit d'un premier calcul qu'on appellera modèle de référence, il sera modifié au fur et à mesure de l'état d'avancement du chapitre en vue de voir l'influence des différents paramètres.

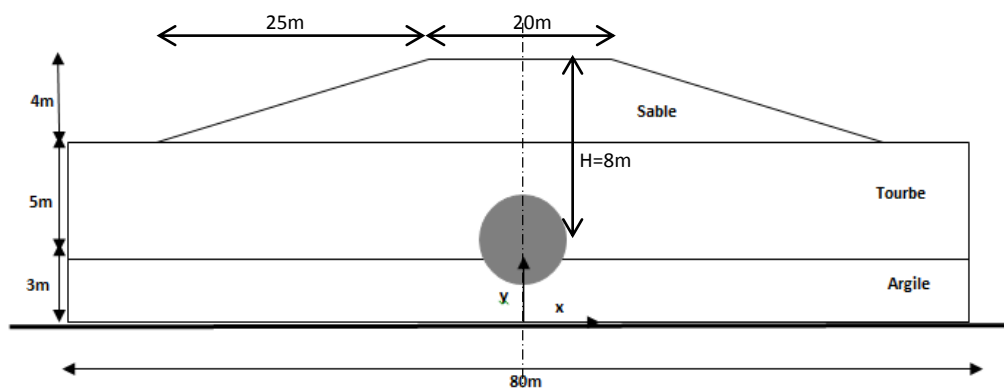


Figure 3.1 Définition du problème de référence (manuel plaxis)

Les paramètres suivants ont été adoptés :

Tableau 3.1 Caractéristiques du sol (Manuel PLAXIS)

Paramètres du modèle	Unités	Sable	Tourbe	Argile
Poids volumique sec	KN/m <sup>3</sup>	16	8	15
Poids volumique humide (KN/m <sup>3</sup> )	KN/m <sup>3</sup>	20	11	18
Module de Young (KN/m <sup>2</sup> )	KN/m <sup>2</sup>	4038	561.7	1482
Coefficient de poisson	-	0.3	0.35	0.33
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	KN/m <sup>2</sup>	1	5	2
Angle de frottement	(°)	30	20	24

### 3.3.2 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu

Le modèle est symétrique, ce qui permet de modéliser la moitié de la géométrie (figure 3.2).

Le profil du sol est composé de trois couches et modélisé par une loi élastique parfaitement plastique décrite par le critère de Mohr-Coulomb.

L'élément à 15 nœuds est employé pour le maillage du modèle (figure 3.2) et comprend 509 éléments triangulaires et 4292 nœuds.

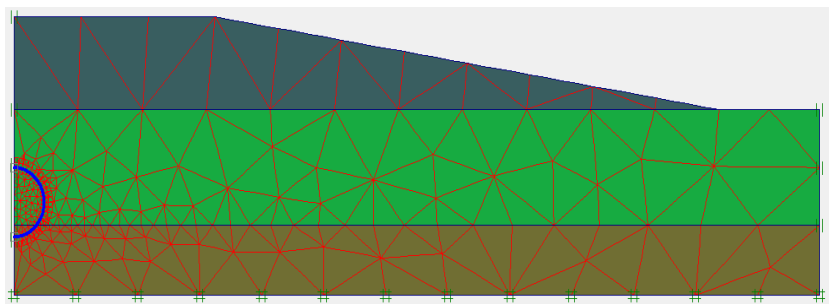


Figure 3.2 Modèle élément fini retenu pour le modèle de référence

La figure (3.3) montre le cercle de rupture de la pente retrouvée avant la construction du tunnel, le coefficient de sécurité  $F_s$  est de l'ordre de 1,55 montrant la stabilité de la pente.

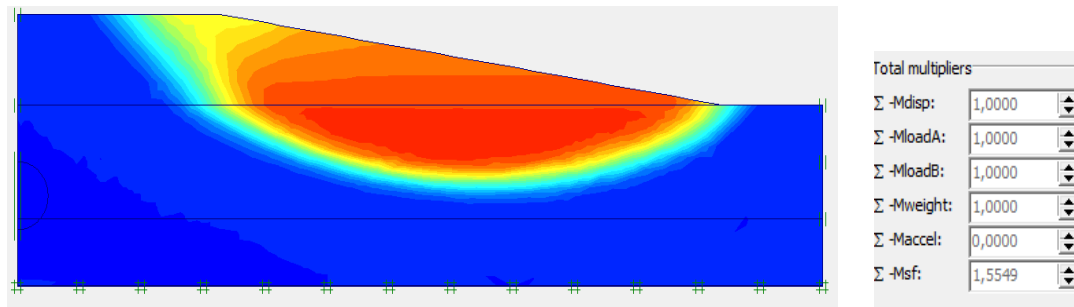


Figure 3.3 Cercle de rupture (Avant la construction du tunnel)

Concernant l'étape après la construction du tunnel- ce qui nous importe le plus- nous avons remarqué à travers la figure (3.4) que la déformée du maillage retrouvée montre un tassement considérable à droite du tunnel et à un gonflement plus loin.

Ce résultat ne semble pas similaire à la cuvette de tassement décrite dans le cas d'étude des tunnels (Courbe de Gauss). Nous remarquons parallèlement que le tassement maximum ( $S_{max}$ ) ne se trouve pas à l'axe du tunnel ce qui va à l'encontre des résultats trouvés dans la littérature : La pente semble influencer considérablement le comportement de l'excavation.

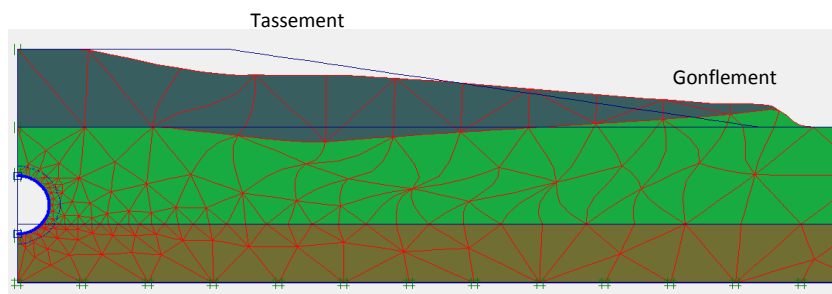
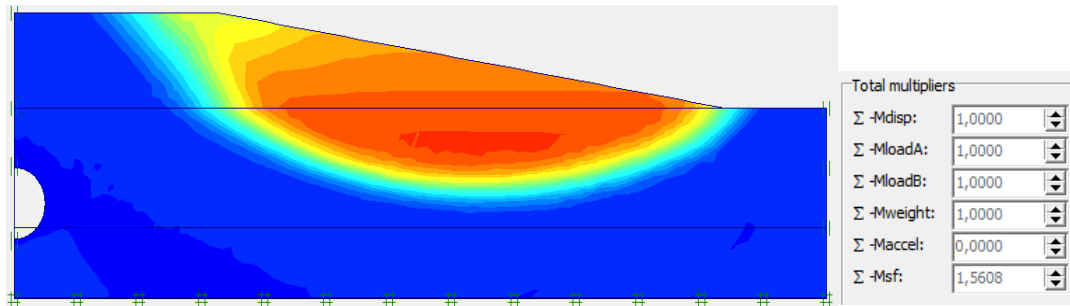


Figure 3.4 La déformée du maillage (Après construction du tunnel)

D'un autre côté, nous avons remarqué que l'excavation du tunnel n'a pas réduit le facteur de sécurité trouvé précédemment. Ce coefficient semble ne pas être affecté, ceci est probablement causé par la position du tunnel qui se trouve loin de la pente (figure 3.5).



**Figure 3.5** Cercle de rupture (Après construction du tunnel)

En ce qui suit, nous allons modifier quelques paramètres afin de décrire la valeur du coefficient de sécurité, le modèle de référence sera modifié. Les caractéristiques sont restés les mêmes.

Deux résultats seront exposés en premier lieu :

- Avant la construction du tunnel.
- Après la construction de ce dernier.

Ensuite, nous nous contenterons d'exposer les résultats après la construction du tunnel. Des annexes seront présentées à la fin du mémoire pour plus de détails.

### 3.4 ETUDE PARAMÉTRIQUE

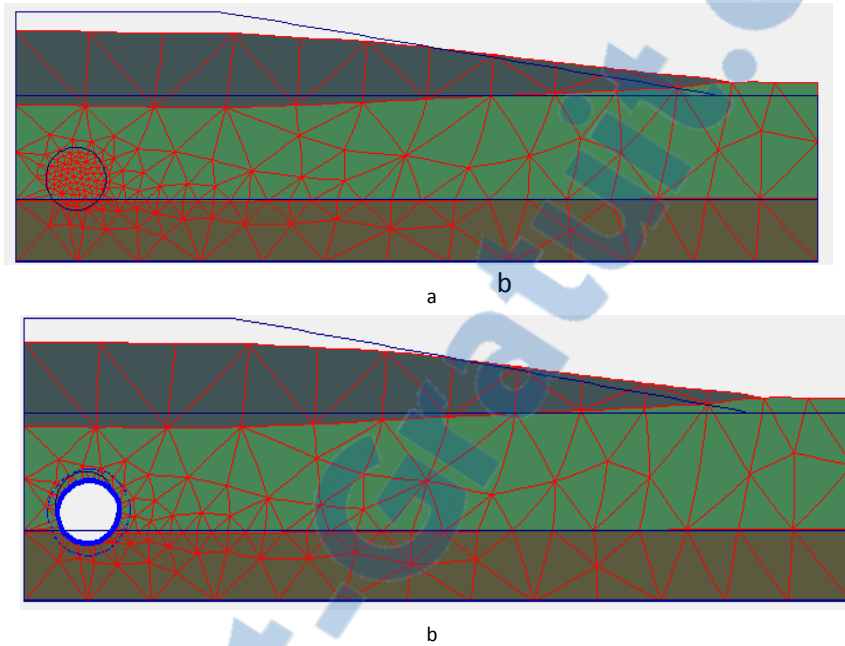
L'emplacement du tunnel fera l'objet d'une étude paramétrique ; il sera changé horizontalement en premier lieu, puis verticalement et enfin l'angle de la pente sera modifié en dernier.

#### 3.4.1 CHANGEMENT DE LA POSITION HORIZONTALE DU TUNNEL

Dans cette partie, la position du tunnel a été modifiée horizontalement, il s'agira des positions suivantes :  $x= 1D, 2D, 3D, 4D, 5D, 6D, 7D, 8D, 9D, 10D, 12D$  avec la même profondeur  $H=8m$ .

### 3.4.1.1 Résultats des calculs à $x=1D$

La figure (3.6) montre les déformées du maillage retrouvées avant et après la construction du tunnel (nous avons présenté ces deux résultats seulement pour ce premier calcul, pour les autres distances, nous les avons regroupé dans les annexes et ceci afin de ne pas encombrer le chapitre).

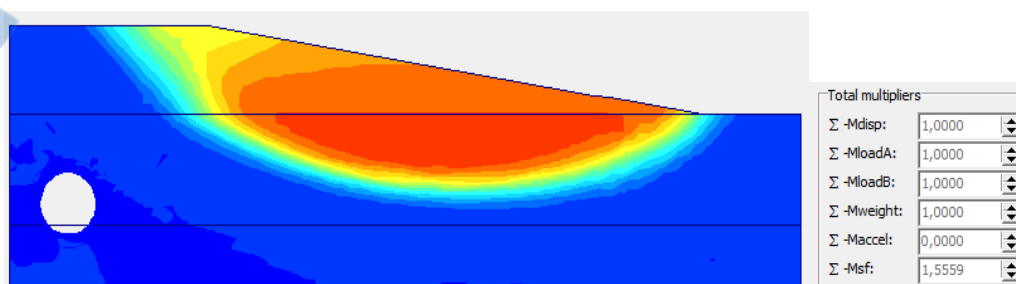


**Figure 3.6** Déformées du maillage

a. Avant la construction du tunnel. b. Après la construction du tunnel( $x=1D$ ).

À travers la figure (3.6), nous remarquons une certaine modification des tassements en surface par rapport au modèle initial, l'allure de la cuvette de tassement semble revenir à sa nature et c'est le cas des autres positions (Nous verrons plus loin). Le revêtement présente une déformation visible qui augmentera de volume au fur et au mesure du changement de la position du tunnel.

La figure (3.7) montre les cercles de rupture après la construction du tunnel. Le coefficient de sécurité  $F_s$  est resté le même (de l'ordre de 1,55).



**Figure 3.7** Cercle de rupture (après la construction du tunnel) ( $x=1D$ )

D'une façon similaire les autres positions ont été modélisés, les résultats seront analysés et discutés à la fin de cette partie.

### 3.4.1.2 Résultats des calculs à $x=2D$

La figure (3.8) montre la déformée du maillage retrouvée après la construction du tunnel.

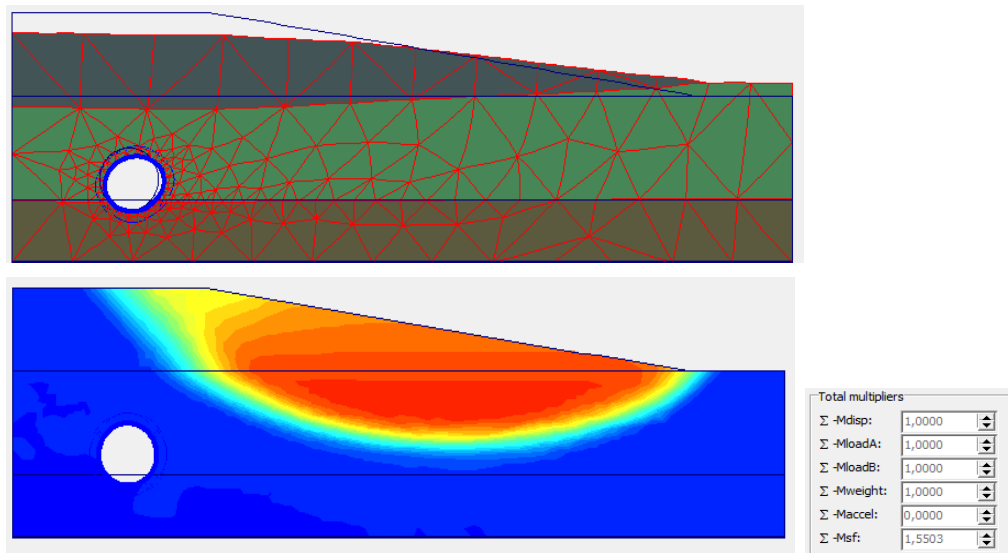


Figure 3.8 Déformée du maillage et cercle de rupture (Après la construction du tunnel) ( $x=2D$ )

### 3.4.1.3 Résultats des calculs à $X=3D$

La figure (3.9) montre la déformée du maillage retrouvée, ainsi que le cercle de rupture.  $F_s$  est égal à 1,54.

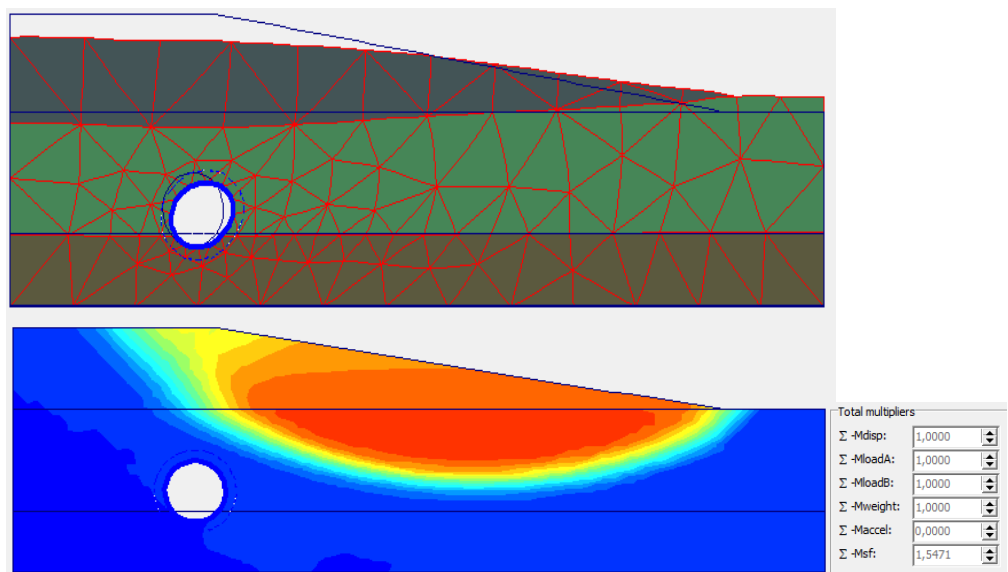


Figure 3.9 Déformée du maillage et Cercle de rupture( $x=3D$ )

#### 3.4.1.4 Résultats des calculs à $x=4D$

La figure (3.10) montre la déformée du maillage retrouvée après la construction du tunnel ainsi que le cercle de rupture.  $F_s$  est égal à 1,54. Une très légère différence se présente par rapport au cas précédent.

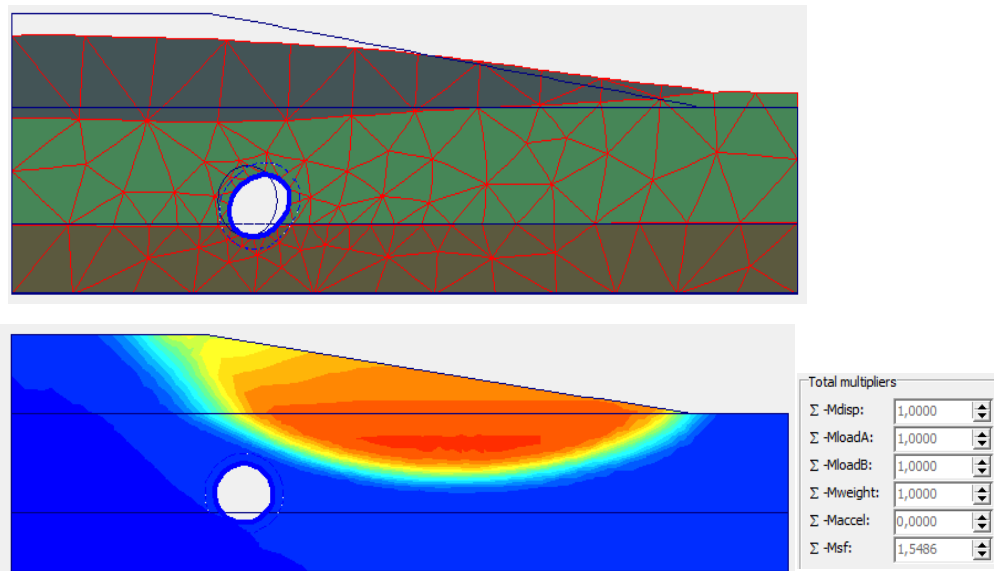


Figure 3.10 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=4D$ )

#### 3.4.1.5 Résultats des calculs à $x=5D$

La figure (3.11) montre la déformée du maillage retrouvée après la construction du tunnel ainsi que le cercle de rupture. Le coefficient de sécurité  $F_s$  présente également une très légère diminution de l'ordre de 1/100.

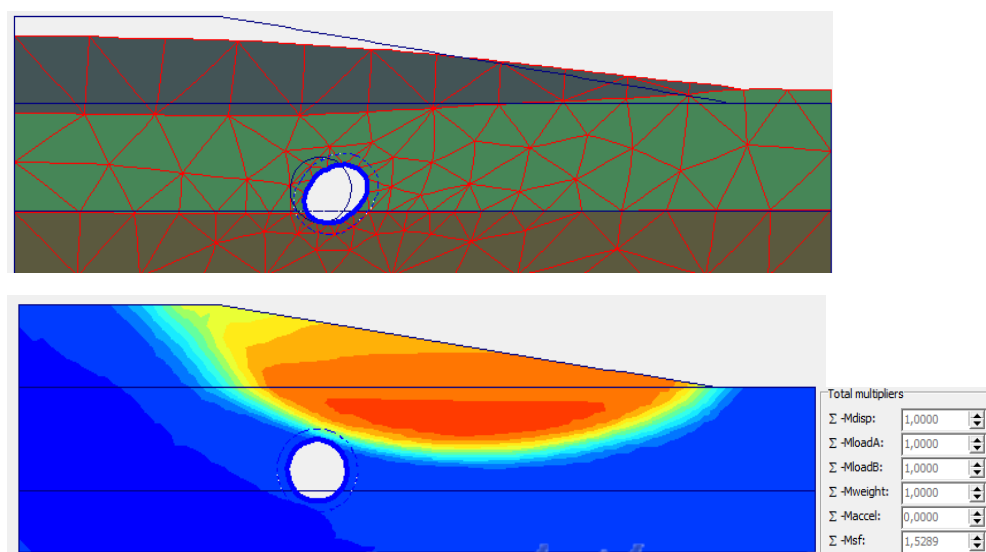


Figure 3.11 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=5D$ )

### 3.4.1.6 Résultats des calculs à $x=6D$

La figure (3.12) montre la déformée du maillage retrouvée après la construction du tunnel ainsi que le cercle de rupture. Le revêtement semble toujours être déformé malgré que  $F_s$  est stable.

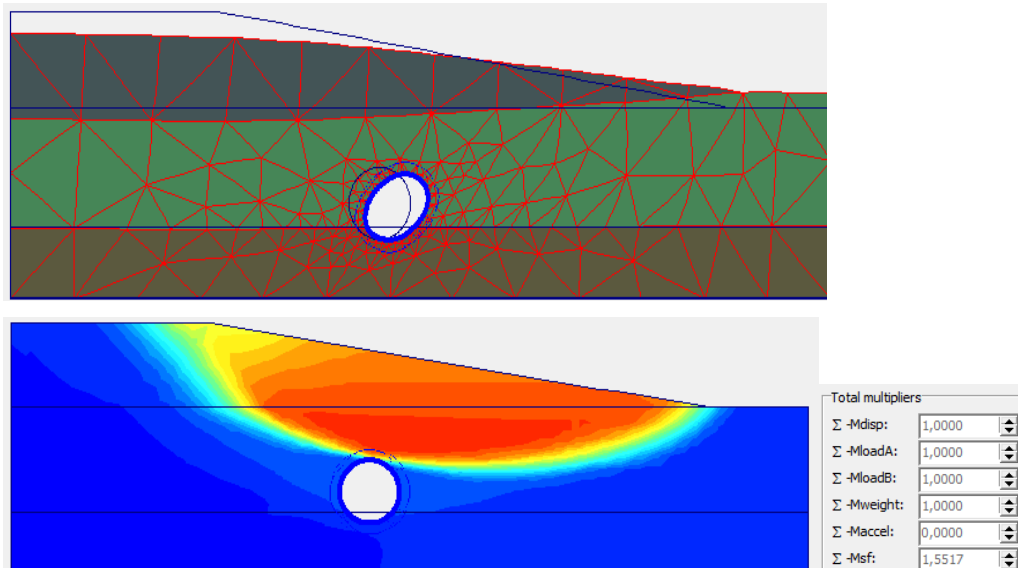


Figure 3.12 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=6D$ )

### 3.4.1.7 Résultats des calculs à $x=7D$

Le cas le plus défavorable se situe pour cette position, il s'agit de  $x= 7D$  (figure 3.13), là où le tunnel se positionne exactement à l'intérieur du cercle de rupture. C'est comme si le cercle de rupture emportait avec lui l'excavation.

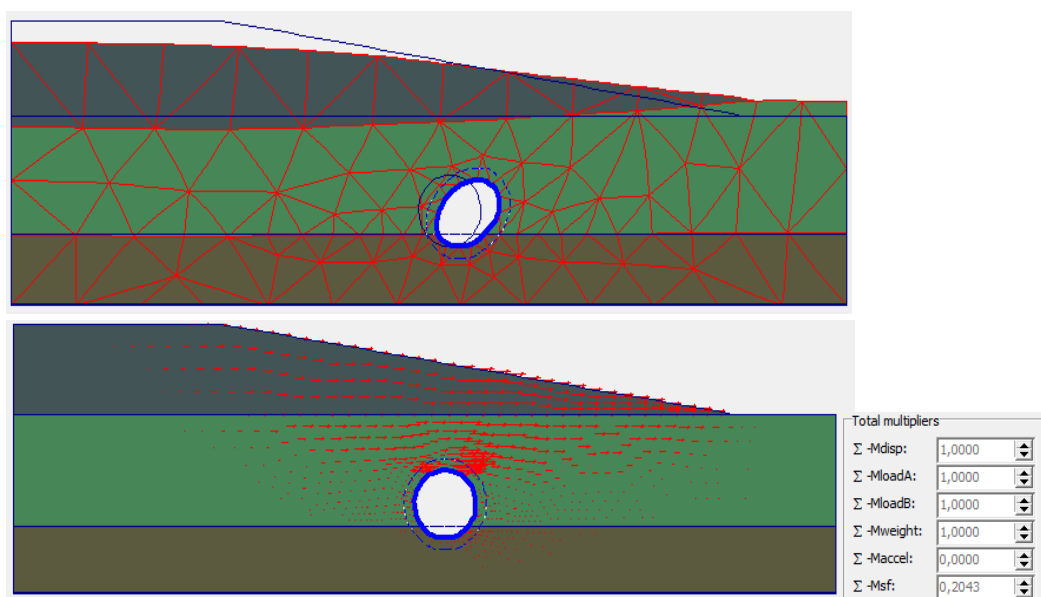


Figure 3.13 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=7D$ )



### 3.4.1.8 Résultats des calculs à $x=8D$

La figure (3.14) montre la déformée du maillage retrouvée ainsi que le cercle de rupture. Le tunnel subit toujours des déformations au niveau de son revêtement mais le coefficient de sécurité est toujours stable et ceci a été aperçu pour les distances qui restent.

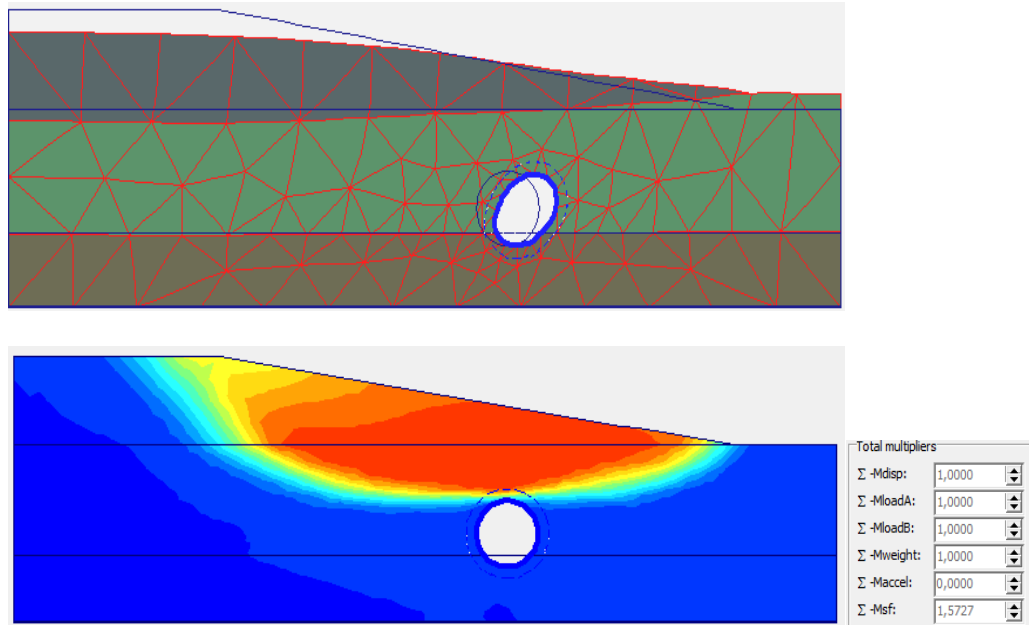


Figure 3.14 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=8D$ )

### 3.4.1.9 Résultats du calcul à $x=9D$

La figure (3.15) montre la déforme du maillage et le cercle de rupture.

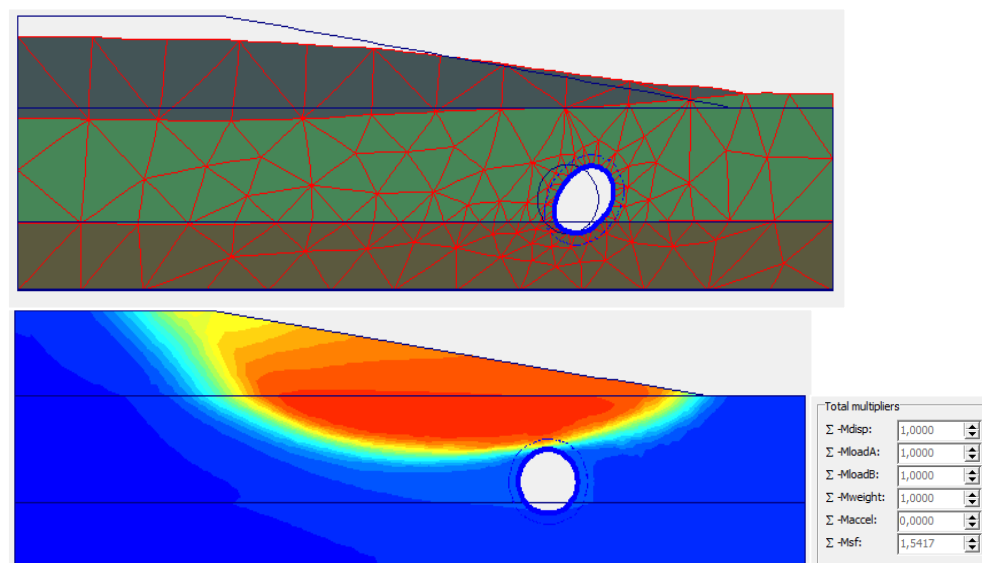


Figure 3.15 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=8D$ )

### 3.4.1.10 Résultats du calcul à $x=10D$

La figure (3.16) montre la déformée du maillage et le cercle de rupture. Le  $F_s$  toujours stable.

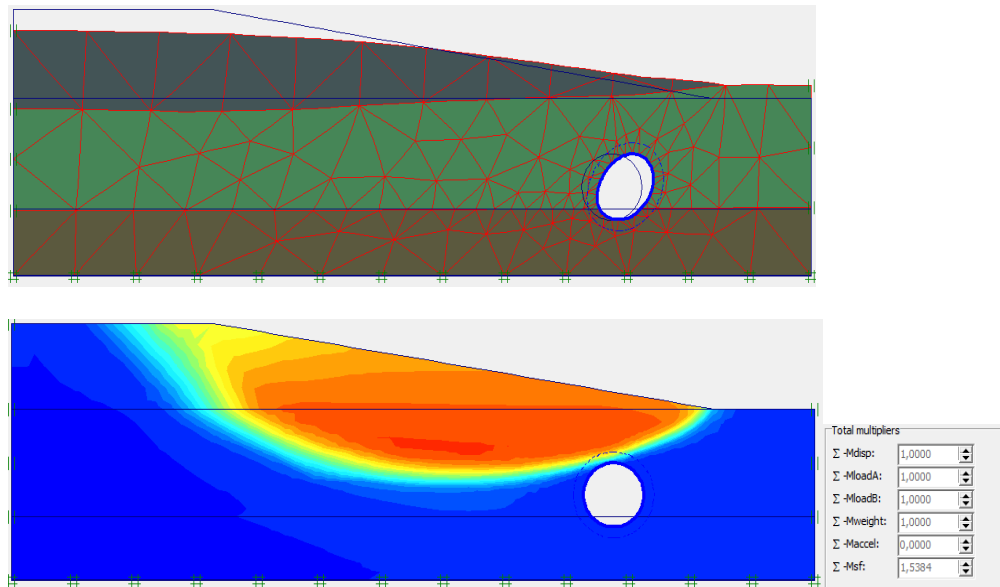


Figure 3.16 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=10D$ )

### 3.4.1.11 Résultats du calcul à $x=12D$

La figure (3.17) montre un cercle de rupture bien loin du tunnel donnant un  $F_s$  stable. Néanmoins, le revêtement subit des déformations assez lisibles cependant ce n'est pas causé par la présence du cercle de rupture mais plutôt par la faible profondeur du tunnel à cet emplacement ( $H=4m$ ).

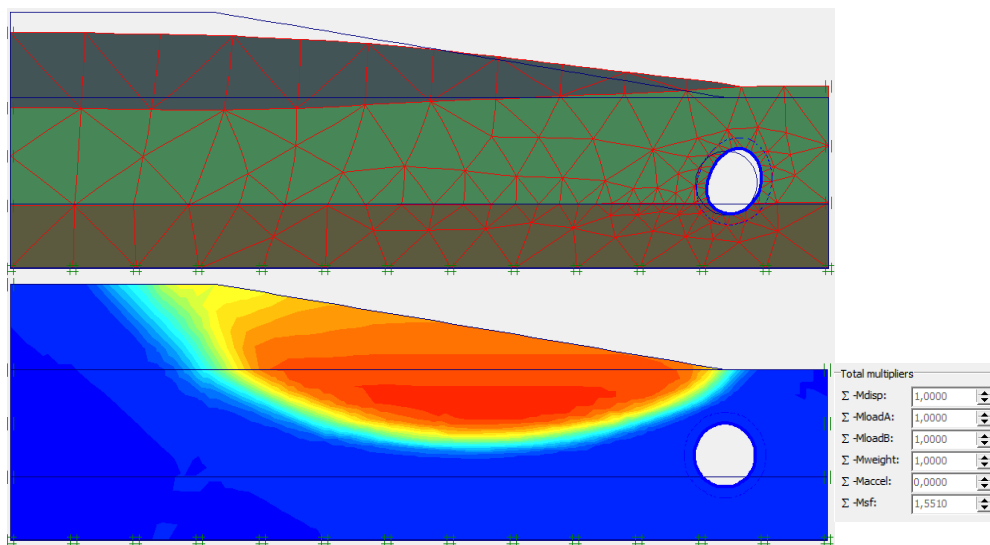


Figure 3.17 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $x=12D$ )

Nous avons récapitulé les résultats dans le tableau (3.2).

**Tableau 3.2** Valeurs du coefficient de sécurité suivant  $F_s$

x(m)	$F_s$ (Avant)	$F_s$ (Après)
Modèle de référence	1,5549	1,5608
1D	1,5588	1,5559
2D	1,5550	1,5503
3D	1,5571	1,5471
4D	1,5530	1,5486
5D	1,5541	1,5489
6D	1,5516	1,5517
7D	<b>1,5542</b>	<b>0,2043</b>
8D	1,5539	1,5727
9D	1,5530	1,5417
10D	1,5490	1,5384
11D	1,5483	1.5493
12D	1,5463	1,5510

Des interprétations sont présentées plus loin.

### 3.4.2 CHANGEMENT POSITION VERTCALE DU TUNNEL POSITION ( $x=10D$ , $y=2D$ )

Dans cette partie, nous avons voulu voir l'effet de la modification verticale de la position du tunnel, ainsi, la profondeur de ce dernier a été changé à plusieurs valeurs, nous n'avons présenté que le cas où il y a eu un effondrement (le cas le plus défavorable).

La figure montre une déformation lisible du revêtement qui converge vers la partie droite du massif.

À  $H= 2D$ (le modèle qui présente le cas le plus défavorable), les résultats trouvés sont illustrés sur la figure (3.18).

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est trouvé égal à 0,28, ce qui montre un terrain instable, une solution de contrefortement devrait être appliquée en cas de nécessité d'implanter le tunnel dans cette position. Nous avons pensé à un mur de soutènement ou même à un déblaiement de la pente.

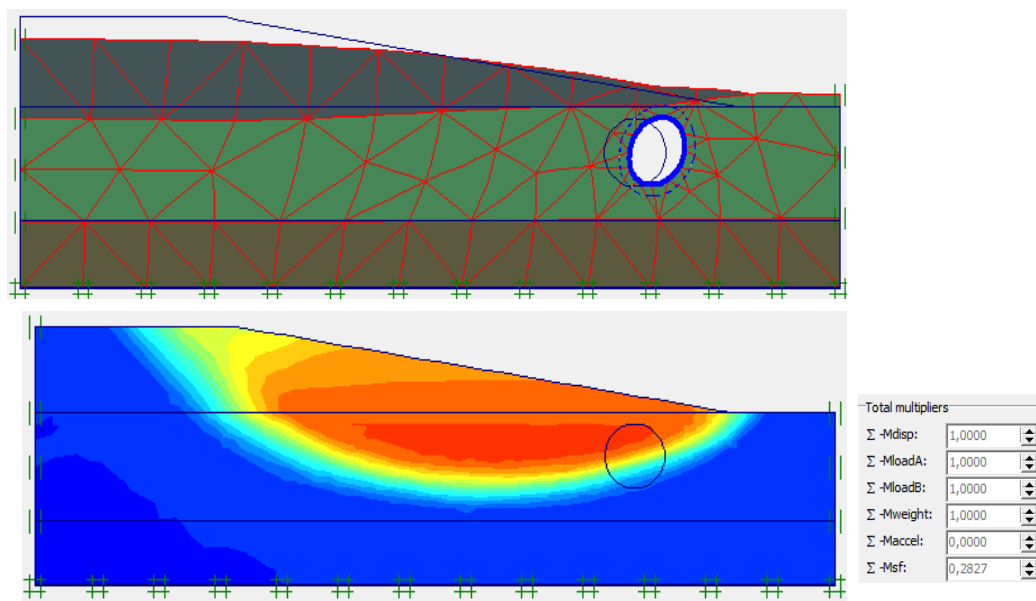


Figure 3.18 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $H=2D$ )

### 3.4.3 RÉSULTATS ET DISCUSSIONS VIS-À-VIS LES DISTANCES HORIZONTALE ET VERTICALE

Des analyses additionnelles ont été exécutées en complément du modèle de référence afin d'étudier l'impact de la pente sur la stabilité de l'excavation de tunnel en traduisant les tunnels horizontalement et verticalement. Sur les figures présentées plus haut, le coefficient de sécurité lié au tunnel illustre, après avoir traduit les tunnels horizontalement de 1D jusqu'à 6D, une stabilité parfaite donnant une valeur de 1,5. Atteignant le 7D, ce paramètre s'est réduit d'une manière considérable (égal à 0,28) exhibant ainsi une instabilité du milieu. Ce résultat est lié directement au cercle de rupture de la pente et à ses limites qui en contact du tunnel peu influencer le comportement considérablement.

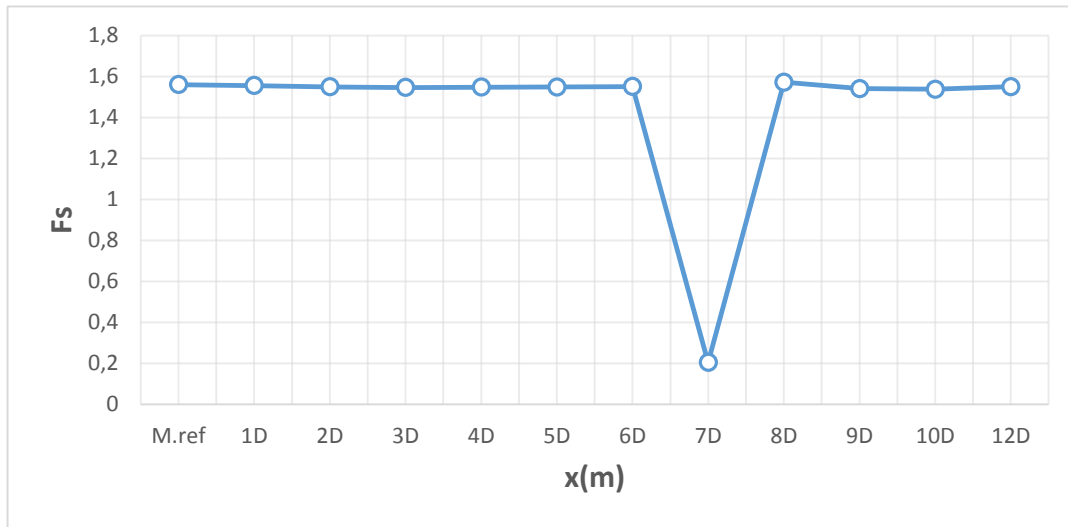


Figure 3.19 Évolution de  $F_s$  en fonction de la distance  $x$

### 3.4.4 CHANGEMENT DE L'ANGLE DE LA PENTE « $\beta$ »

Une modification de l'angle de la pente nommé ici «  $\beta$  » serait avantageux pour nos modélisations, les résultats sont présentés ci-dessous, on laissera les interprétations à la fin de cette partie.

#### 3.4.4.1 Résultats des calculs pour $\beta= 21.80^\circ$

La figure (3.20) montre la déformée du maillage retrouvée ainsi que le cercle de rupture pour un angle de  $21,80^\circ$ , le coefficient de sécurité retrouvé est égal à environ 1.

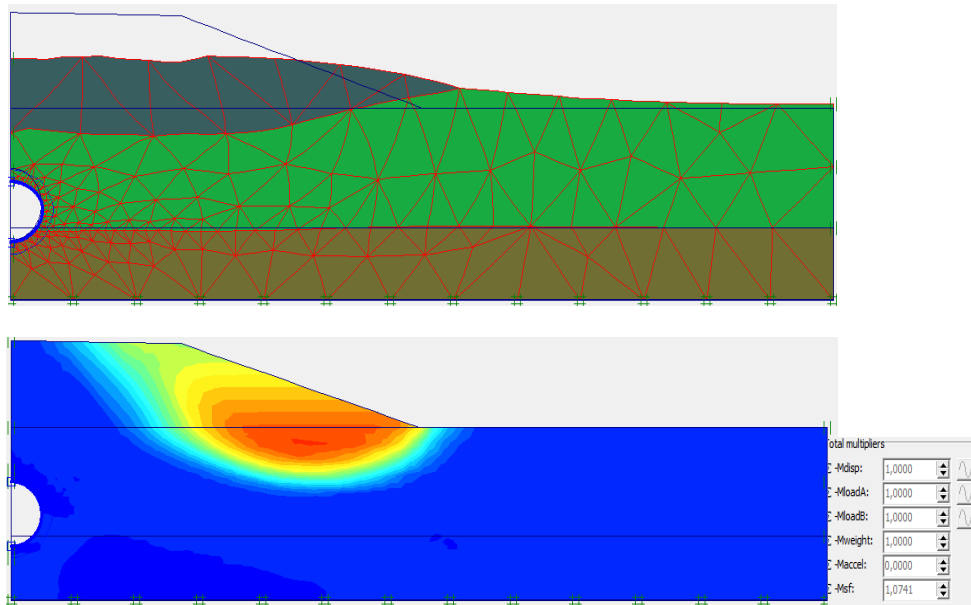


Figure 3.20 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 21.80^\circ$ )

### 3.4.4.2 Résultats des calculs pour $\beta= 18.43^\circ$

La figure (3.21) montre la déforme du maillage retrouve Avant et après la construction du tunnel, le coefficient de sécurité retrouvé est égal à environ 1,14.

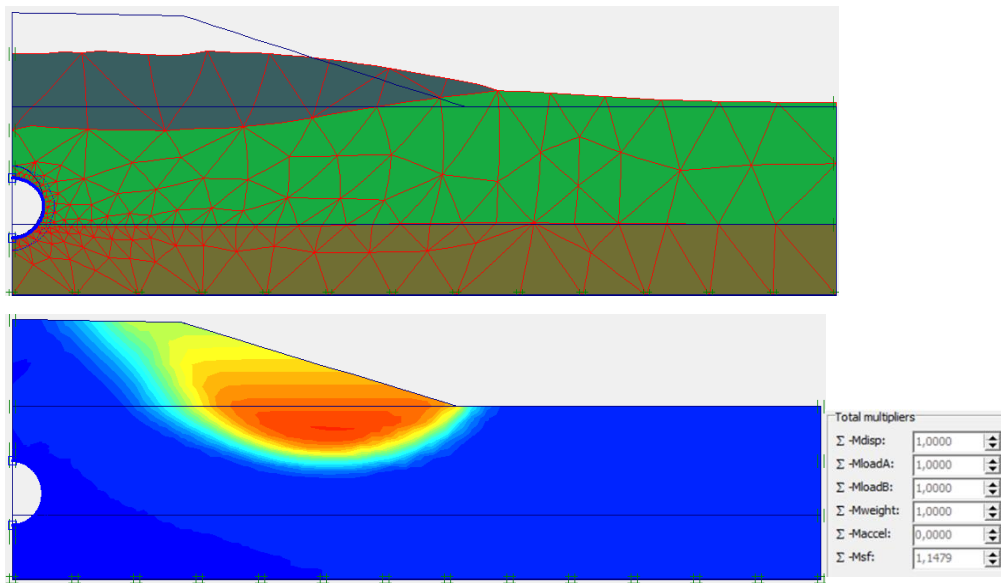


Figure 3.21 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 18.43^\circ$ )

### 3.4.4.3 Résultats des calculs pour $\beta=15.94^\circ$

La figure (3.22) montre la déformée du maillage retrouve Avant et après la construction du tunnel, le coefficient de sécurité retrouvé est égal à environ 1,23.

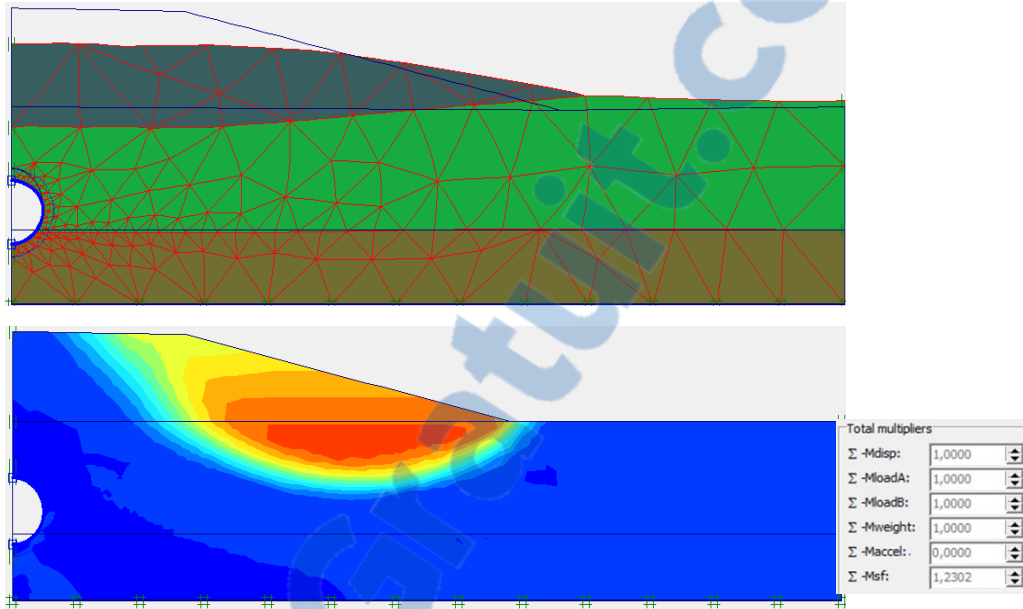


Figure 3.22 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 15.94^\circ$ )

### 3.4.4.4 Résultats des calculs pour $\beta= 14.03^\circ$

Pour cet angle, La figure (3.23) montre un coefficient de sécurité égal à environ 1,28.

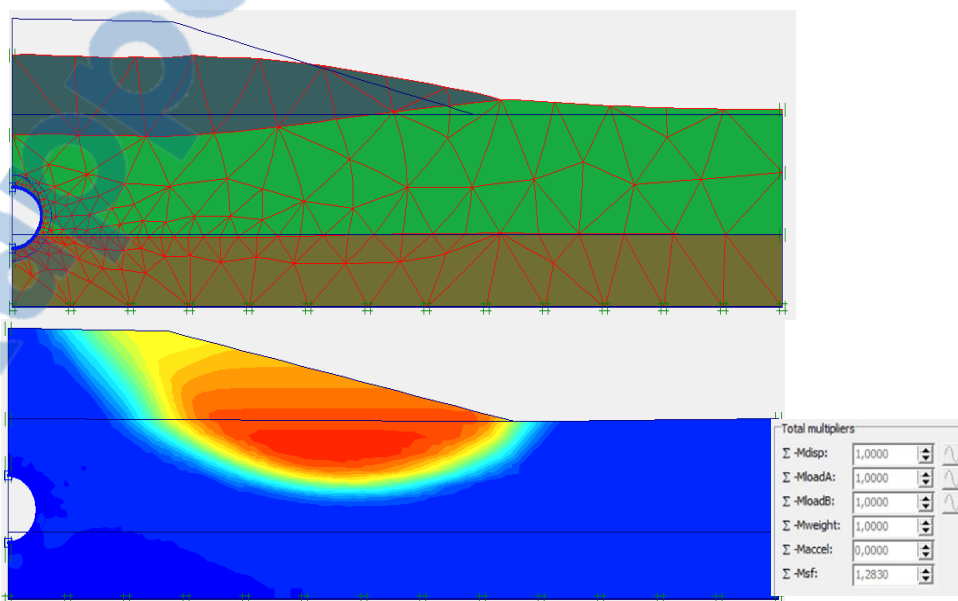


Figure 3.23 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 14.03^\circ$ )

### 3.4.4.5 Résultats des calculs pour $\beta=12.52^\circ$

La même valeur de  $F_s$  est presque retrouvée pour  $\beta=12.52^\circ$ .

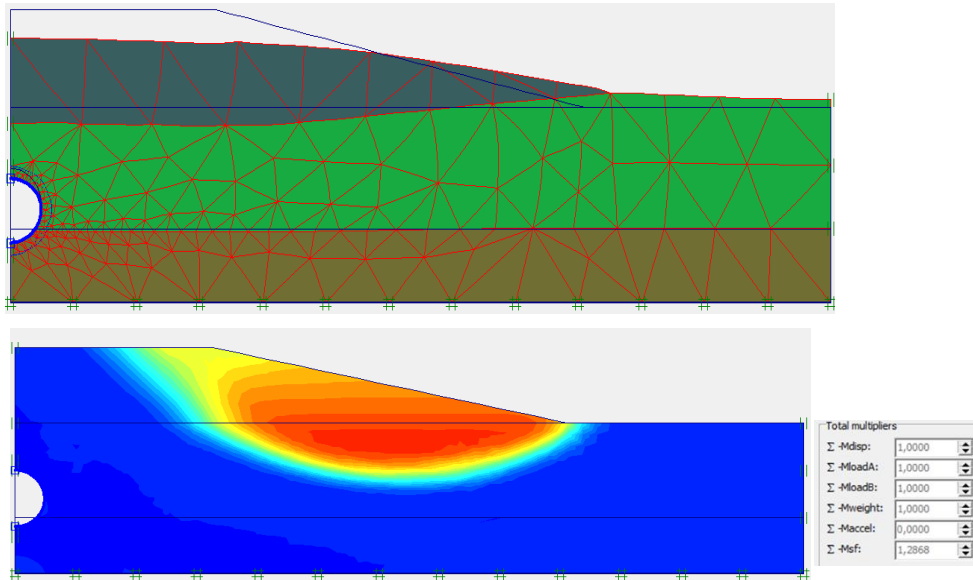


Figure 3.24 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 12.52^\circ$ )

### 3.4.4.6 Résultats des calculs pour $\beta=11.30^\circ$

La figure (3.25) montre la déforme du maillage retrouve Avant et après la construction du tunnel.

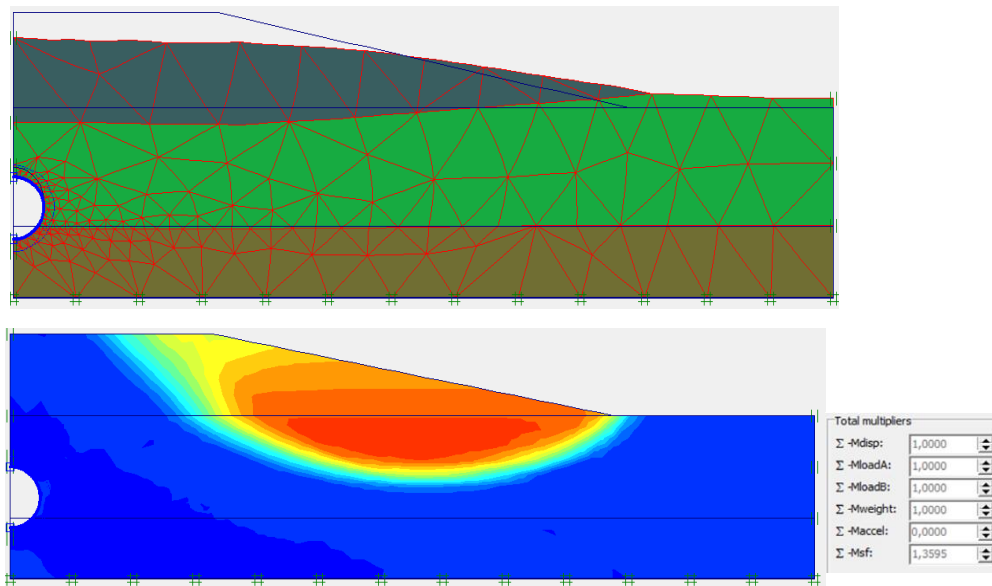


Figure 3.25 Déformée du maillage et Cercle de rupture ( $\beta= 11.30^\circ$ )



Tableau 3.3 Valeurs de coefficients de sécurité en fonction de  $\beta(^{\circ})$ 

Angle de pente $\beta(^{\circ})$	Fs (avant)	Fs (après)
9,10 (Modèle de référence)	1,5549	1,5608
11,30	1,3573	1,3595
12,52	1,2869	1,2868
14,03	1,2836	1,2830
15,94	1,2298	1,2308
18,43	1,1464	1,1479
21,80	1,0744	1,0741

En adoucissant la pente,  $F_s$  lié au tunnel diminue jusqu'à atteindre une valeur d'environ 1.

Afin de visualiser correctement ces résultats, nous les avons mis sous forme de courbe, nous obtiendrons la courbe suivante : (figure 3.26)

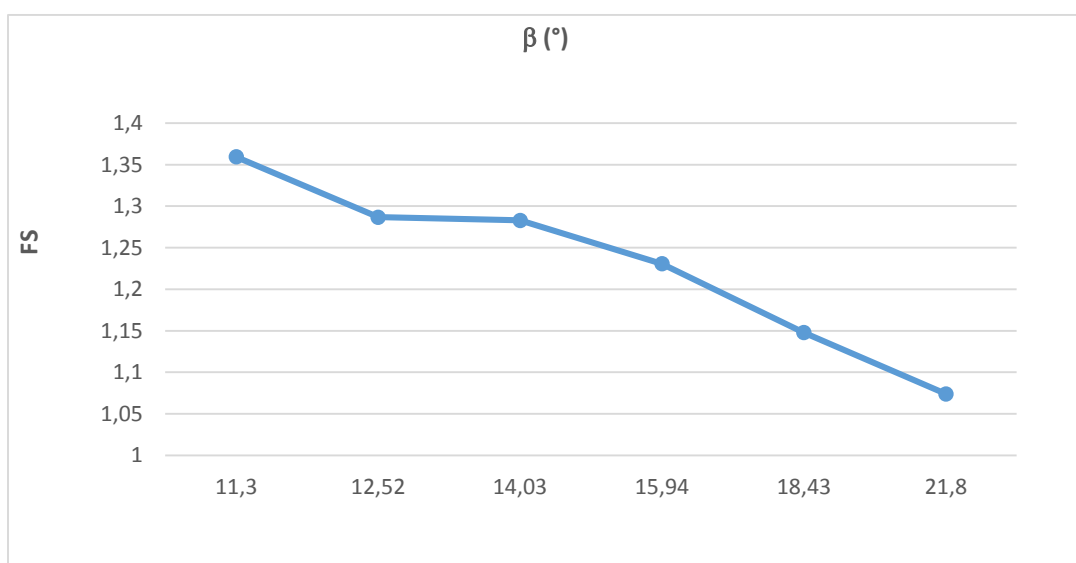


Figure 3.26 Évolution de  $F_s$  en fonction de la pente



### 3.5 CONCLUSION

L'influence d'une pente sur la stabilité de l'excavation traduisant les tunnels horizontalement et verticalement ainsi que celle de l'angle de cette pente a été étudiée dans ce chapitre.

La première étape de l'analyse numérique était de déterminer la stabilité de l'excavation d'un modèle de référence construit sous la pente en termes de facteur de sécurité et déformations.

Comme illustré sur les figures le facteur de sécurité  $F_s$  pour le cas de référence est trouvé égal à 1,55, ce paramètre a gardé sa valeur jusqu'à 6D.

À 7D, il a été estimé à 0.20 indiquant que l'excavation est devenue instable. En s'éloignant des limites de la pente, la stabilité est assurée à des profondeurs précises ( $H=8m$ ). Un résultat qui peut affirmer que la position horizontale du tunnel est influente sur la stabilité de ce dernier en terrain en pente.

Quant à la distance verticale, à  $H= 2D$  (le cas le plus défavorable), le coefficient de sécurité  $F_s$  est trouvé égal à 0,28, ce qui montre un terrain instable, une solution de contrefortement devrait être appliquée en cas de nécessité d'implanter le tunnel dans cette position. Nous avons pensé à un mur de soutènement ou même à un déblaiement de la pente.

Bien que l'angle de pente soit relativement petit, il reste un paramètre assez dominant pour la stabilité du massif, elle fait réduire le  $F_s$ .

Toutefois, nous pouvons conclure (Cf. Annexes) que l'excavation des tunnels peut réduire le facteur de sécurité de la pente due à la perte de résistance au cisaillement avec le déplacement matériel du tunnel. Alors, l'emplacement de l'excavation des tunnels influence elle-même le cercle de rupture de la pente en modifiant sa tenue.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Le creusement d'ouvrages souterrains constitue de nos jours une des solutions les mieux adaptées pour la construction des infrastructures de transports routiers et ferroviaires. Notre pays connaît un essor assez évolué dans ce contexte d'où l'intérêt majeur que présente de telles études.

Sachant que la construction de tels ouvrages entraîne une modification de l'équilibre préexistant dans les terrains présentant une topographie assez régulière qui peut provoquer des mouvements qui, souvent, sont répercutés en surface et peuvent être la source d'importants endommagements. Alors, qu'en est-il lorsque ces ouvrages sont réalisés dans des terrains en pente ?

C'est dans ce contexte que ce mémoire a été réalisé, notre but était d'étudier l'influence de l'existence d'une pente sur la stabilité de l'excavation.

La première étape de l'analyse numérique était de déterminer la stabilité de l'excavation d'un modèle de référence sous la pente en termes de facteur de sécurité et de déformations. Ensuite une étude paramétrique a été ajoutée en vue d'étudier l'influence de de la position horizontale, verticale, ainsi que l'angle de cette pente sur le comportement du tunnel ainsi que du massif.

Il a été constaté, à travers les résultats trouvés, que le facteur de sécurité  $F_s$  pour le cas de référence est resté stable ( $F_s=1,55$ ) jusqu'à atteindre  $6D$ . À  $7D$ , il a été réduit à  $0.20$  indiquant l'instabilité de l'excavation.

En s'éloignant des limites du cercle de rupture de la pente, la stabilité est assurée à des profondeurs précises ( $H=8m$ ). Un résultat qui peut affirmer que la position horizontale du tunnel influence la stabilité de l'excavation lorsque le terrain est en pente.

Quant à la distance verticale, nous n'avons exposé que le cas le plus défavorable ( $H= 2D$ ), le coefficient de sécurité  $F_s$  est trouvé égal à  $0,28$  : une solution de contrefortement devrait être appliquée en cas de nécessité d'implanter le tunnel dans cette position. Nous avons pensé à un mur de soutènement ou même à un déblaiement de la pente.

Bien que l'angle de pente soit relativement petit, il reste un paramètre assez dominant pour la stabilité du massif, elle fait réduire le  $F_s$ .

Toutefois, nous pouvons donner une autre conclusion (Cf. Annexes) : l'excavation peut réduire le facteur de sécurité de la pente due à la perte de résistance au cisaillement avec le déplacement matériel du tunnel.

A la fin, nous pouvons dire que comme tout ouvrage Génie Civil, tant que le tunnel est loin du cercle rupture sa stabilité est assurée.

Le travail présenté dans ce mémoire n'est qu'une étape dans l'étude de la modélisation des effets du cercle de rupture sur les ouvrages souterrains, il nous semble qu'il pourrait être prolongé de telle façon à :

- Traiter l'effet du cercle de rupture sur les ouvrages souterrains en milieu urbain.
- Effectuer les mêmes analyses pour le cas de tranchée.
- Modifier la géométrie du tunnel.

# BIBLIOGRAPHIE

---

1. Abderrahmane A., Bensalah A. (2016). Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface. Mémoire de master, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.
2. AFTES (1995). Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 132, pp. 373-395.
3. Akhaveissy A H. 2010. Analysis of tunnel and super structures for excavation. Department Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, P.O. Box 67149-67346.Iran
4. Atahan C. 1995. Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. Thèse de doctorat : Ecole Nationale des ponts et chaussées. 1995.
5. Benamer I. 1996. étude des effets différés dans les tunnels profonds, thèse de doctorat, Géotechnique, école nationale des ponts et chaussée, paris, France. 1996.
6. Benjui.M. 1996. Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers. 1996.
7. Berrbez A. et Bourbet H. 2015. Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier cas du tunnel à sidi aich. 2015.
8. Boscardin M., Cording, E, J. 1989. Building response to excavation induced settlement Journal of geotechnical engineering. ASCE, Vol. 115, No 1, pp.1-21. 1989.
9. Bouvard-Lecoanet A. et colombet G. 1992. Ouvrages souterrains - Conception,. Paris : s.n., 1992.
10. Burland, J,B et Worth, C,P. 1974. Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. 'Settlement of Structures',Cambridge, Pentech Press. London : s.n., 1974.
11. Bendadouche H. (2013). Glissement de terrain et confortement Edition page bleues internationales, ISBN ,197p.
12. Boudlal O. (2013). Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations, thèse de doctorat en génie civil
13. Bouhadad Y. (2005). Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma.
14. Bouafia A. (2018) stabilité des terrains en pente.
15. Collin F. (2010).Stabilité des Parois Rocheuses : Éboulement de la carrière RN 27, Michelau .Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg.

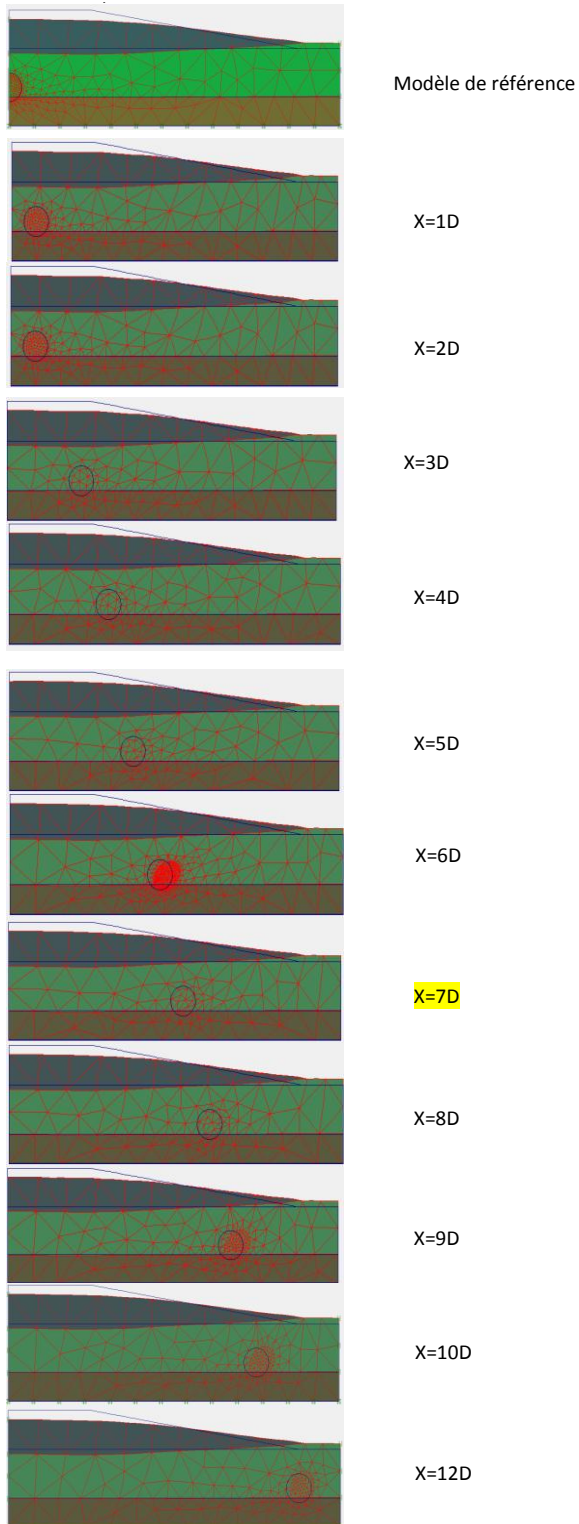
16. Chiriotti, E et Grasso P. 2004. La maîtrise des risques, une approche indispensable dans le développement des tunnels. 2004.
17. Durville J, Héraud H. (2001) .Description des roches et des massifs rocheux. Technique de l'ingénieur, traité construction.
18. Doumi H. (2015). Eude comparative des méthodes analytique et numérique en stabilités des pentes. Mémoire de master. Université de M'sila.
19. Dolzhenko N. 2002. Étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. 2002.
20. EL Houari N. (2008). Modélisation numérique de la réponse mécanique auvoisinage des tunnels dans les sols saturés par Plaxis. magister, Université Aboubekr Belkaid -Tlemcen, Algérie.
21. EL Houari N. (2015). Contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle .thèse de doctorat, Université Aboubekr Belkaid -Tlemcen, Algérie.
22. Gesta, Pierre. 10 nov 1994. Travaux souterrains [www.technique-ingenieur.fr](http://www.technique-ingenieur.fr). 10 nov 1994.
23. Hamza A. (2011). Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger). Mémoire de master en géotechnique.
24. Heiko, P. 2005. The Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works, Future Tunnelling Insurance. 2005.
25. Idris.J. 2007. Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains –Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. 2007.
26. Julien L. (2017). Les glissements de terrains – modélisation et prévision. Ecole normal supérieure paris scalay.
27. Kaçar.O. 2007. 3d finite element modelling of surface excavation and loading over existing tunnels. Thesis (PhD). Middle east technical university. Graduate school of natural and applied sciences. 2007.
28. Khemissa M. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'sila.
29. Martin. 2012. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.
30. Magali. (2005) contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture). Thèse de doctorat, université Joseph fourrier. Grenoble.
31. Olivier M. (2002). Aléas géomorphologique (Mouvements de terrain) processus, fonctionnement, cartographie. Mémoire de recherche, université de Louis pasteur, Strasbourg.
32. Reid, Mark E, Richard G LaHusen and William L Ellis 1999. Real-time monitoring of active landslides: US Department of the Interior, US Geological Survey
33. Reiffsteck Ph. Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes(2001).

- 34.** S.I.E.E : société d'ingénierie pour l'Eau et l'Environnement. (2008).
- 35.** Valson, S N, Makoviski, L V et Merkin, V E. 2001. accidents in transportation and subway tunnels construction to operation elex.km.mosco,russia. 2001.
- 36.** Yoshida, N. 1996. Survey and restoration of the daikai subway station damaged during the 1995 Hoboken. 1996.
- 37.** Yu-Jun C, Pierre D. Applications au calcul des ouvrages .Techniques de l'ingénieur.
- 38.** Yahiaoui M. (2008). "Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel plaxis". Magister en Génie Civil. Département de Génie Civil Université de Tlemcen ; Algérie.
- 39.** Melouka S. (2003). "Au sujet de l'analyse de la stabilité des pentes en terrains meubles application de code de calcul 'Flac'". Magister en Génie Civil. Département de Génie Civil, Université de Tlemcen ; Algérie.
- 40.** Cheikh A. & Djaber A. (2019). "Etude d'un glissement de terrain renforcé par pieux". Master en Génie Civil. Département de Génie Civil, Université de Tlemcen ; Algérie.
- 41.** Chafi S. (2012). "Contribution à l'étude du renforcement des talus instables par les géo synthétiques". Master en Génie Civil. Département de Génie Civil, Université de Tlemcen ; Algérie.
- 42.** Chemmakh R. (2015). "Stabilité des talus". Master en Génie Civil. Département de Génie Civil, Université de Guelma ; Algérie.

# Annexe 1

---

## Déformée du maillage





## Annexe 2

---

### Cercle de rupture

