

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية  
الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**

**Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



## **MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

**En : GENIE CIVIL**

**Spécialité : Structure**

**Par : Chikh bekada Yasmina & Mahammedi Bouchra**

### **Sujet**

**ETUDE DE L'EFFET DE LA CONSTRUCTION DE  
TUNNELS JUMEAUX DANS UN TERRAIN EN PENTE**

**Soutenu le 06/ 2023, devant le jury composé de :**

BENCHOUK A.	Professeur	Université de Tlemcen	Présidente
ZADJAOUI A.	Professeur	Université de Tlemcen	Examineur
EL HOUARI N.	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Encadrante

## Dédicaces

*Nous dédions le fruit de cette humble œuvre à notre bien le plus précieux dans cette présence*

*“nos parentes”, qui ont eu une empreinte sincère sur notre vie, et grâce à eux et grâce à*

*Dieux, nous avons atteint ce moment aujourd’hui.*

*A toute la famille généreuse qui nous a soutenu.*

*A tous nos amies, amis*

*A la promotions M2 STRUCTURE 2022- 2023*

***Chikh Bekada Yasmina & Mahammedi Bouchra***

## Remerciements

Remercions Dieu d'abord, qui nous a donné la force, la patience de finir ce mémoire, et qui nous a mené à réussir à atteindre ce stade scientifique.

Nous exprimons nos sincères remerciements et notre grande gratitude à notre encadrante, Mme EL HOUARI Nesrine Maitre de Conférences à l'université de Tlemcen qui a joué un rôle déterminant dans l'appui, l'orientation et l'aide à la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier, aussi, vivement et respectueusement Mme Benchouk Assia Professeur à l'université de Tlemcen qui nous a fait l'honneur de présider ce jury. Nous remercions aussi Mr ZADJAOUI Abdeldjalil Professeur à l'université de Tlemcen d'avoir bien voulu examiner ce mémoire.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous

## RESUME

Dans ce mémoire, des analyses numériques sont présentées pour estimer l'effet du creusement de tunnels jumeaux parallèles dans un terrain en pente à l'aide du logiciel de modélisation Plaxis 2D. Nos analyses se sont étendues avant et après la construction des tunnels pour faire des comparaisons, deux cas d'étude sont présentés. En premier lieu, un modèle de référence tiré des multitudes exemples de Plaxis est traité, des résultats obtenus en termes de coefficient de sécurité et surface de rupture sont présentées et discutées. Ensuite, une étude paramétrique sur ce modèle est établie en faisant varier plusieurs facteurs clés pour évaluer leur influence sur les résultats obtenus, il s'agit de la distance entre les deux axes des tunnels, la profondeur et le diamètre des tunnels, la pente du terrain encaissant et enfin la nature du sol encaissant. Des résultats intéressants ont été obtenus. Un deuxième cas réel d'étude tiré de la littérature, celui de Vlachopoulos & Vazaios (2015) est présenté, il s'agit d'un cas d'étude de tunnels jumeaux inclinés appelés tunnel Sigma 3 de l'autoroute Egnatia Odos (européenne) creusés dans la roche. Dans les analyses de ce cas, nous avons modifié la configuration des tunnels inclinés vers une autre parallèle. Cette modification a été réalisée dans le but de renforcer les résultats précédemment obtenus, en termes de stabilité. Les conclusions tirées de ces études ont des implications pratiques pour la conception et la construction de tunnels jumeaux dans des terrains en pente, en aidant à réduire les risques d'instabilité et à assurer la sécurité des ouvrages.

**Mots Clés :** tunnels jumeaux- terrain en pente, Etude paramétrique, Coefficient de sécurité, Surface de rupture.

## ABSTRACT

In this thesis, numerical analyzes are presented to estimate the effect of digging parallel twin tunnels in sloping terrain using Plaxis 2D modeling software. Our analyzes extended before and after the construction of the tunnels to make comparisons, two case studies are presented. First, a reference model drawn from the many examples of Plaxis is treated, the results obtained in terms of safety factor and fracture surface are presented and discussed. Then, a parametric study on this model is established by varying several key factors to assess their influence on the results obtained, these are the distance between the two axes of the tunnels, the depth and the diameter of the tunnels, the slope of the surrounding terrain and finally the nature of the surrounding soil. Interesting results have been obtained. A second real case study taken from the literature, that of Vlachopoulos & Vazaios (2015) is presented, it is a case study of inclined twin tunnels called Sigma 3 tunnel of the Egnatia Odos motorway (European ) dug into the rock. In the analyzes of this case, we modified the configuration of the tunnels inclined towards another parallel. This modification was carried out in order to reinforce the results previously obtained, in terms of stability. The conclusions drawn from these studies have practical implications for the design and construction of twin tunnels in sloping terrain, helping to reduce the risk of instability and ensure the safety of the structures.

Keywords: Twin tunnels-sloping terrain, Parametric study, Safety coefficient, Fracture surface.

## ملخص

في هذه الأطروحة ، تم تقديم تحليلات عددية لتقدير تأثير حفر الأنفاق المزدوجة المتوازية في التضاريس المنحدرة باستخدام برنامج نمذجة Plaxis 2D. امتدت تحليلاتنا قبل وبعد بناء الأنفاق لإجراء مقارنات ، تم تقديم دراستي حالة. أولاً ، يتم معالجة نموذج مرجعي مأخوذ من العديد من أمثلة Plaxis ، ويتم تقديم ومناقشة النتائج التي تم الحصول عليها من حيث عامل الأمان وسطح الكسر. بعد ذلك ، يتم إنشاء دراسة بارامترية على هذا النموذج من خلال تغيير عدة عوامل رئيسية لتقييم تأثيرها على النتائج التي تم الحصول عليها ، وهذه هي المسافة بين محوري الأنفاق ، وعمق وقطر الأنفاق ، ومنحدر المحيط المحيط. التضاريس وأخيراً طبيعة التربة المحيطة. تم الحصول على نتائج مثيرة للاهتمام. تم تقديم دراسة حالة ثانية حقيقية مأخوذة من الأدبيات ، دراسة Vazaios & Vlachopoulos (2015) ، وهي دراسة حالة لأنفاق مزدوجة مائلة تسمى نفق Sigma 3 لطريق Egnatia Odos السريع (الأوروبي) المحفور في الصخر. في تحليلات هذه الحالة ، قمنا بتعديل تكوين الأنفاق المائلة نحو موازٍ آخر. تم إجراء هذا التعديل من أجل تعزيز النتائج التي تم الحصول عليها مسبقاً ، من حيث الاستقرار. النتائج المستخلصة من هذه الدراسات لها آثار عملية على تصميم وبناء أنفاق مزدوجة في التضاريس المنحدرة ، مما يساعد على تقليل مخاطر عدم الاستقرار وضمان سلامة الهياكل .

الكلمات المفتاحية: نفقان - أرض منحدر ، دراسة بارامترية ، عامل الأمان ، سطح الانهيار.

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre 1

<b>Figure 1.1</b> Illustrations du cycle classique de creusement à l'explosif (Kitcheh, 2012)	4
<b>Figure 1.2</b> Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, aout 1998) (Idris, 2007)	8
<b>Figure 1.3</b> Tunnel A38 Saltash, fissurations sur les parois (Berkane, 2020)	9
<b>Figure 1.4</b> Inondation du tunnel de Washington, Japon 1992 (Berkane, 2020)	11
<b>Figure 1.5</b> Forme de la cuvette de tassement (Dolzhenko, 2002)	12
<b>Figure 1.6</b> Déformation d'un bâtiment dû au tassement provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al, 1996)	12
<b>Figure 1.7</b> Maillage éléments finis (Maleki, 2011)	15
<b>Figure 1.8</b> a) Profil de tassement en surface sans application de la rigidité du bâtiment b) Profil de tassement en avec application de la rigidité bâtiment. (Maleki, 2011)	16
<b>Figure 1.9</b> Le profil de tassement en surface pour différent largeur du bâtiment (Maleki, 2011)	17
<b>Figure 1.10</b> Nativité façades de Sagrada Familia (Katzenbach et al, 2013)	17
<b>Figure 1.11</b> Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel (Katzenbach et al, 2013)	18
<b>Figure 1.12</b> Interaction tunnel-fondations profondes (Bousbia, 2016)	19
<b>Figure 1.13</b> Possibilités d'alignements de tunnels jumeaux (Channabasavaraj et Visvanath, 2013)	20

## Chapitre 02

<b>Figure 2.1</b> Morphologie d'un glissement de terrain (Philipponnat & Hobert, 1998)	25
<b>Figure 2.2</b> Glissement plan (Desodt et al, 2017)	26

<b>Figure 2.3</b> Mécanisme de glissement rotationnel (Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017)	26
<b>Figure 2.4</b> Surface de rupture (Doumi, 2015)	30
<b>Figure 2.5</b> Système de parades (Berd, 2008)	33
<b>Figure 2.6</b> Système de parades par approche douce (Chafi, 2012)	34
<b>Figure 2.7</b> Schéma d'éperons drainants (Reiffsteck, 2001)	35
<b>Figure 2.8</b> Système de parades par approche dure (Berd, 2008)	36
<b>Figure 2.9</b> Schéma d'un mur de soutènement (Belloulou, 2014)	37
<b>Figure 2.10</b> Renforcement par tirant d'ancrage (Azeggach & Moussous, 2012)	39
<b>Figure 2.11</b> Eganatia Odos highway tunnel ; typical cross-section (Vlachopoulos Vazaios, 2015)	41
<b>Figure 2.12</b> Tunnels de la pénétrante d'Oran (Algérie)	41
 <b>Chapitre 03</b>	
<b>Figure 3.1</b> Définition du problème de calcul	45
<b>Figure 3.2</b> Modèle élément fini retenu	46
<b>Figure 3.3</b> Cercle de rupture (avant la construction des tunnels) $F_s \sim 2$	47
<b>Figure 3.4</b> Cercle de rupture (après la construction du tunnel de gauche) : $F_s = 2$	48
<b>Figure 3.5</b> Cercle de rupture (après la construction du deuxième tunnel) : $F_s = 2$	48
<b>Figure 3.6</b> Cercle de rupture ( $d_1 = 10\text{m}$ ) : $F_s = 2$	49
<b>Figure 3.7</b> Cercle de rupture ( $d_3 = 12\text{m}$ ) : $F_s = 2$	49
<b>Figure 3.8</b> Cercle de rupture ( $d_3 = 14\text{m}$ ) : $F_s = 2$	50
<b>Figure 3.9</b> Cercle de rupture (pour $H = 10\text{m}$ ) : $F_s = 2$	50
<b>Figure 3.10</b> Cercle de rupture (pour $H = 15\text{m}$ ) : $F_s = 2$	51
<b>Figure 3.11</b> Cercle de rupture (pour $H = 20\text{m}$ ) : $F_s = 2$	51

<b>Figure 3.12</b> Cercle de rupture (pour D=4m) : $F_s=2$	52
<b>Figure 3.13</b> Cercle de rupture (pour D=6m) : $F_s=2$	52
<b>Figure 3.14</b> Cercle de rupture (pour D=10m) : $F_s=2$	53
<b>Figure 3.15</b> Cercle de rupture ( $\beta=20^\circ$ ) : $F_s=1,74$	53
<b>Figure 3.16</b> Cercle de rupture ( $\beta=25^\circ$ ) : $F_s=1,34$	54
<b>Figure 3.17</b> Cercle de rupture ( $\beta=30^\circ$ ) : $F_s=1,09$	55
<b>Figure 3.18</b> Coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente	55
<b>Figure 3.19</b> Cercle de rupture (avant et après la construction des tunnels)	56
<b>Figure 3.20</b> Tunnel S3 (Est portails) (Vlachopoulos Vazaiios, 2015)	58
<b>Figure 3.21</b> Modèle numériques pour le tunnel S3 du projet Egnatia Odos (Vlachopoulos Vazaiios, 2015)	58
<b>Figure 3.22</b> Modèle élément fini retenu pour le deuxième cas d'étude	59
<b>Figure 3.23</b> Cercle de rupture avant et après les excavations (Vlachopoulos Vazaiios, 2015)	59
<b>Figure 3.24</b> Cercle de rupture (avant et après la construction des tunnels)	60
<b>Figure 3.25</b> Cercle de rupture (Tunnels loin de la pente)	61

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 02

Tableau 2.1 Définitions d'un coefficient de sécurité (Lambe, 1973)	28
--	----

## Chapitre 03

Tableau 3.1 Caractéristiques du sol (manuel Plaxis)	45
---	----

Tableau 3.2 $F_s$ en fonction de l'angle de la pente	55
--	----

Tableau 3.3 Comparaison du Facteur de sécurité	61
--	----

# Principales Notations et Abréviations

Symboles	Définitions
<b>FS</b>	Coefficient de sécurité
<b><math>\tau_{\max}</math> (KPA)</b>	Résistance au cisaillement
<b><math>\tau</math> (KPA)</b>	Contrainte de cisaillement mobilisé
<b><math>F_{\text{résist}}</math></b>	Force résistance
<b><math>F_{\text{mortice}}</math></b>	Force motrice
<b><math>H_{\max}</math></b>	Effort horizontal maximal
<b>H</b>	Effort horizontal
<b>MC</b>	Mohr Coulomb
<b>MEF</b>	Méthode des élément finis
<b><math>S_{\max}</math></b>	Tassement maximum en surface
<b><math>\beta</math></b>	Pente de la cuvette de tassement
<b><math>\psi</math></b>	L'angle de dilatance
<b>U (y)</b>	Déplacement vertical
<b>U</b>	Déplacement total
<b>D</b>	Diamètre du tunnel.
<b>C</b>	Cohésion du sol.
<b>E (Bar)</b>	Module de Young
<b><math>\gamma</math></b>	Poids volumique du sol $KN/m^3$
<b><math>\gamma_d</math></b>	Poids volumique sec $KN/m^3$
<b><math>\gamma_h</math></b>	Poids volumique humide $KN/m^3$
<b><math>\gamma_{\text{sat}}</math></b>	Poids volumique saturé $KN/m^3$
<b><math>K_0</math></b>	Coefficient de poussée de terre au repos.
<b>EA</b>	Rigidité normale (kN/m)
<b>EI</b>	Rigidité de flexion (kN.m <sup>2</sup> /m) $KN \cdot m^2 / m$
<b>Rc (bar)</b>	La résistance à la rupture en compression simple

# TABLES DES MATIERES

Dédicace	I
Remerciements	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Liste des figures et tableaux	VI
Principales Notations et Abréviations	X
Table des matières	XI
<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 01 : Etude bibliographique sur Les tunnels</b>	
1.1 INTRUCTION	3
1.2 LES CHOIX DES TECHNIQUES DE CREUSEMENT D'UN TUNNEL	4
1.2.1 Creusement à l'explosif	4
1.2.2 Creusement mécanisé	5
1.3 LES DIFFERENTS TYPES DE CREUSEMENT	5
1.3.1 Le creusement en pleine section	5
1.3.2 Le creusement en demi-section	6
1.3.3 Creusement en sections divisées	6
1.4 RISQUES LIES AUX INSTABILITES DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS	7
1.4.1 Les effondrements	8
1.4.2 Les désordres	8
1.4.3 Les inondations	9
1.4.4 Les tassements en surface	11
1.5 DIFFERENTS TYPES D'INTERACTION	12
1.5.1 Interaction sol-tunnel	12
1.5.2 Interaction tunnel – structure en surface	13

1.5.3 Interaction Tunnels- Ouvrages existants	18
1.5.4 Interaction tunnel- tunnel	19
1.5.5 Interaction tunnel- fondations profondes	20
1.6 CONCLUSION	20
<b>CHAPITRE 02 : Généralités sur les terrains en pentes</b>	<b>22</b>
2.1 INTRODUCTION	22
2.2 DEFINITION ET TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS	23
2.2.1 Les mouvements lents et continus	23
2.2.2 Les mouvements rapides et discontinus	24
2.3 DIFFÉRENTES FORMES D'INSTABILITÉ D'UN TERRAIN	24
2.3.1 L'écroulement	24
2.3.2 Le fluage	24
2.3.3 La coulée boueuse	24
2.3.4 Le glissement	24
2.4 LA STABILITÉ DES PENTES	26
2.4.1 Coefficient de sécurité	28
2.4.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	29
2.5 MÉTHODES DE CALCUL	30
2.5.1 Méthodes de l'équilibre limite	31
2.5.2 Les méthodes probabilistes	31
2.5.3 Les méthodes numériques	32
2.6 METHODES DE CONFORTEMENT ET TECHNIQUE DE STABILISATION	33
2.6.1 Système douce	34
2.6.1.1 Terrassements	34
2.6.1.2 Drainage	34
2.6.1.3 Végétation	35

2.6.2 Approche dure	36
2.6.2.1 Soutènement	36
2.6.2.2 Durcissement	37
2.6.2.3 Renforcement	37
2.7 CAS D'ÉTUDES DE TUNNEL SOUS UNE PENTE	39
2.8 CONCLUSION	41
<b>CHAPITRE 3 : Interaction Tunnels jumeaux-terrain en pente</b>	<b>43</b>
3.1 INTRODUCTION	43
3.2 PRÉSENTATION DU PREMIER MODÈLE DE CALCUL	44
3.2.1 Définition du modèle de référence	44
3.2.2 Caractéristiques des matériaux	45
3.2.3 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu	46
3.3 RESULTATS ET DISCUSSIONS DU CAS DE REFERENCE	46
3.3.1 Etude de la stabilité de la pente sans tunnels	47
3.3.2 Etude de la stabilité de la pente en présence des tunnels	47
3.3.2.1 Construction du tunnel gauche	47
3.3.2.2 Construction du tunnel de droite	48
3.4 ETUDE PARAMETRIQUE	48
3.4.1 Influence de la distance horizontale entre les deux tunnels	49
3.4.1.1 Résultats des calculs : $d_1=10m$	49
3.4.1.2 Résultat des calculs à : $d_2=12m$	49
3.4.1.3 Résultat des calculs : $d_3=14m$	50
3.4.2 Influence de la profondeur H	50
3.4.2.1 Résultats des calculs : $H_1=10m$	50
3.4.2.2 Résultats des calculs : $H_2=15m$	51
3.4.2.3 Résultats des calculs $H_3=20m$	51

3.4.3 Influence du diamètre D	51
3.4.3.1 Résultats des calculs : $D_1=4m$	51
3.4.3.2 Résultats des calculs : $D_2=8m$	52
3.4.3.3 Résultats des calculs : $D_3=10m$	52
3.4.4 Influence de la pente	53
3.4.4.1 Résultats des calculs : $\beta=20^\circ$	53
3.4.4.2 Résultats des calculs : $\beta=25^\circ$	54
3.4.4.3 Résultats des calculs : $\beta=30^\circ$	54
3.4.5 Influence de la nature du sol	56
3.5 DISCUSSIONS ET INTERPRETATIONS	57
3.6 DEUXIEME CAS D'ETUDE	57
CONCLUSION	62
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	63
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	64

## INTRODUCTION GENERALE

Actuellement, à l'égard de l'urbanisation et la congestion du trafic dans les zones urbaines, la nécessité d'étendre les transports en commun en particulier les systèmes de métro augmente considérablement. Ce type de tunnels a tendance à se présenter sous la forme de tunnels jumeaux et voisins les uns des autres engendrant ainsi une interaction qui peut induire des mouvements importants dans le terrain encaissant.

Généralement, dans les projets de creusement de tunnels, la stabilité des excavations et leur interaction, dans le cas de tunnels jumeaux, avec l'environnement sont d'une grande importance. Cependant, lorsque la topographie dicte qu'un tunnel traverse une pente, un autre paramètre crucial doit être pris en compte, il s'agit de la stabilité des tunnels et celle de la pente en même temps. Dans de tels cas, les outils numériques peuvent s'avérer essentiels car ils peuvent fournir un aperçu supplémentaire de l'interaction complexe entre les tunnels et leur impact sur la stabilité de la pente.

Ainsi, il est décisif de mener des études approfondies pour comprendre et évaluer les risques liés à l'instabilité causée par le creusement de tunnels jumeaux dans un terrain en pente.

Les résultats présentés dans ce mémoire mettent en lumière l'intérêt de ce genre d'études consacrées à l'analyse de l'effet du creusement de tunnels jumeaux sur un terrain en pente. Le mémoire est organisé en trois chapitres, chacun abordant des aspects clés de cette problématique, et visant à approfondir ces sujets. Il a comporté une partie bibliographique et une autre numérique. La partie bibliographique est divisée en deux chapitres.

Le premier chapitre est consacré à présenter des généralités sur les tunnels, il examine les choix des techniques de creusement, en mettant l'accent sur le creusement à l'explosif et le creusement mécanisé. De plus, il présente les différents types de creusement. Les risques liés à l'instabilité des ouvrages souterrains sont également abordés, tout comme

les différentes formes d'interaction, telles que l'interaction sol-tunnel et l'interaction entre deux tunnels parallèles.

Le deuxième chapitre se concentre sur la stabilité des pentes, il commence par définir les mouvements de terrain et présente les différentes typologies des différentes instabilités en mettant l'accent sur le coefficient de sécurité, qui est un paramètre clé pour évaluer la stabilité des pentes. Le choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité est également discuté, ainsi que les différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes. Enfin, les techniques de confortement et de stabilisation des pentes sont abordées pour prévenir les risques d'instabilité.

Le troisième et dernier chapitre est consacré à l'analyse de l'effet de la construction de tunnels jumeaux sur un terrain en pente. Deux études ont été menées : une première étude numérique est présentée sur un modèle de référence tiré de Plaxis est étudié pour comprendre les interactions complexes entre les tunnels jumeaux et le terrain environnant en pente, ensuite, une étude paramétrique est réalisée pour ce même modèle afin d'analyser les variations de certains paramètres sur nos résultats, ces derniers se sont basés surtout sur l'évaluation du coefficient de sécurité, qui est un paramètre clé pour évaluer la stabilité et l'analyse de la surface de glissement. Enfin, une interprétation des résultats obtenus a permis de tirer des conclusions et de formuler des recommandations générales pratiques pour la construction de tunnels jumeaux dans des terrains en pente. Une deuxième étude est présentée comme continuité à la première décrivant un cas d'étude tiré de la littérature, il s'agit du modèle de Vazaios et Vlachopoulos (2015). La stabilité de l'ensemble a été étudiée en termes de coefficient de sécurité et surface de rupture.

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

## Chapitre 1

# Etude bibliographique sur Les tunnels

## 1.1 INTRODUCTION

La réalisation de tunnels demande une expertise approfondie dans le choix des techniques de creusement, la prise en compte des risques liés à l'instabilité, les différents modes de soutènement et la compréhension des différentes interactions auxquelles ces ouvrages sont soumis.

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude bibliographique liées aux tunnels en mettant l'accent sur les choix des techniques de creusement. Nous avons abordé notamment le creusement à l'explosif et le creusement mécanisé, qui représentent deux approches distinctes mais complémentaires. Ensuite, nous avons examiné les différents types de creusement utilisés dans la construction de tunnels. Par la suite, nous avons exposés les risques liés à l'instabilité dans les ouvrages souterrains. Enfin, les

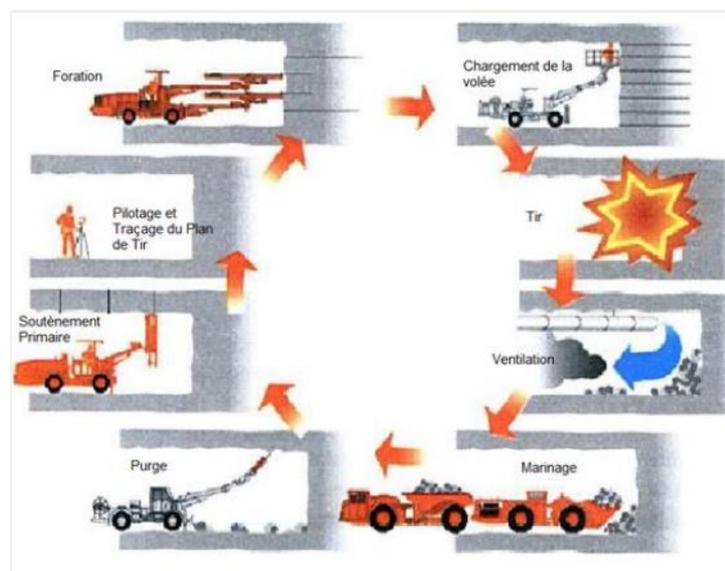
différents types d'interactions auxquels les tunnels sont confrontés sont abordés. Ces interactions peuvent avoir des conséquences significatives sur la stabilité des tunnels et nécessitent donc une analyse approfondie lors de la conception et de la réalisation des ouvrages souterrains.

## 1.2 LES CHOIX DES TECHNIQUES DE CREUSEMENT D'UN TUNNEL

Le creusement d'un tunnel peut être réalisé à l'aide de différentes techniques, qui dépendent notamment des caractéristiques géologiques du sol, de la longueur du tunnel et de sa finalité.

### 1.2.1 Creusement à l'explosif

Cette technique est conçue spécialement pour l'exécution des tunnels situés dans les roches dures nécessitant 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 (Abdi & Berrabah, 2022).



**Figure 1.1** Illustrations du cycle classique de creusement à l'explosif (Kitcheh, 2012)

### **1.2.2 Creusement mécanisé**

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les responsables de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à un tunnelier (ou bouclier). Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation. De plus, pour des chantiers de moyenne ou grande importance, le critère économique plaide aussi en faveur du recours aux tunneliers.

Plusieurs types de boucliers existent et le choix d'un type particulier s'effectue, en général, suivant le contexte géologique et hydrogéologique du projet.

Cependant l'utilisation d'un tunnelier ne peut être prescrite dans tous les cas, notamment quand les terrains traversés présentent une forte hétérogénéité ou dans le cas, bien sûr, où la section du tunnel n'est pas circulaire (en forme de fer à cheval, par exemple) (Benamar, 1996).

## **1.3 LES DIFFERENTS TYPES DE CREUSEMENT**

Il existe plusieurs types de soutènement et de revêtement qui diffèrent selon le type de sol excavé et la géométrie de l'ouvrage. A partir de cette technique, le creusement peut être réalisé de trois manières différentes, on peut distinguer :

### **1.3.1 Le creusement en pleine section**

Ce type de creusement est spécifique aux terrains homogènes avec un soutènement léger, qui donne lieu à l'excavation de la section transversale complète de l'ouvrage en une seule fois.

### **1.3.2 Le creusement en demi-section**

Adapté spécifiquement aux terrains hétérogènes nécessitant la mise en place d'un soutènement important.

Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure est excavée par la suite. Le revêtement définitif est fréquemment mis en place après l'excavation de la totalité de la section de la galerie (Djelloul, 2020).

### **1.3.3 Creusement en sections divisées**

Son application est longue et coûteuse. Chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Ainsi, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement.

La position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel. Cette méthode s'applique ainsi aux grandes excavations souterraines (gares, usines, stockages), mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains où les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécutions ou conduisent à des tassements en surface non admissibles (par exemple tunnels en site urbain sous faible couverture). On considère deux modes d'exécutions caractéristiques :

On creuse une galerie de faîte en clé de voûte dans un premier temps puis on l'élargit latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte.

On peut aussi commencer à creuser deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section (kheffache, 2007).

#### **1.4 RISQUES LIES AUX INSTABILITES DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS**

La construction souterraine, notamment dans le cas des tunnels urbains, crée des risques spécifiques à toutes les étapes du projet et en particulier lors de sa construction et de son exploitation. Ces risques ont plusieurs origines (Idris, 2007).

Les tunnels sont sujets à diverses contraintes géologiques et géotechniques qui peuvent entraîner des effondrements et / ou des déformations. Il est primordial de comprendre ces risques pour pouvoir les anticiper et les atténuer, garantissant ainsi la sécurité des travaux et la durabilité des tunnels.

- Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues lors de la campagne de reconnaissance, à la capacité de prédire la réponse du sol à l'action de creusement.
- Risques hydrologiques : sont associés à l'insuffisance des informations collectées concernant l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.
- Risques d'étude : liés principalement à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions mécaniques réelles rencontrées, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'études ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
- Risques de construction ou de creusement : liés au choix d'une méthode de construction inappropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe constructeur et aux contraintes contractuelles.
- Risque opérationnel liés aux accidents.
- Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, non-acceptation des responsabilités, contentieux et sécurité (Berkane, 2020).

### 1.4.1 Les effondrements

Les effondrements (figure 1.2) représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment 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 (Idris J, 2007).

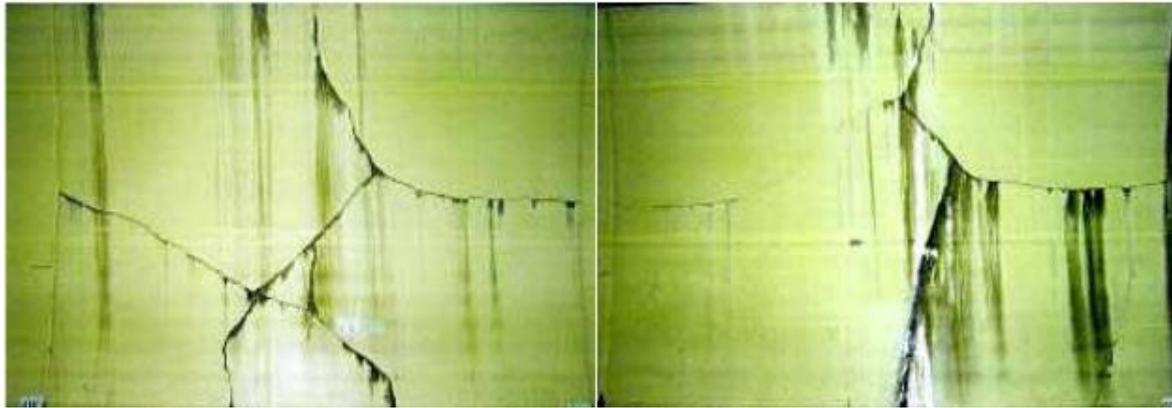


Figure 1.2 Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998)  
(Idris, 2007)

### 1.4.2 Les désordres

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration de faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc.

Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante. Le tunnel (A38-Saltash, Royaume-Uni, 1997) constitue une bonne illustration de ce problème. Des fissurations graves se sont développées sur les parois sous l'effet des agents agressifs chimiques avec le temps. La figure (1.3) illustre la situation critique des parois du tunnel (Berkane, 2020).



**Figure 1.3** Tunnel A38 Saltash, fissurations sur les parois (Berkane, 2020)

### 1.4.3 Les inondations

Les inondations dans les tunnels peuvent être extrêmement dangereuses et causer de graves problèmes. Lorsque les tunnels sont inondés, plusieurs facteurs peuvent contribuer à la situation critique :

- **Intempéries** : Les fortes pluies, les tempêtes ou les événements météorologiques extrêmes peuvent entraîner des accumulations d'eau importantes à l'extérieur des tunnels, qui peuvent ensuite s'infiltrer à l'intérieur.
- **Systèmes de drainage défectueux** : Si les systèmes de drainage des tunnels sont mal entretenus ou défectueux, ils peuvent ne pas être en mesure d'évacuer efficacement l'eau à l'intérieur du tunnel, ce qui entraîne des inondations.
- **Défaillances structurelles** : Les infiltrations d'eau dues à des fissures, des joints défectueux ou d'autres problèmes structurels peuvent également provoquer des inondations dans les tunnels.
- **Augmentation du niveau de la nappe phréatique** : Si la nappe phréatique est élevée dans une région donnée, elle peut exercer une pression sur les murs du tunnel et entraîner des infiltrations d'eau.

Les conséquences des inondations dans les tunnels sont graves et peuvent inclure :

- Risques pour la sécurité : Les inondations peuvent rendre les tunnels inaccessibles et mettre en danger la vie des personnes qui s'y trouvent. L'eau peut entraîner une perte de visibilité, une diminution de l'oxygène disponible et rendre difficile l'évacuation en cas d'urgence.
- Dommages matériels : L'eau peut endommager les équipements électriques et électroniques, les systèmes de signalisation, les câbles et autres infrastructures présentes dans les tunnels. Cela peut entraîner des perturbations de la circulation, des coûts de réparation élevés et des retards importants.
- Perturbations de la circulation : Lorsque les tunnels sont inondés, ils doivent souvent être fermés à la circulation, ce qui entraîne des perturbations majeures dans les déplacements des personnes et des marchandises.

Pour prévenir les inondations dans les tunnels, il est essentiel de mettre en place des systèmes de drainage appropriés, d'effectuer un entretien régulier et de surveiller attentivement les conditions météorologiques.

En cas d'inondation, il est crucial de disposer de plans d'urgence appropriés pour évacuer les personnes en toute sécurité et minimiser les dommages matériels.

L'inondation du tunnel routier de (Wushantou au Japon, 1992) est un bon exemple. (La figure 1.4) montre une partie des dégâts observés après cet accident<sup>1</sup> (Berkane, 2020).

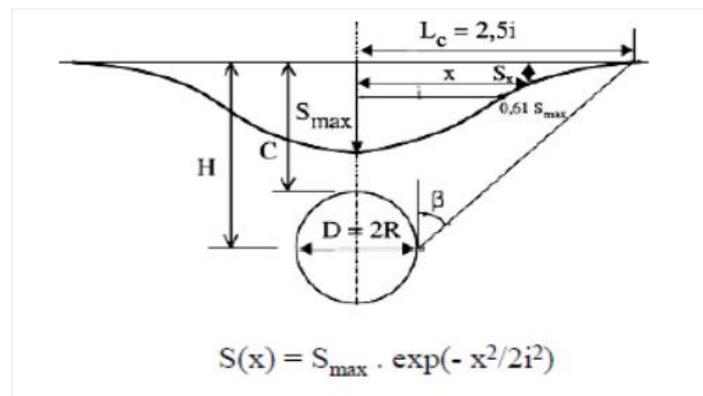


**Figure 1.4** Inondation du tunnel de Washington, Japon 1992 (Berkane, 2020).

#### 1.4.4 Les tassements en surface

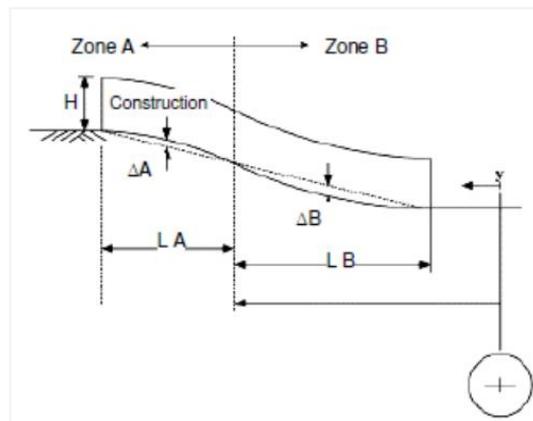
Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface (Idris, 2007).

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, (figure1.5).



**Figure 1.5** Forme de la cuvette de tassement (Dolzhenko, 2002)

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 la montre la figure (1.6), on distingue plusieurs zones suivant la concavité de la déformation, zone A et zone B.



**Figure 1.6** Déformation d'un bâtiment dû au tassement provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al, 1996)

## 1.5 DIFFERENTS TYPES D'INTERACTION

Tous les ouvrages de Génie-civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels. (Bnhammou&Zirar, 2019).

Les phénomènes d'interaction se manifestent dans la thématique des ouvrages souterrains de plusieurs manières et sur différents aspects. (Abderrahmane &bensalah, 2016).

### 1.5.1 Interaction sol-tunnel

L'interaction entre le sol et les tunnels est un aspect important de la conception, de la construction et de la sécurité des tunnels. C'est un domaine complexe qui nécessite une expertise en ingénierie géotechnique.

Les ingénieurs spécialisés dans la conception des tunnels effectuent des études approfondies pour comprendre les propriétés du sol, évaluer les risques géotechniques et mettre en place les mesures appropriées pour garantir la stabilité et la sécurité du tunnel.

### 1.5.2 Interaction tunnel – structure en surface

En raison du volume de la circulation sans cesse croissante dans la plupart des régions métropolitaines de grands projets d'infrastructure sont accomplies principalement dans le but d'améliorer le transport en commun (bus, métro, train) et le trafic individuel (voitures, piétons). Par conséquent, les constructions souterraines dans les zones urbaines à forte densité comme les tunnels de métro, les tunnels routiers et ferroviaires sont réalisés dans presque toutes les grandes villes, par exemple le métro d'Alger, le métro à Vienne, le métro à Rome, le métro Budapest, les tunnels routiers à Madrid, les tunnels de métro et de chemin de fer à Berlin et la ligne de chemin de fer à grande vitesse à Barcelone (Katzenbach, 2013).

Toutes ces constructions souterraines sont le parfait exemple d'interaction avec les structures qui existent en surface, demandant ainsi des études et des analyses irréprochables pour la bonne maîtrise des déformations des massifs environnants dans le but de prévenir quelconques dommages pouvant nuire aux constructions avoisinantes.

Le retour d'expérience de cas précédents a ouvert la voie à la mise en place de diverses méthodes empiriques entre les mouvements du sol causés par le creusement et les dommages de structure associée ; ces méthodes sont largement utilisées dans la pratique.

En réalité, une analyse rigoureuse du problème tunnel-structure est une tâche difficile, en raison de plusieurs facteurs tels que :

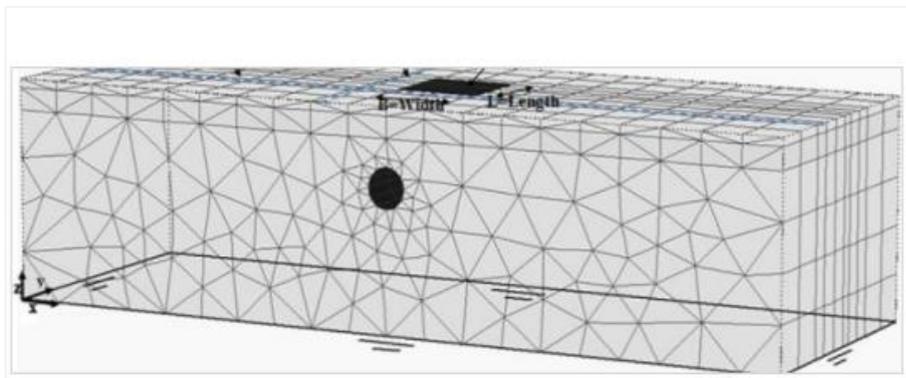
- La forte interaction entre les tunnels et la structure adjacente.
- La nature 3D de ce problème.
- Le comportement géométrique non linéaire impliqué qui conduit à utiliser une méthode numérique d'appréciation (Mroueh et Shahrour, 2003).

Différentes approches ont été utilisées pour représenter l'interaction tunnel bâtiment avec des niveaux de détails variables dans les méthodes numériques, deux étapes consécutives sont exécutées :

- La première étape porte sur la détermination du mouvement du sol induit par l'effet du creusement à l'aide de calculs empiriques, analytique ou des méthodes numériques.
- Et dans la seconde étape l'analyse structurelle du bâtiment soumis au tassement du sol calculée dans la première étape (Maleki et al, 2011).

L'approche simplifiée peut être considéré comme très conservatrice. Dans la modélisation 3D, les détails de la construction peuvent être modélisés (Mroueh et Shahrour, 2003). L'avantage de ce modèle 3D est que le bâtiment peut être pris en compte dans toutes les configurations géométriques par rapport à l'axe du tunnel. Trois exemples de ces analyses sont les œuvres de Mroueh et Shahrour (2003), Burd et al. (2000) et Keshuan et Lieyun (2008).

L'étude de Maleki et al, (2011) est définie dans le cadre de l'interaction tunnel structure adjacente. Elle met l'accent sur l'influence du bâtiment sur les mouvements du sol induits par l'excavation d'un tunnel. Un ensemble d'analyses Eléments Finis a été réalisé pour étudier Les effets de l'interaction entre le tunnel et la structure avoisinante (Voir Figure 1.7).



**Figure 1.7** Maillage éléments finis (Maleki, 2011)

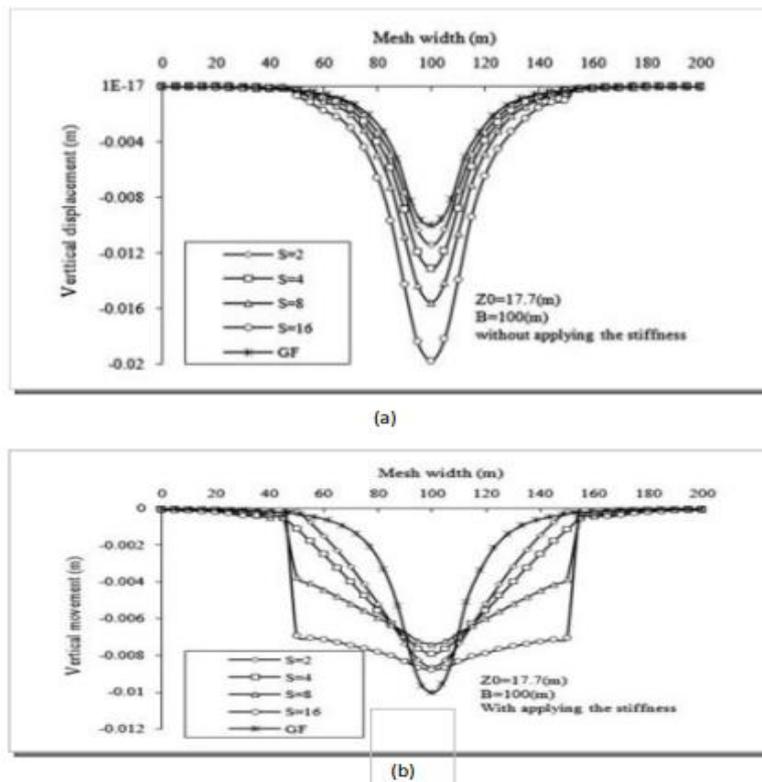
La répartition du tassement en surface dans deux cas avec et sans tenir compte de la rigidité du bâtiment a été présentée sur (la figure 1.8).

Il est clair que la distribution de tassement est effectivement influencée par cette rigidité de la construction.

En fait, la rigidité de la construction provoque un tassement uniforme sous la fondation, cette uniformité est augmentée par l'augmentation de la rigidité. (Maleki et al, 2011)

La rigidité de la structure joue un rôle important dans le problème d'interaction structure-tunnel. En fait, les mouvements dus au creusement sont contrôlés par la raideur de la structure

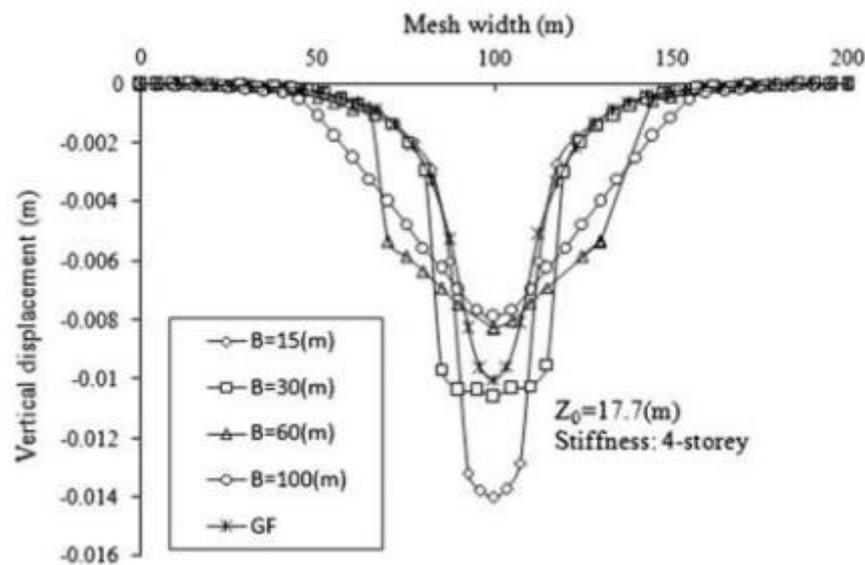
Le poids de la structure est aussi un facteur fondamental dans les mouvements de sol provoqués par le creusement Ces mouvements ont généralement augmenté par l'augmentation du poids de la structure (Figure 1.8a).



**Figure 1.8** a) Profil de tassement en surface sans application de la rigidité du bâtiment  
b) Profil de tassement avec application de la rigidité du bâtiment (Maleki, 2011)

Le profil des mouvements verticaux en surface pour différentes largeurs du bâtiment a été présenté sur la (Figure 1.9).

Les résultats des auteurs indiquent que, pour les largeurs importantes le tassement maximal est diminué, mais un grand domaine de terrain est influencé en raison du creusement du tunnel (Maleki et al, 2011).



**Figure 1.9** Le profil de tassement en surface pour différent largeur du bâtiment (Maleki et al, 2011)

Comme a été déjà cité plus haut, en raison de l'emplacement dans les sites urbains, les constructions souterraines doivent être réalisées dans un contexte très sensible, comme pour les bâtiments de grande hauteur et biens du patrimoine mondial un exemple type de ce dernier la Sagrada Familia (Figure 1.10).



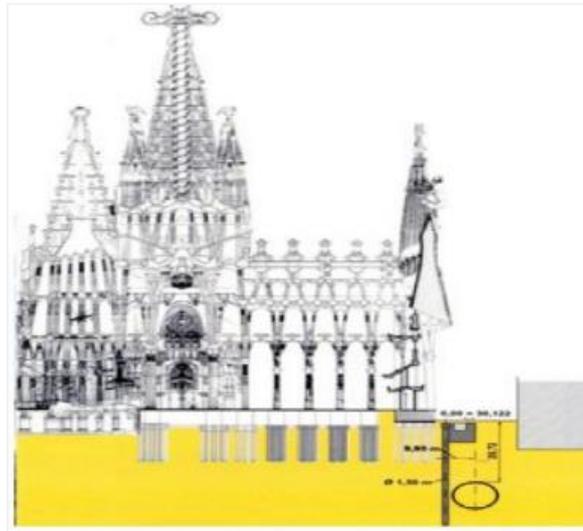
**Figure 1.10** Nativité façades de sagrada Familia (Katzenbach et al, 2013)

Par conséquent, les exigences relatives à ces projets d'infrastructure en ce qui concerne la précision et la minimisation des impacts sur l'environnement sont extrêmement élevées.

En se basant sur des investigations importantes et des études analytiques de sol ainsi que l'utilisation de simulations numériques en combinaison avec des examens complets de la construction et l'utilisation de méthodes d'observation, on peut garantir la sécurité et la fonctionnalité des constructions concernées.

Afin de garantir la sécurité de la Sagrada Familia et d'éviter des tassements des sols des solutions ont été adoptées en utilisant un mur de pieux forés qui a été construit entre Glory façade de la Sagrada Familia et le tunnel.

Le diamètre des piles est de 1,5 m et son loin du centre du tunnel de 2 m et ont une longueur d'environ 40 m (Figure 1.11).



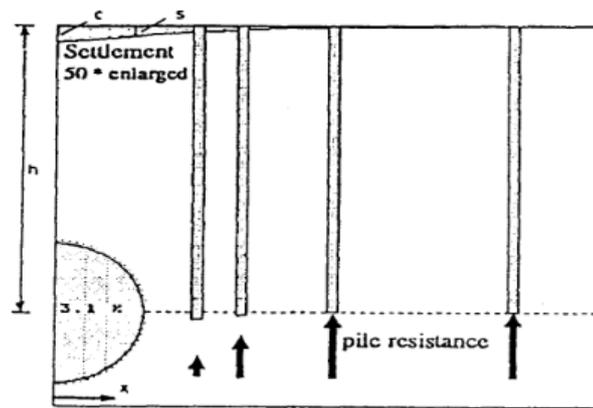
**Figure 1.11** Section plane de la Sagrada Familia et le tunnel  
(Katzenbach et al, 2013)

### 1.5.3 Interaction Tunnels- Ouvrages existants

Des cas d'interaction entre le creusement d'un tunnel et des ouvrages existants sont investis par plusieurs chercheurs (Mroueh, 1999). On peut trouver l'interaction Tunnel – Fondation profonde : un thème qui a fait l'objet de plusieurs études expérimentales en centrifugeuse. On peut citer pour exemple les travaux de (Bezuijen et Van der Schrier 1994, Hergarden et al. 1996, Van derschrier et al. 1993), dans lesquels les auteurs se sont intéressés aux tassements induits et à la perte de capacité portante d'un groupe de pieux au cours du creusement d'un tunnel.

L'essai a comporté deux étapes : La première concernait la mise en place des pieux dans le sol, la deuxième étape concernait la simulation du creusement, par réduction progressive du diamètre du tunnel.

Les auteurs ont montré dans une première série de mesures que les pieux situés à moins de  $1,5D$  du centre du tunnel ( $D$  diamètre du tunnel) subissent des tassements importants et une forte réduction de leur capacité portante (Figure 1.12). Ils ont aussi établi que les pieux situés à plus de  $2,5D$  du centre du tunnel sont peu affectés.



**Figure 1.12** Interaction tunnel-fondations profondes  
(Bousbia, 2016)

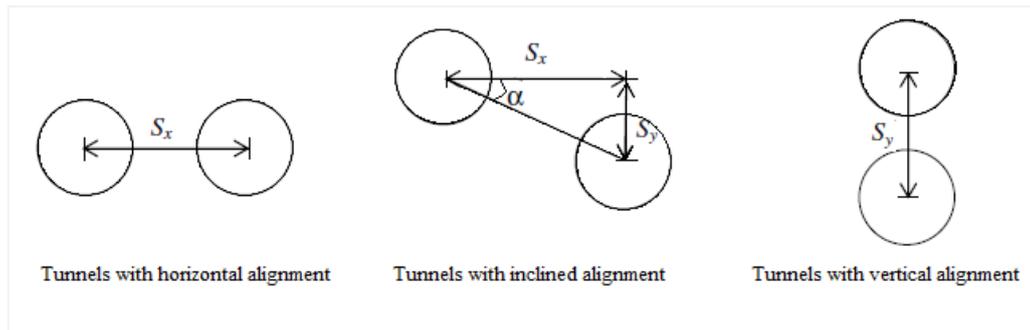
#### 1.5.4 Interaction tunnel- tunnel

La réalisation de tunnels de très grands diamètres ( $D > 10\text{m}$ ) dans certains projets d'aménagement peut poser des problèmes majeurs en site urbain, notamment à cause des risques élevés de tassements en surface et des coûts de réalisation de ces ouvrages.

Pour ces raisons, la solution d'un ouvrage bitubes (appelés tunnels jumeaux ou superposés) peut être préférée.

Cependant, la densité des infrastructures existantes et (ou) la configuration de certains sites peuvent conduire à des solutions avec des tunnels très rapprochés. Cette configuration peut alors poser des problèmes d'interaction lors de la construction du deuxième tunnel sur le tunnel existant, en particulier dans les terrains meubles.

L'interaction tunnel-tunnel est prise en compte dès les phases de conception des projets et nécessite une coordination et une collaboration étroites entre les ingénieurs spécialisés dans les tunnels. Des études géotechniques approfondies, des simulations et des analyses structurelles doivent être effectuées pour évaluer les risques potentiels, assurer la stabilité et garantir la sécurité des tunnels adjacents.



**Figure 1.13** Possibilités d'alignements de tunnels jumeaux  
(Channabasavaraj et Visvanath, 2013)

### 1.5.5 Interaction tunnel- fondations profondes

L'interaction entre un tunnel et des fondations profondes peut avoir des implications importantes sur la stabilité et la sécurité des deux structures.

La construction d'un tunnel à proximité de fondations profondes peut exercer des charges supplémentaires sur ces fondations. Ces charges peuvent être causées par des mouvements du sol, des tassements différentiels ou des contraintes induites par les excavations du tunnel. Il est essentiel d'évaluer ces charges supplémentaires pour garantir que les fondations profondes sont adéquates pour les supporter.

Aussi, les fondations profondes situées à proximité d'un tunnel peuvent également avoir des effets sur la stabilité du tunnel lui-même. Par exemple, des mouvements différentiels du sol autour des fondations peuvent induire des déformations ou des contraintes supplémentaires sur les parois du tunnel. Cela peut nécessiter des mesures de soutènement supplémentaires ou des adaptations de la conception du tunnel pour résister à ces forces.

### 1.6 CONCLUSION

En conclusion, ce chapitre a dégagé une étude bibliographique sur les tunnels et a mis en lumière les différentes techniques de creusement ainsi que les risques et interactions associés à la construction d'ouvrages souterrains. Nous avons souligné l'importance

d'une planification minutieuse et d'une analyse approfondie des conditions géologiques et géotechniques du site avant la construction d'un tunnel.

Ce chapitre a souligné également la nécessité d'une collaboration étroite entre les différents intervenants impliqués dans la construction d'un tunnel, notamment les ingénieurs, les géologues pour garantir la réussite de l'ouvrage souterrain.

L'analyse des risques et la mise en place de mesures de sécurité appropriées doivent être intégrées à chaque étape de la construction pour assurer la sécurité des travailleurs et du public et la durabilité des ouvrages.

## Chapitre 2

# Généralités sur les terrains en pentes

## 2.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre aborde un sujet crucial dans le domaine de l'ingénierie géotechnique : La stabilité des pentes qui est l'un des aspects essentiels de cette discipline, visant à prévenir les mouvements de terrain qui peuvent engendrer des dommages considérables aux infrastructures et aux personnes.

Comprendre les mécanismes d'instabilité des terrains et développer des méthodes de calcul et de stabilisation appropriées sont donc des enjeux primordiaux pour garantir la sécurité des sites et prévenir les accidents.

Les pentes peuvent être sujettes à divers types d'instabilité, tels que les glissements de terrain, les affaissements ou les éboulements, qui peuvent entraîner des conséquences désastreuses. Ce chapitre examine les différentes formes d'instabilité des terrains, les

méthodes de calcul de la stabilité des pentes, ainsi que les techniques de stabilisation utilisées pour prévenir les mouvements de terrain.

## **2.2 DEFINITION ET TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS**

Le terme « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres de par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements ou encore de coulées boueuses, résultant de la rupture, de la déformation, et du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges...) ou anthropiques (terrassement, déboisement...).

Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

Dans les régions de montagne, c'est notamment le cas des glissements de terrain et des chutes de pierres et de blocs qui menacent de nombreuses zones urbanisées et de nombreuses infrastructures routières, mettant ainsi en danger des vies humaines. En effet, d'une part, la fréquence d'apparition de phénomènes catastrophiques reste limitée à l'échelle humaine, et d'autre part, l'évolution des mouvements de terrain est rarement visible à l'œil nu.

La vitesse de déplacement des différents phénomènes permet de distinguer deux grands types de mouvements de terrain :

### **2.2.1 Les mouvements lents et continus**

Dans ce cas, la déformation est progressive, quelquefois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Il s'agit des phénomènes d'affaissement, de

tassement, de fluage, des glissements et du retrait/gonflement de certains matériaux argileux.

### **2.2.2 Les mouvements rapides et discontinus**

Ces mouvements sont divisés en deux groupes (Tabet, 2011):

1. En masse lorsqu'il s'agit de matériaux rigides (roche),
2. Ou à l'état remanié quand s'agit de matériaux meubles (argile). Ce sont les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, les boueuses.

## **2.3 DIFFÉRENTES FORMES D'INSTABILITÉ D'UN TERRAIN**

Lors d'une étude de stabilité au glissement, on distingue souvent les terrains naturels en pente et ceux artificiellement réalisés par l'homme, appelés talus. Le glissement d'un terrain en pente n'est qu'un aspect particulier de l'instabilité générale d'un terrain. L'instabilité d'une pente naturelle se manifeste sous plusieurs aspects, notamment :

### **2.3.1 L'éroulement**

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes. Ce phénomène relève de la mécanique des roches.

### **2.3.2 Le fluage**

Il s'agit du mouvement lent du sol sans modification des efforts appliqués.

### **2.3.3 La coulée boueuse**

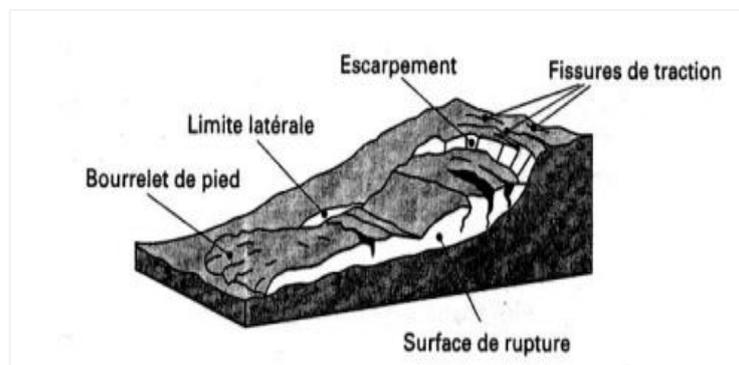
Ce phénomène se manifeste en montagne lors de l'infiltration de l'eau transportant avec elle du sol, avec des fois un débit important.

### **2.3.4 Le glissement**

L'instabilité des terrains peut se manifester de différentes manières, notamment par des glissements de terrain rotatifs, des glissements plans, des glissements de type fluage ou des chutes de blocs. Ces phénomènes peuvent être localisés ou étendus, et leur

occurrence dépend de plusieurs paramètres, tels que l'inclinaison de la pente, la cohésion des sols, l'angle de frottement interne, la présence d'eau et la surcharge appliquée. La stabilité des pentes consiste à évaluer la capacité d'une pente à résister à ces différents types de mouvements de terrain.

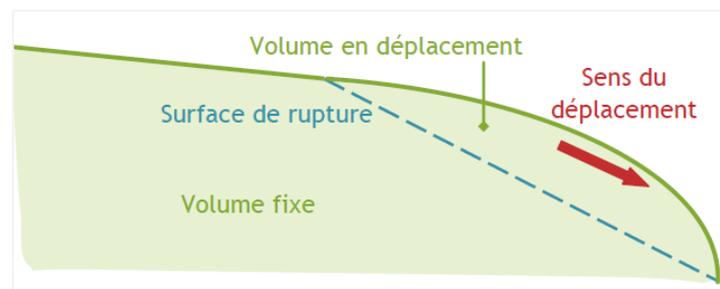
Il s'agit du déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrite par le schéma de (figure 2.1) (Boufia, 2018).



**Figure 2.1** Morphologie d'un glissement de terrain (Philipponnat & Hobert, 1998)

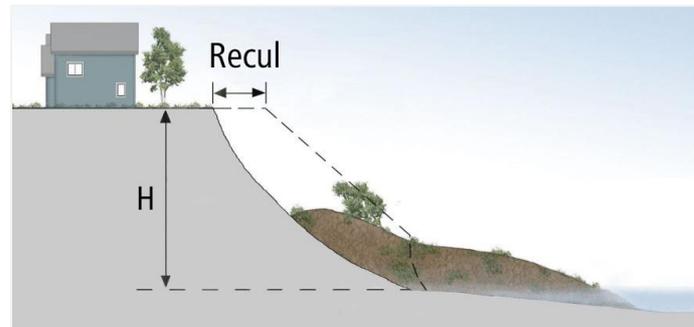
Sur le plan géométrique, on distingue en général les formes suivantes du glissement :

Glissements-Plans : Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération - substratum (Figure2.2) (Reiffsteck, 2014).



**Figure 2.2** Glissement plan (Desodt et al, 2017)

Glissements rotationnels : Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Figure 2.3), le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes.



**Figure 2.3** Mécanisme de glissement rotationnel (Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017)

## 2.4 LA STABILITÉ DES PENTES

La stabilité des pentes fait référence à la capacité d'une pente naturelle ou artificielle à résister aux mouvements de masse, tels que les glissements de terrain ou les éboulements. L'étude de la stabilité des pentes est essentielle dans de nombreux domaines, notamment l'ingénierie géotechnique, la gestion des risques naturels et l'aménagement du territoire. Plusieurs facteurs influencent la stabilité des pentes, notamment (Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2017):

1. La géologie : Les caractéristiques géologiques du sol et de la roche jouent un rôle crucial dans la stabilité des pentes. Certaines natures de sol sont plus susceptibles de glisser ou de s'effondrer que d'autres.
2. L'angle de la pente : Des pentes plus raides ont tendance à être moins stables que des pentes plus douces.

3. L'activité humaine : Les activités humaines telles que l'excavation, la construction de routes ou de bâtiments, l'irrigation ou le déboisement peuvent perturber l'équilibre naturel d'une pente et augmenter le risque de mouvements de terrain.

Pour évaluer la stabilité des pentes, les ingénieurs et les géologues utilisent des méthodes telles que l'analyse géotechnique, la modélisation numérique, les mesures sur le terrain et les techniques de surveillance. Ces approches permettent d'identifier les facteurs de risque potentiels, de quantifier la probabilité de mouvements de masse et de proposer des mesures d'atténuation ou de prévention.

Il est important de prendre en compte la stabilité des pentes lors de la planification et de l'aménagement du territoire afin de minimiser les risques pour la sécurité des personnes et des biens.

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

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

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part (Ouzaid, 2014).

Si on souhaitait connaître la stabilité de la pente, et savoir si elle présente ou non un risque d'évoluer en glissement de terrain. Les calculs consistent à évaluer sur une surface

de glissement les contraintes de cisaillement  $\tau_{mot}$ , provoquées par les actions motrices et à les comparer à la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{res}$ . Un coefficient de sécurité au glissement  $F_s$  qualifiant la stabilité du sol est défini (Desodt, 2017):

$$F = \frac{\tau_{res}}{\tau_{mot}}$$

Si  $F < 1$  : l'instabilité est quasi inévitable ; si  $F > 1,5$  : la stabilité est toujours assurée.

#### 2.4.1 Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est un paramètre essentiel dans l'analyse de la stabilité des pentes. Il représente le rapport entre la résistance mobilisable d'une pente et les forces qui tendent à la faire basculer ou glisser. Le choix de la valeur du coefficient de sécurité dépend de nombreux facteurs, tels que le niveau de risque acceptable, la sensibilité des conséquences potentielles et l'incertitude associée aux paramètres géotechniques.

Le calcul de la stabilité des talus peut être effectué à l'aide des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité ( $F_s$ ) minimal qui est un paramètre clé pour évaluer la stabilité et l'analyse de la surface de glissement. L'évaluation de ce coefficient peut suivre l'une des valeurs figurées dans le tableau (2.1). (Harkati, 2019)

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

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

Le facteur de sécurité ( $F_s$ ) minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. On considère que:

- Si  $F_S > 1$  : situation stable.
- Si  $F_S < 1$  : situation critique (Présence d'un glissement).
- Si  $F_S = 1$  : il y a un équilibre limite.

#### 2.4.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal  $F_S$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel comme les tunnels).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

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

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.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1,25, alors que  $F_s = 1,5$  pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop) (Guerfi, 2007).

## 2.5 MÉTHODES DE CALCUL

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. On étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure 2.4) (Rouhan, 2019).

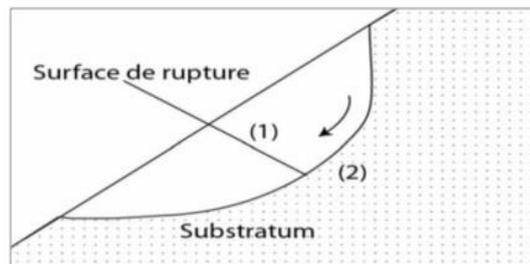


Figure 2.4 Surface de rupture (Doumi, 2015)

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories : (Bouafia, 2018)

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 ;

### 2.5.1 Méthodes de l'équilibre limite

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode 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 est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de logiciels pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

1. Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement : La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (TAYLOR, CAQUOT, BIARETZ...).

Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP...)(Doumi, 2014).

### 2.5.2 Les méthodes probabilistes

La variabilité spatiale des paramètres du sol est la variation naturelle que celui-ci présente, d'un lieu à un autre. Cette diversité est le résultat du processus complexe de formation du sol, qui a conduit à une fluctuation des propriétés des sols, dans le temps et

dans l'espace. Cette variabilité naturelle ne présente d'intérêt que par ses conséquences sur les propriétés physiques et mécaniques utilisées dans les calculs.

Par ailleurs, la variabilité des propriétés mécaniques, c'est-à-dire l'hétérogénéité du massif, est un élément primordial du comportement et doit être prise en compte par la méthode de calcul. L'utilisation d'un modèle oblige l'utilisateur à reconsidérer le choix des paramètres par des approches probabilistes dans lesquelles interviennent également des incertitudes liées, notamment, aux effets d'échelle.

Beaucoup de travaux basés sur l'approche probabiliste ont été effectués et ont permis de compléter les études déterministes conventionnelles de stabilité des pentes, mais le doute en ce qui concerne l'application des résultats obtenus reste toujours présent (Dahmani & kolli, 2013).

### **2.5.3 Les méthodes numériques**

Evidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là l'atout des méthodes numériques en génie civil qui permettent le calcul de structures complexes.

En ce qui concerne stabilité des pentes, les méthodes numériques sont largement utilisées car elles reposent sur un traitement des équations de base de la mécanique. Ces méthodes ont connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques qui a donné naissance à une infinité de codes de calcul performants.

En géotechnique, les logiciels de calcul utilisent souvent ces méthodes numériques pour effectuer des analyses en tenant compte des diverses conditions et paramètres spécifiques au problème. Ils reposent essentiellement sur les méthodes d'éléments finis, de différences finis, d'éléments distincts ou d'éléments de frontière. Cependant, la plus utilisée reste la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques les plus puissantes pour la modélisation et l'analyse des problèmes de stabilité des pentes. Elle permet de discrétiser la pente en éléments finis et de résoudre les équations d'équilibre des forces et de déformations en utilisant des techniques de calcul itératif. La MEF permet de prendre en compte différents paramètres du sol, de considérer des géométries complexes et de modéliser des conditions de chargement variées.

## 2.6 METHODES DE CONFORTEMENT ET TECHNIQUE DE STABILISATION

Les confortements des pentes sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix d'une technique de stabilisation résulte de la prise en compte de l'analyse des paramètres techniques du site, la connaissance des techniques de stabilisation, les impératifs technico-économiques (Boulfoul, 2021).

On distingue deux types de confortement ou systèmes de parades (Bedr, 2008) comme le montre (figure 2.5).

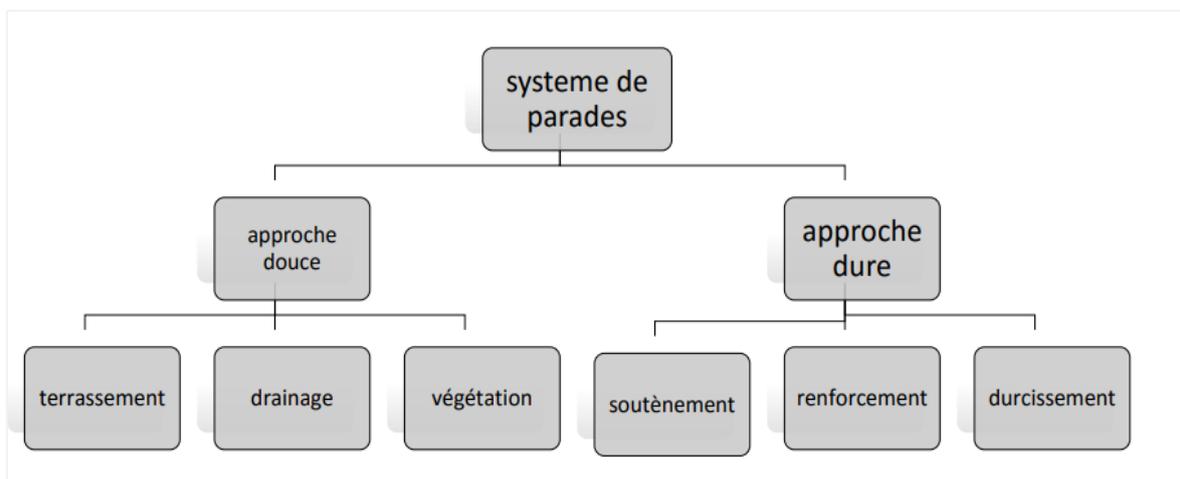


Figure 2.5 Système de parades (Berd, 2008)

### 2.6.1 Système doux

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur (la figure 2.6) (Chafi, 2012).

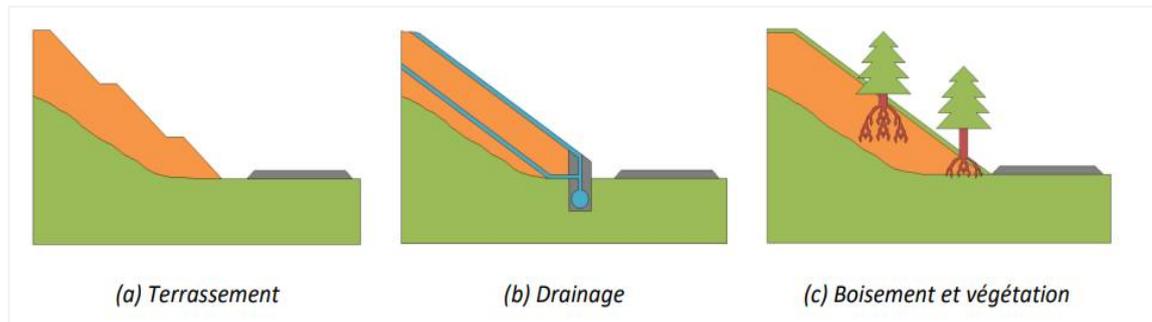


Figure 2.6 Système de parades par approche douce (Chafi, 2012)

#### 2.6.1.1 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

On distingue trois de méthodes de stabilisation par terrassement (Berd, 2008):

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

#### 2.6.1.2 Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation (Cheikh & Djaber, 2019).

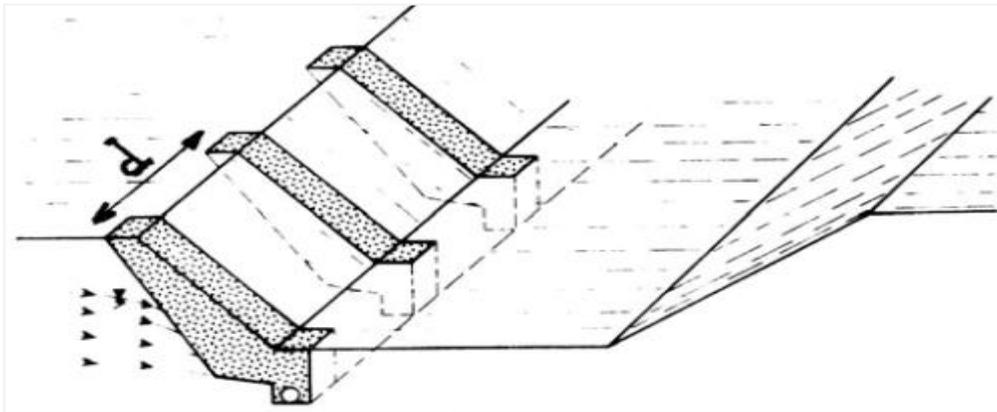


Figure 2.7 Schéma d'éperons drainants (Reiffsteck, 2001)

### 2.6.1.3 Végétation

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 réduisant 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 profondes.

## 2.6.2 Approche dure

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 directe, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par (figure 2.8) (Berd, 2008).

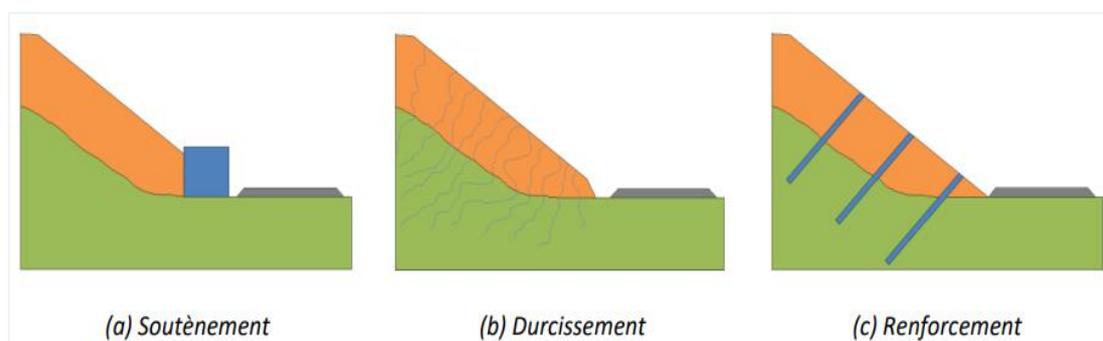


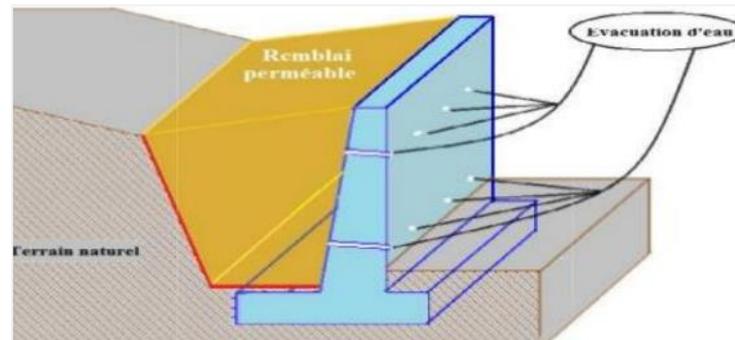
Figure 2.8 Système de parades par approche dure (Berd, 2008)

### 2.6.2.1 Soutènement

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

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, 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, du fait de leur incompatibilité avec toutes les déformations ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par les glissements (Belloulou, 2014).



**Figure 2.9** Schéma d'un mur de soutènement (Belloulou, 2014)

### 2.6.2.2 Durcissement

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

Parmi ces techniques, la chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. Elle peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage (Kirbyet al., 2000).

### 2.6.2.3 Renforcement

Le renforcement, tout comme le soutènement, consiste à s'opposer au mouvement des talus instable en y apportant une résistance mécanique.

La différence entre ces deux systèmes de parades est que dans les ouvrages de soutènement, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage, par contre dans les ouvrages de renforcement, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage en étant associée à des éléments structuraux.

En se basant aussi sur la définition des mots, un renforcement ou un durcissement est une façon de remédier à l'instabilité d'un talus sans que cela ne puisse être visible de l'extérieur, contrairement aux ouvrages de stabilisation par soutènement.

Le développement récent des techniques de renforcement est lié aux économies qui peuvent être réalisées, ainsi que le fait de pouvoir l'utiliser dans des espaces restreints (route sur montagne ou au bord des falaises). Ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre (Bedr, 2008).

a) Les géo synthétiques :

Les géo synthétiques sont devenues des matériaux majeurs dans les domaines de Génie Civil. Ils se présentent sous forme de structure tridimensionnelle, de nappe ou de bande. Les géo synthétiques de renforcement (géotextiles, géogrilles) permettent de convertir les contraintes verticales du remblai supérieur en efforts horizontaux repris par leurs ancrages sur le sol de fondation. Ils sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion (Boulfoul, 2021).

b) Les tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines (Azeggach & Moussous, 2012).

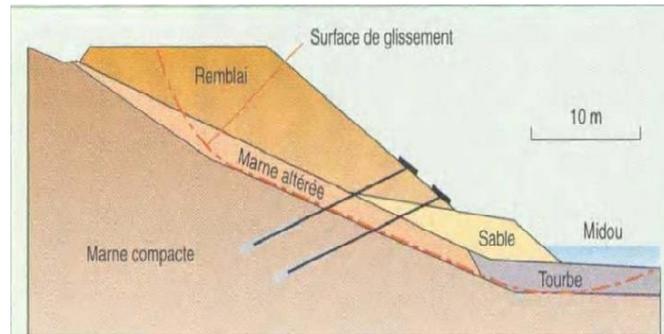


Figure 2.10 Renforcement par tirant d'ancrage (Azeggach & Mousous, 2012)

## 2.7 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.

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 le tunnel, particulièrement quand l'excavation a lieu dans les sols à faibles caractéristiques comme les sols meubles (Adoun & Amirat, 2020).

L'excavation de tunnels sous une pente peut présenter des défis supplémentaires par rapport à l'excavation de tunnels dans des zones plates.

La stabilité de la pente et les risques géotechniques associés doivent être soigneusement évalués avant d'entreprendre de tels travaux souterrains:

1. Évaluation géotechnique : Une évaluation géotechnique détaillée de la pente doit être réalisée pour comprendre la composition du sol et de la roche, les caractéristiques géologiques, la présence d'eau et les contraintes associées. Cela permettra d'identifier les risques potentiels, tels que les mouvements de terrain ou les instabilités géotechniques.

2. Conception du tunnel : La conception du tunnel doit prendre en compte la stabilité de la pente. Des techniques spécifiques peuvent être nécessaires pour renforcer les parois du tunnel et prévenir les mouvements de terrain. Cela peut inclure l'utilisation de revêtements de soutènement, de boulonnages, d'injections de résine ou d'autres méthodes de stabilisation.
3. Drainage : La gestion adéquate des eaux souterraines est essentielle pour maintenir la stabilité de la pente et du tunnel. Des systèmes de drainage appropriés doivent être mis en place pour éviter l'accumulation d'eau qui pourrait augmenter les pressions interstitielles et affaiblir la pente.
4. Surveillance continue : Une surveillance continue est nécessaire pendant et après la construction du tunnel pour détecter tout mouvement de la pente ou toute déformation anormale. Cela peut impliquer l'utilisation de capteurs géotechniques, de systèmes de surveillance des déformations ou d'autres technologies de surveillance appropriées.
5. Planification des mesures d'urgence : En cas d'éventuels mouvements de terrain ou d'instabilités pendant la construction ou l'exploitation du tunnel, des plans d'urgence appropriés doivent être en place pour assurer la sécurité des travailleurs et minimiser les perturbations.

Il est essentiel d'impliquer des experts en ingénierie géotechnique spécialisés dans la conception et la construction de tunnels dans des zones pentues pour évaluer les risques et mettre en œuvre des mesures appropriées pour assurer la stabilité du tunnel et de la pente environnante.



**Figure 2.11** EganatiaOdos highway tunnel ; typical cross-section  
(VlachopoulosVazaios, 2015)



**Figure 2.12** Tunnels de la pénétrante d'Oran (Algérie)

## 2.8 CONCLUSION

L'instabilité des terrains peut se manifester de diverses manières, selon les caractéristiques du site et les contraintes environnementales. Les pentes naturelles ou artificielles peuvent être soumises à des phénomènes tels que le glissement rotatif, le glissement plan, l'érosion des talus ou le fluage.

L'évaluation de la stabilité des pentes repose sur le concept fondamental du coefficient de sécurité qui a été exprimé comme étant le facteur prépondérant de la stabilité d'une pente.

Ces instabilités peuvent être localisées ou généralisées, et leur occurrence est influencée par des paramètres tels que l'inclinaison de la pente, la nature des matériaux, les charges appliquées et les activités humaines à proximité.

C'est dans ce contexte que rentre le but du chapitre suivant dont le contenu est de viser à analyser la stabilité d'une pente vis-à-vis le creusement de tunnels jumeaux parallèles. Il serait question aussi d'étudier cette interaction en modifiant quelques paramètres comme l'inclinaison de la pente, la nature du matériau constituant le terrain...etc.

## Chapitre 3

# Interaction Tunnels jumeaux-terrain en pente

## 3.1 INTRODUCTION

Le développement des tunnels est devenu une nécessité croissante. Ces structures sont essentielles pour le transport, l'approvisionnement en énergie et les projets de génie civil. Cependant, leur construction dans des terrains en pente présente des défis uniques. L'interaction entre les tunnels jumeaux et le terrain environnant peut avoir un impact significatif sur la stabilité globale. Dans les deux chapitres précédents, nous avons présenté des généralités sur les tunnels et sur la stabilité des pentes.

Comme continuité aux chapitres précédents, le présent chapitre, étale l'effet de la construction de tunnels jumeaux sur un terrain en pente à l'aide du logiciel de modélisation géotechnique Plaxis 2D. Notre approche repose sur une méthodologie en deux étapes :

Tout d'abord, un premier cas d'étude est présenté ; il s'agit d'un modèle de référence qui est tiré des multitudes exemples de Plaxis, des modélisations numérique sont présentées

et discutées pour ce modèle. Ensuite, nous procédons à une étude paramétrique sur ce modèle en faisant varier plusieurs facteurs clés pour évaluer leur influence sur le comportement du terrain en pente vis-à-vis les excavations des deux tunnels, on cite :

1. La distance entre les deux axes médians des tunnels.
2. La profondeur des tunnels.
3. Le diamètre des tunnels.
4. La pente du terrain encaissant.
5. La nature du sol encaissant.

Un deuxième cas réel d'étude tiré de la littérature (Vlachopoulos & Vazaios, 2015) est présenté, il s'agit d'un cas d'étude de tunnels jumeaux inclinés appelés tunnel Sigma 3 de l'autoroute Egnatia Odos (européenne) creusés dans la montagne (roche) et traité à la fin de ce chapitre en vue de renforcer les résultats trouvés préalablement.

Les résultats trouvés seront analysés et discutés au fur e à mesure de l'avancement du chapitre.

### **3.2 PRÉSENTATION DU PREMIER MODÈLE DE CALCUL**

L'étude va porter sur la modélisation de tunnels jumeaux construits dans un terrain en pente, ce même modèle sera modifié par la suite en vue de faire une étude paramétrique. Le modèle est tiré des multiples modèles de Plaxis.

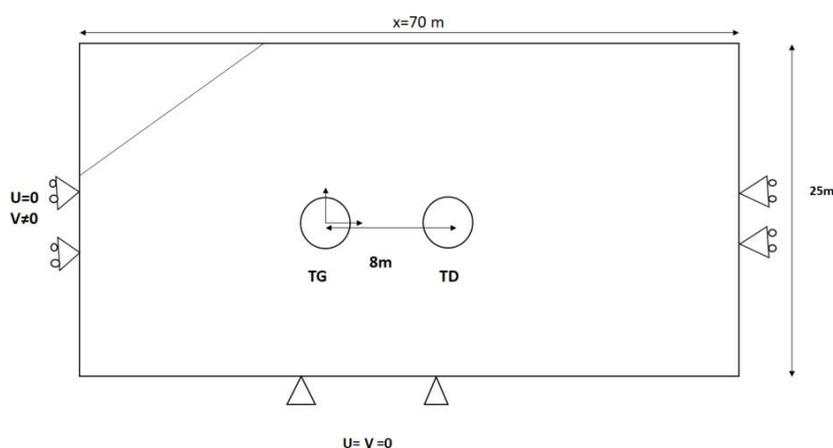
#### **3.2.1 Définition du modèle de référence**

Le modèle étudié est schématisé sur la figure (3.1). Il consiste à la construction de tunnels jumeaux circulaires de diamètre  $D=6\text{m}$  dans un terrain en pente d'un angle estimé à  $\beta=17^\circ$  à une profondeur de  $H=25\text{m}$  de la surface naturelle et espacés de 8m entre axes. Les tunnels jumeaux se localisent loin de la pente.

Le modèle comporte une seule couche de sable modélisée par le critère de Mohr-Coulomb. Le modèle est tiré des multiples exemples du code de calcul Plaxis.

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 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 calcul

Avec TG : tunnel de gauche, TD : tunnel de droite.

### 3.2.2 Caractéristiques des matériaux

Le tableau 3.1 résume les caractéristiques du modèle de référence choisi.

**Tableau 3.1.** Caractéristiques du sol (manuel Plaxis)

Paramètres du modèle	Unités	sable
Poids volumique sec	$\text{kN/m}^3$	17
Poids volumique humide	$\text{kN/m}^3$	20
Module de Young	$\text{kN/m}^2$	13000
Coefficient de poisson	-	0,3
Cohésion	$\text{kN/m}^2$	0
Angle de frottement	(°)	31

### 3.2.3 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu

Les modélisations numériques ont été faites par le logiciel Plaxis 2D, le maillage retenu est présenté sur la figure (3.2), le modèle comprend 2587 éléments triangulaires de 15 nœuds et 21131 nœuds.

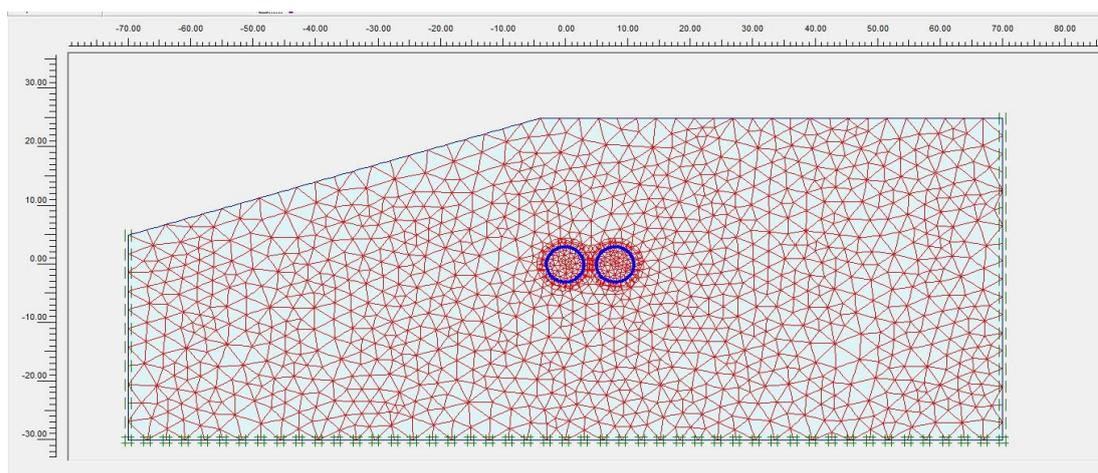


Figure 3.2 Modèle élément fini retenu

### 3.3 RESULTATS ET DISCUSSIONS DU CAS DE REFERENCE

Habituellement, dans les projets de creusement de tunnels, la stabilité des excavations et leur interaction dans le cas de tunnels jumeaux sont d'une grande importance. Cependant, lorsque la topographie ordonne qu'un tunnel traverse une pente, un autre paramètre crucial doit être pris en compte, il s'agit de la stabilité des tunnels souterraines et celle de la pente en même temps. Dans de tels cas, les outils numériques peuvent s'avérer essentiels car ils peuvent fournir un aperçu supplémentaire de l'interaction complexe entre les tunnels et leur impact sur la stabilité de la pente.

Afin de mettre en évidence l'importance et l'impact du creusement de tunnel traversant une pente, des analyses numériques ont été menées dans cette partie. Les modélisations se sont réparties sur deux parties :

1. En premier lieu, nous avons commencé par analyser la stabilité de la pente avant la construction des tunnels pour garantir la sécurité des travaux.
2. En second, l'interaction tunnels- pente a été mise en évidence.

Nous avons analysé la surface de rupture et déterminé le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) qui s'avère l'élément clé de la stabilité d'une pente. Les résultats seront discutés à la fin des modélisations.

### 3.3.1 Etude de la stabilité de la pente sans tunnels

La figure (3.3) montre le cercle de rupture de la pente retrouvé avant la construction des tunnels, le coefficient de sécurité  $F_s$  trouvé est de l'ordre d'environ 2 montrant que la pente avant la construction des tunnels est stable. Ce résultat nous a permis de construire les tunnels.

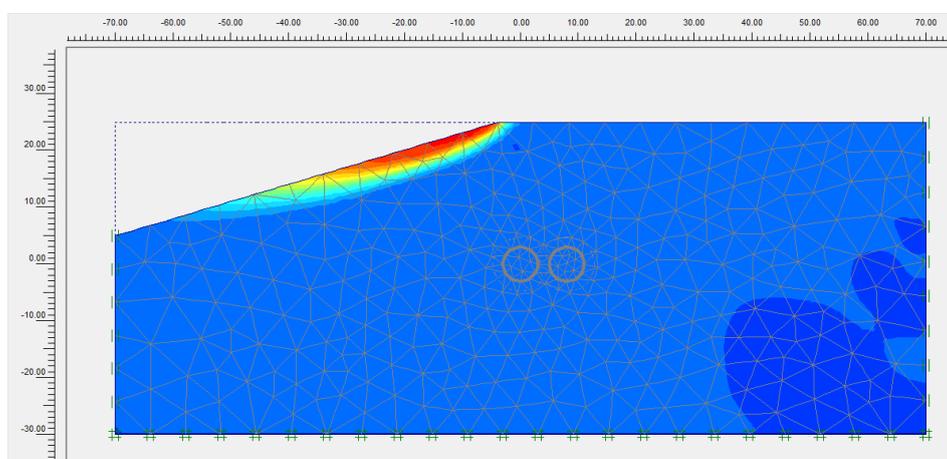


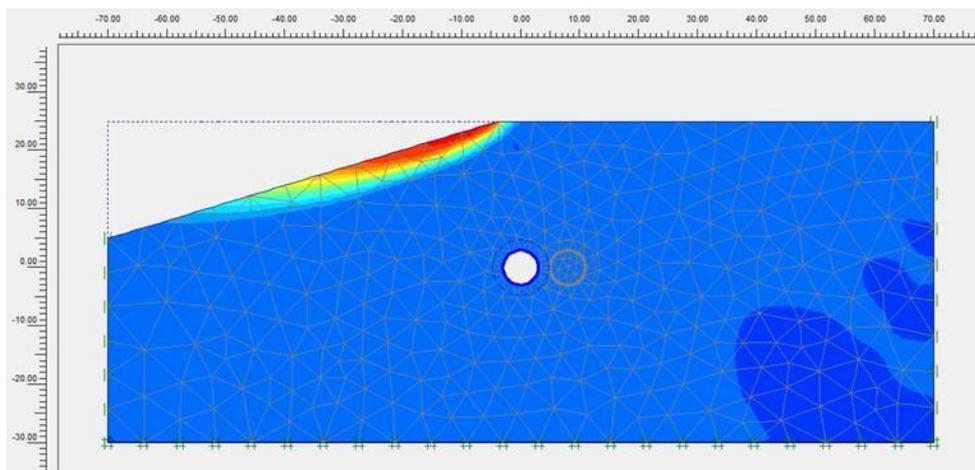
Figure 3.3 Cercle de rupture (avant la construction des tunnels)  $F_s \sim 2$

### 3.3.2 Etude de la stabilité de la pente en présence des tunnels

Comme suit aux premiers calculs, nous allons étudier dans cette partie l'effet de la construction du tunnel gauche sur la stabilité de la pente. Les deux tunnels ont été creusés séparément.

#### 3.3.2.1 Construction du tunnel gauche

La figure (3.4) montre la surface de rupture retrouvée après la construction du tunnel de gauche. Le coefficient de sécurité  $F_s$  trouvé est resté le même ( $F_s=2$ ) montrant la stabilité du système. De là, nous pouvons conclure que le creusement du premier tunnel n'a pas affecté la stabilité de la pente. Ceci est probablement causé par son emplacement qui se trouve loin de la zone d'influence à une profondeur de 25m au-dessous de la surface naturelle. Ce qui nous a permis de construire le deuxième tunnel figure (3.4).

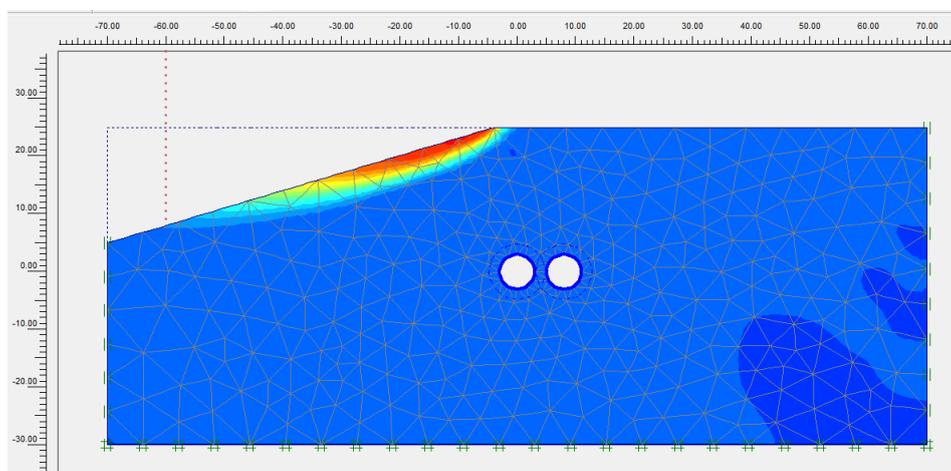


**Figure 3.4** Cercle de rupture (après la construction du tunnel de gauche) :  $F_s=2$

### 3.3.2.2 Construction du tunnel de droite

Dans cette partie, l'effet de la construction du tunnel de droite sur la stabilité de la pente est étudié (Voir figure 3.5).

Nous remarquons qu'après la construction du deuxième tunnel, que le coefficient de sécurité est resté le même  $F_s=2$ , le système est resté stable.



**Figure 3.5** Cercle de rupture (après la construction du deuxième tunnel) :  $F_s=2$

## 3.4 ETUDE PARAMETRIQUE

Dans cette partie d'étude, la distance horizontale entre les deux axes des tunnels, la profondeur et le diamètre des tunnels, l'angle de la pente ainsi que la nature du terrain encaissant ont fait l'objet d'une étude paramétrique en plus de la nature du sol.

### 3.4.1 Influence de la distance horizontale entre les deux tunnels

Pour étudier l'influence de la distance horizontale entre les deux tunnels, cette dernière a été modifiée, il s'agit des distances suivantes :  $d_1=10\text{m}$ ,  $d_2=12\text{m}$  et  $d_3=14\text{m}$ .

#### 3.4.1.1 Résultats des calculs : $d_1=10\text{m}$

La figure (3.6) montre l'influence de la distance de  $d_1=10\text{m}$  sur la stabilité de l'ensemble.

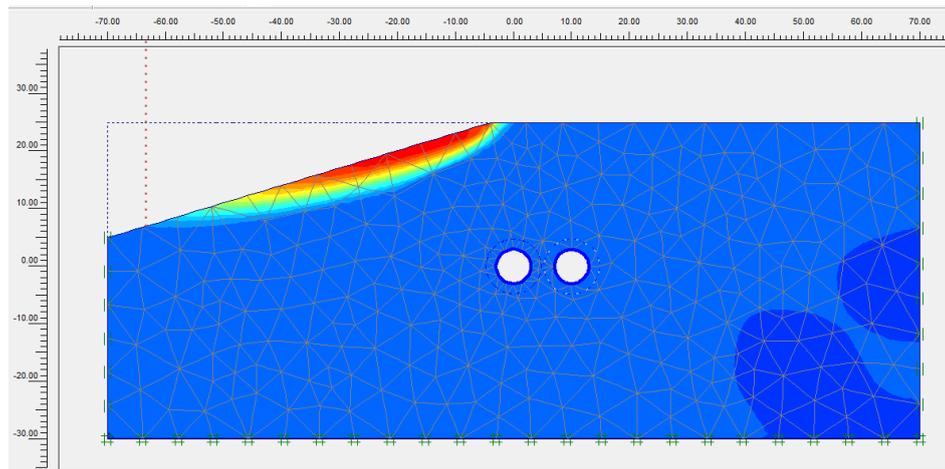


Figure 3.6 Cercle de rupture ( $d_1=10\text{m}$ ) :  $F_s=2$

#### 3.4.1.2 Résultat des calculs à : $d_2=12\text{m}$

La figure (3.7) montre l'influence de la distance de  $d_2=12\text{m}$  sur la stabilité de l'ensemble avant et après la construction des tunnels jumeaux.

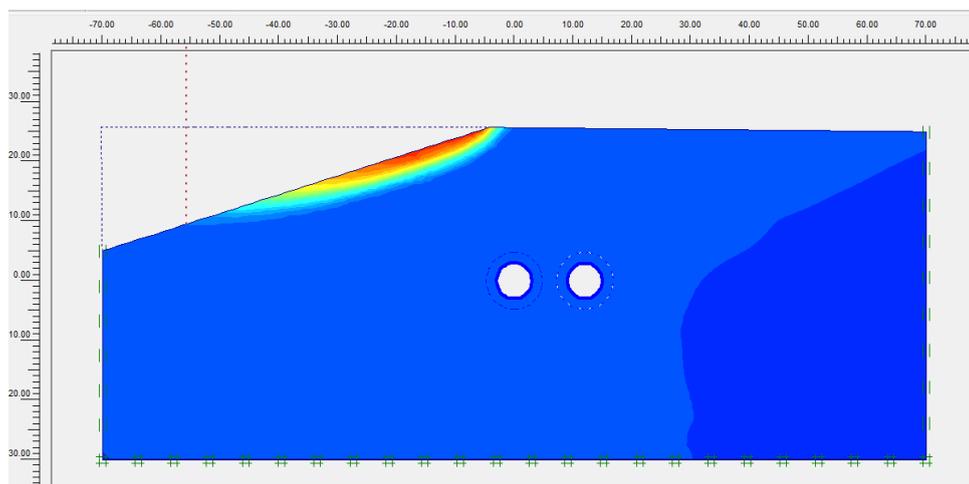
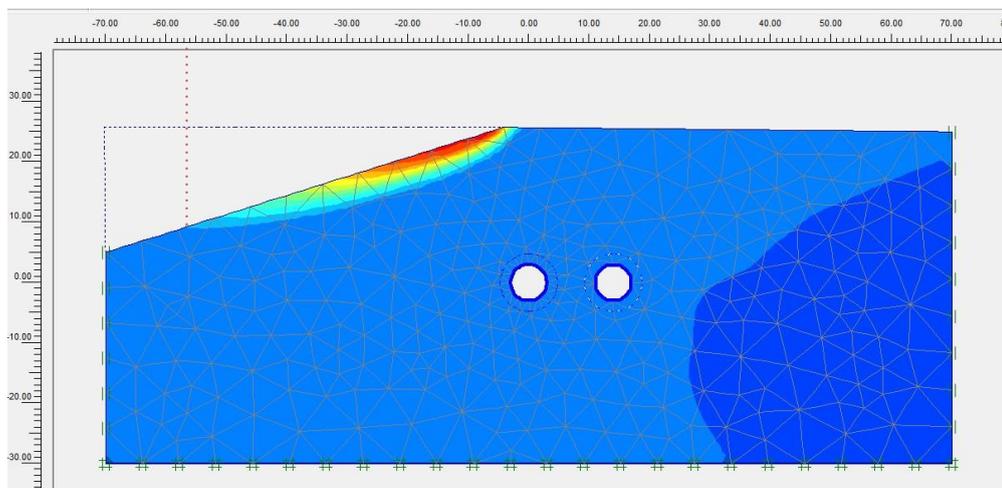


Figure 3.7 Cercle de rupture ( $d_2=12\text{m}$ ) :  $F_s=2$

**3.4.1.3 Résultat des calculs :  $d_3=14m$**

La figure (3.8) montre l'influence de la distance de  $d_3=14m$  sur la stabilité de l'ensemble.



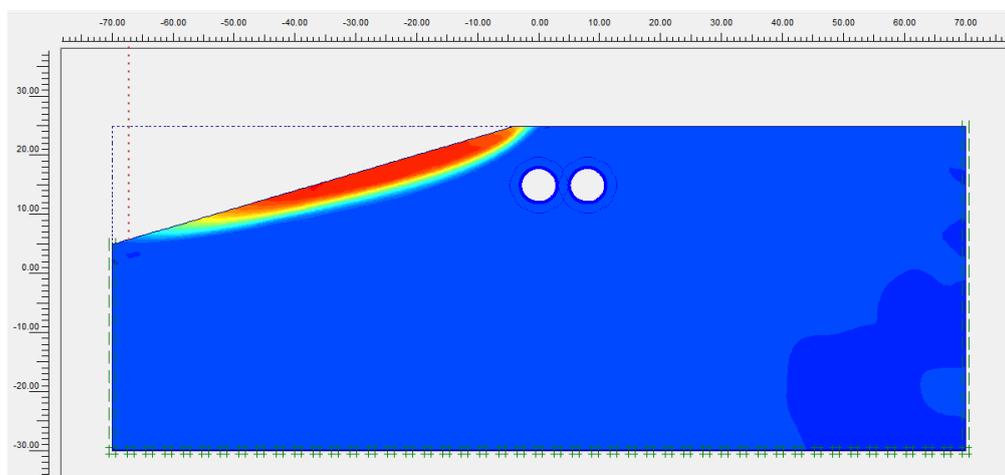
**Figure 3.8** Cercle de rupture ( $d_3=14m$ ) :  $F_s=2$

**3.4.2 Influence de la profondeur H**

Dans cette partie, la profondeur des tunnels a été modifiée, il s'agit de profondeurs suivantes :  $H_1=10m$ ,  $H_2=15m$ ,  $H_3=20m$

**3.4.2.1 Résultats des calculs :  $H_1=10m$**

Le coefficient de sécurité  $F_s$  retrouvé dans cette étude est resté le même avant et après les excavations, il est égale à 2. Une valeur qui indique que la pente est restée stable malgré que le cercle de rupture a pris plus d'ampleur (voir figure 3.9).



**Figure 3.9** Cercle de rupture (pour  $H=10m$ ) :  $F_s=2$

### 3.4.2.2 Résultats des calculs : $H=15m$

De la même manière, la profondeur a été augmentée à  $H_2=15m$ , les résultats sont sur la figure (3.10). Même pour cette profondeur on voit bien que la surface de rupture est plus importante.

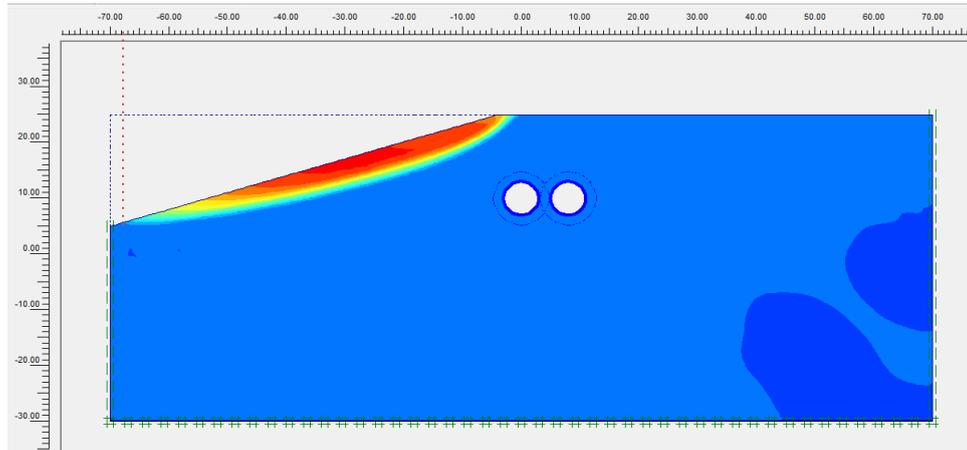


Figure 3.10 Cercle de rupture (pour  $H=15m$ ) :  $F_s=2$

### 3.4.2.3 Résultats des calculs $H_3=20m$

A  $H=20m$ , les résultats n'ont pas changé (figure 3.11)

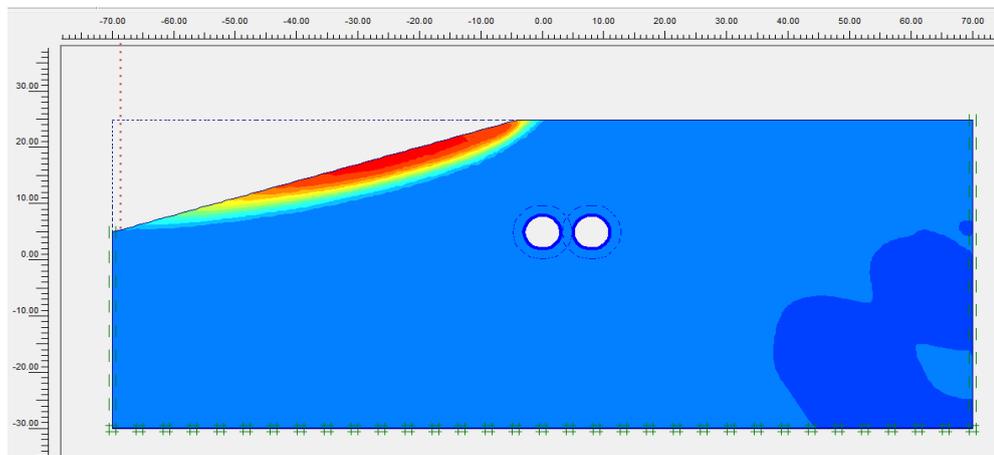


Figure 3.11 Cercle de rupture (pour  $H=20m$ ) :  $F_s=2$

## 3.4.3 Influence du diamètre D

Dans cette partie, le diamètre des tunnels a été modifié, il s'agit des diamètres suivant :  $D_1=4m$ ,  $D_2=8m$ ,  $D_3=10m$ .

### 3.4.3.1 Résultats des calculs : $D_1=4m$

Le diamètre a été réduit à  $D_1=4m$ , les résultats sont sur la figure (3.12).

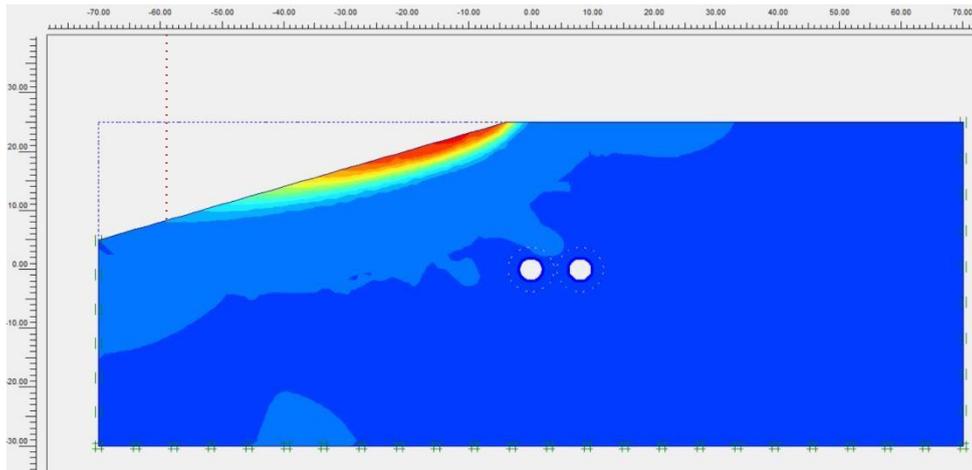


Figure 3.12 Cercle de rupture (pour  $D=4m$ ) :  $F_s=2$

### 3.4.3.2 Résultats des calculs : $D_2=8m$

La figure (3.13) illustre le cercle de rupture après la construction des deux tunnels pour un diamètre plus important que celui de référence ( $D=6m$ ). Nous remarquons une surface de rupture plus importante que pour le cas  $D=4m$  mais moins importante que celle causé par le paramètre de profondeur.

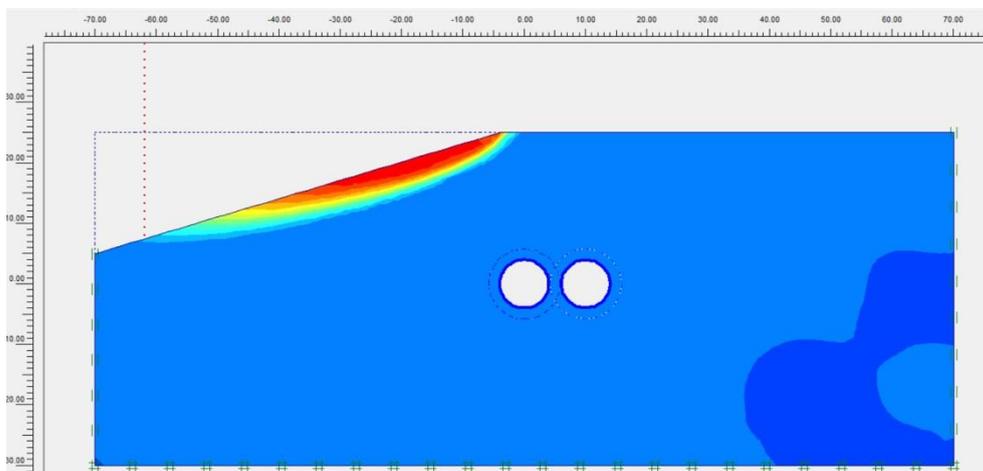


Figure 3.13 Cercle de rupture (pour  $D=6m$ ) :  $F_s=2$

### 3.4.3.3 Résultats des calculs : $D_3=10m$

Pour un diamètre de 10m, les résultats en termes de cercle de rupture et de coefficient de sécurité sont montrés sur la figure (3.14).

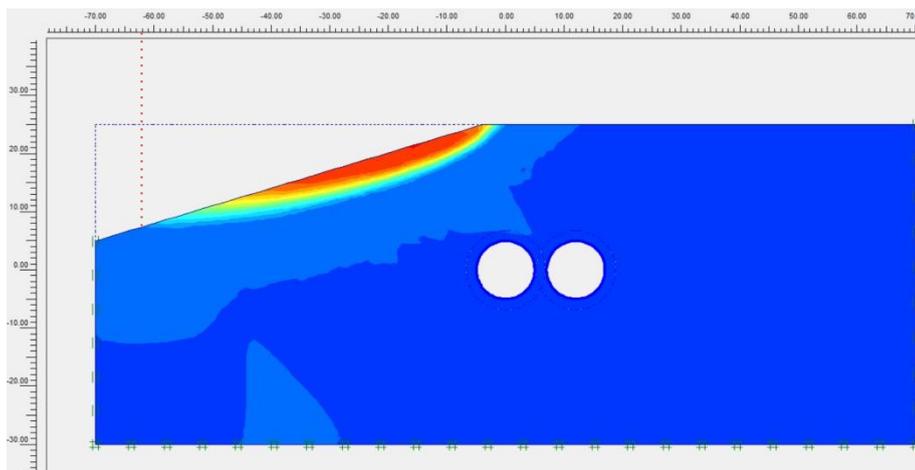


Figure 3.14 Cercle de rupture (pour  $D=10m$ ) :  $F_s=2$

### 3.4.4 Influence de la pente

Dans cette partie, la pente du modèle a été modifiée, il s'agit des pentes suivantes :  $\beta=19^\circ$ ,  $\beta=20^\circ$ ,  $\beta=24^\circ$ ,  $\beta=25^\circ$ ,  $\beta=30^\circ$ . (À savoir que dans le modèle de référence  $\beta=17^\circ$ ). Pour les angles  $19^\circ$  et  $24^\circ$ , nous n'avons présenté que le coefficient de sécurité.

#### 3.4.4.1 Résultats des calculs : $\beta=20^\circ$

En modifiant la pente à :  $\beta=20^\circ$ , nous avons obtenu un coefficient de sécurité moins important que ceux trouvés dans les analyses précédentes, il est de  $F_s=1,74$ . Cette valeur caractérise l'état de la pente sans la présence des tunnels.

La figure (3.15) montre la surface de rupture après la construction des deux tunnels. Le coefficient de sécurité est resté le même.

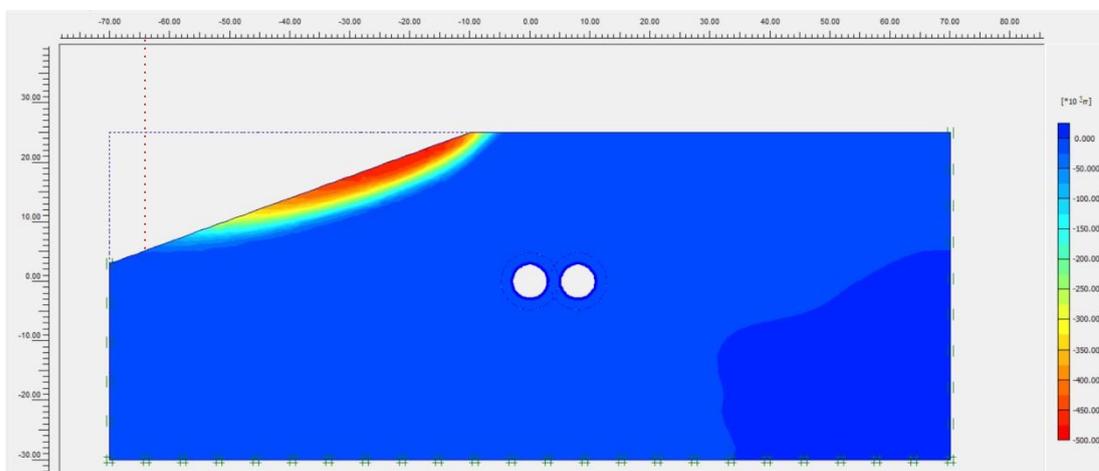


Figure 3.15 Cercle de rupture ( $\beta=20^\circ$ ) :  $F_s= 1,74$

### 3.4.4.2 Résultats des calculs : $\beta=25^\circ$

La figure (3.16) montre la surface de rupture avant la construction des deux tunnels. Le coefficient de sécurité obtenu est égale à :  $F_s=1,34$  qui se trouve inférieur à 1,5 ce qui montre l'instabilité de la pente.

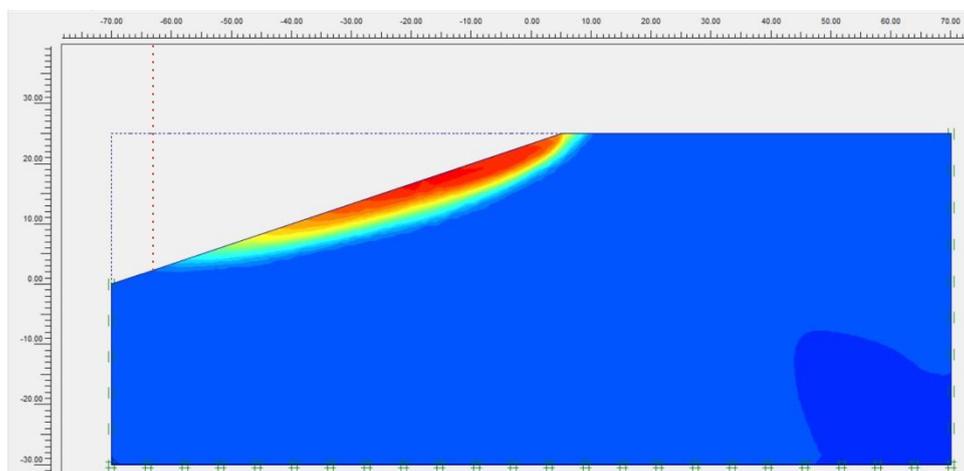


Figure 3.16 Cercle de rupture ( $\beta=25^\circ$ ) :  $F_s=1,34$

Malgré que la pente présente une instabilité pour ce cas ( $\beta=25^\circ$ ), notre curiosité nous a mené à modéliser les deux tunnels sans utiliser une solution de confortement pour stabiliser la pente. Et ceci pour voir l'influence de l'excavation des tunnels dans un terrain instable. La construction des tunnels n'a pas affecté le premier résultat, le coefficient de sécurité est resté le même  $F_s=1,34$ .

### 3.4.4.3 Résultats des calculs : $\beta=30^\circ$

Pour un angle de pente de  $\beta=30^\circ$ ,  $F_s$  est réduit de 1,09 avant les excavations à 1,06 après la construction des tunnels. La figure (3.17) montre la surface de rupture pour ce cas de calcul.

Pour plus de détails, le tableau (3.2) regroupe les résultats du coefficient de sécurité trouvé en fonction de la modification de la pente, d'autres valeurs de pente ont été étudiées.

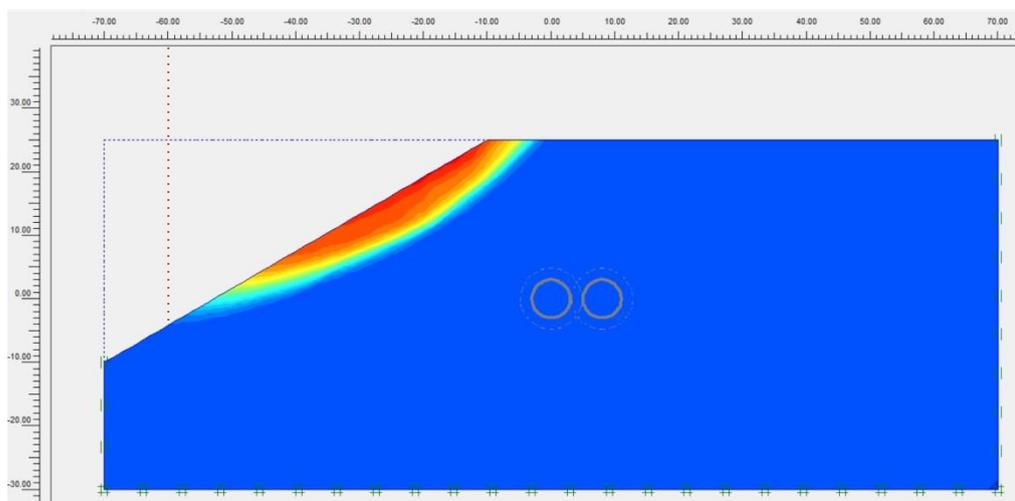


Figure 3.17 Cercle de rupture ( $\beta=30^\circ$ ) :  $F_s=1,09$

Tableau 3.2  $F_s$  en fonction de l'angle de la pente

	$\beta=17^\circ$ (Réf.)	$\beta=19^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=24^\circ$	$\beta=25^\circ$	$\beta=30^\circ$	$\beta=35^\circ$
Avant la construction des tunnels	2	1,8	1,7	1,46	1,34	1,09	Echec dans les calculs-
Après la construction des tunnels	2	1,8	1,7	1,46	1,34	1,06	Echec dans les calculs

Ces résultats ont été mis sous forme de graphe (figure 3.18).

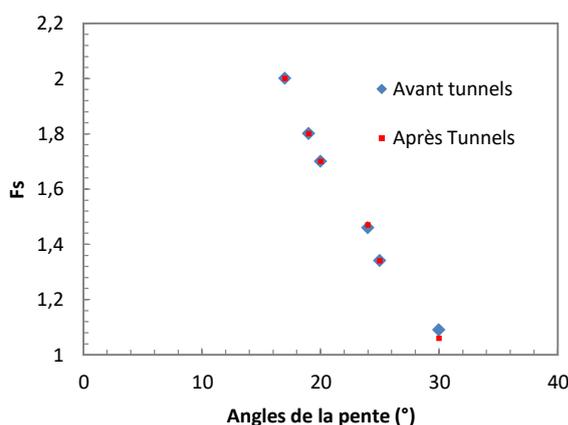


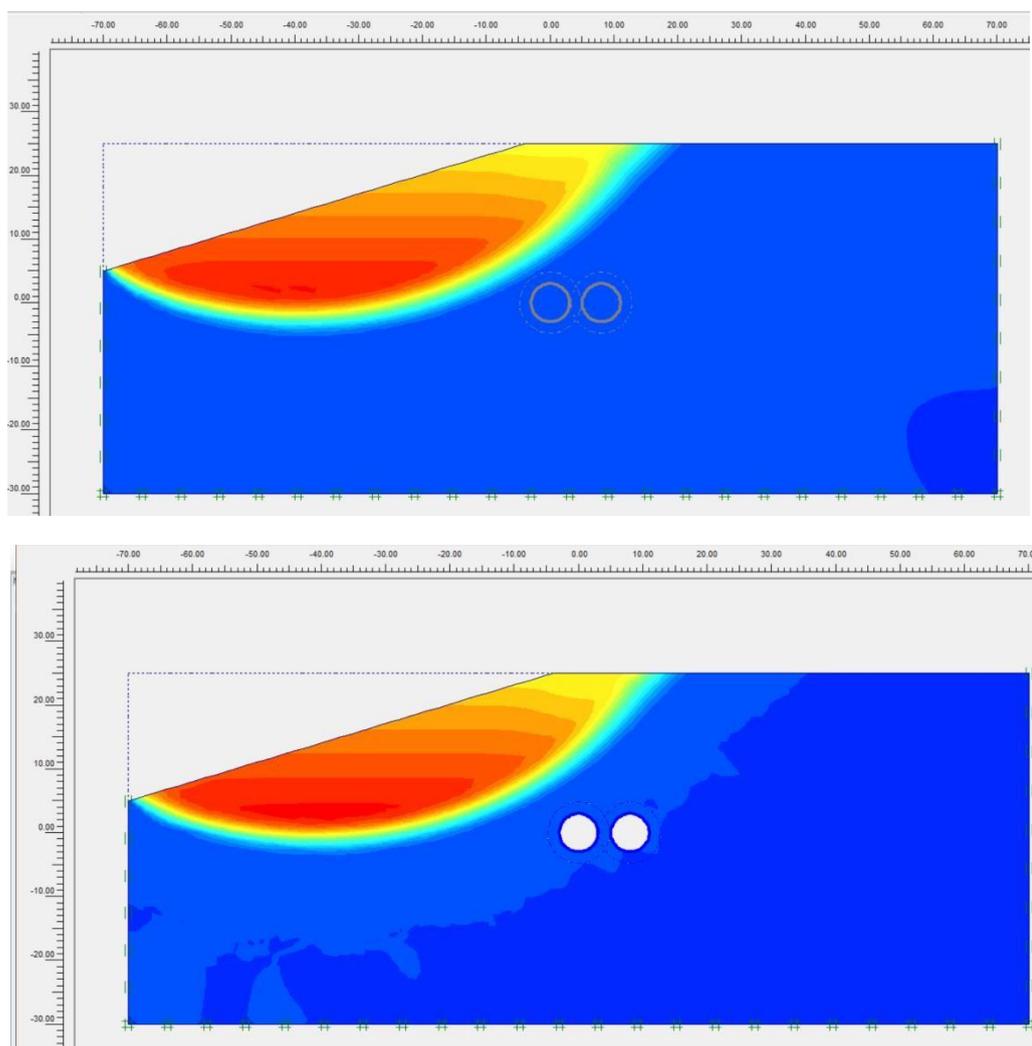
Figure 3.18 Coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente

Grace à cette dernière analyse, nous avons conclu que pour des angles de pente relativement faibles, la stabilité de la pente n'est pas affectée que ce soit avant ou après la construction des tunnels jumeaux. Cependant, à mesure que l'angle de la pente devient

plus important, le coefficient de sécurité devient moins important montrant l'instabilité de l'ensemble.

### 3.4.5 Influence de la nature du sol

Dans ce qui suit, la nature du sol a été modifiée en vue de voir son influence sur la stabilité de l'ensemble pente-tunnels. Les résultats de la modélisation avant et après la construction des tunnels sont montrés sur la figure (3.19).



**Figure 3.19** Cercle de rupture (avant et après la construction des tunnels)

Nous remarquons une grande surface de rupture beaucoup plus importante que celle du modèle de référence (sable) et qui s'annonce proche de l'emplacement des futurs tunnels.

Ce résultat nous a permis de conclure que la nature du sol a une grande influence sur la stabilité de l'ensemble, il faut prévoir un emplacement des tunnels plus loin de la pente dans un sol argileux que dans un terrain sableux. Malgré que  $F_s$  est resté le même.

### 3.5 DISCUSSIONS ET INTERPRETATIONS

Cette étude sur l'effet de la construction de tunnels jumeaux dans un terrain en pente, basée sur un modèle de référence et une analyse paramétrique utilisant le logiciel PLAXIS 2D a fourni des résultats significatifs et intéressants. Différents scénarios ont été examinés en faisant varier certains paramètres (Distance entre tunnels, Profondeur, diamètres, l'angle de la pente et enfin la nature du massif encaissant). Cela a permis de comprendre l'influence de ces paramètres sur le comportement du terrain en pente et de l'ensemble. Les trois premiers paramètres (distance entre tunnels, Profondeur, diamètre) n'ont pas eu d'effet significatif sur la stabilité de l'ensemble : le coefficient de sécurité est resté presque le même et ceci est causé probablement par l'emplacement des futurs tunnels qui est loin de la pente. Néanmoins, la surface de rupture augmente d'ampleur dans le cas du diamètre élevé et se réduit dans les cas de profondeur et de distance entre axe moins importants. Quant à la pente, à mesure que la pente devenait plus raide, le coefficient de sécurité devenait moins important montrant l'instabilité de l'ensemble, dans ce cas-là, il vaut mieux prévoir avant la construction des futurs tunnels de garantir la stabilité de la pente. Pour la nature du sol, nous avons adopté l'argile à la place du sable (modèle de référence), le résultat a permis de conclure que la nature du sol a une grande influence sur la stabilité de l'ensemble : la surface de rupture est devenue plus importante.

### 3.6 DEUXIEME CAS D'ETUDE

Dans cette partie un cas réel trouvé dans la littérature a été analysé c'est celui de Vlachopoulos et Vazaios (2015), il s'agit d'un cas d'étude de tunnels jumeaux mais inclinés appelés tunnels Sigma 3 de l'autoroute Egnatia Odos (européenne) creusés dans la montagne avec un diamètre de 12m et un espacement axial de 30m entre les deux

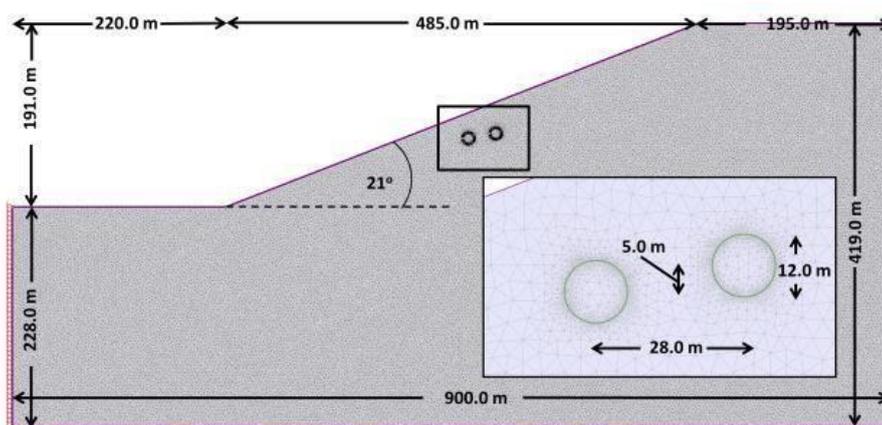
tunnels. Il a été construit au-dessous de la pente composée de roche cisailée reposant sur du calcaire cristallin (Figure 3.20). Bien qu'aucun signe d'instabilité n'ait été noté lors des évaluations géotechniques d'après les auteurs, des problèmes importants de stabilité des pentes ont été rencontrés lors de la construction.



**Figure 3.20** Tunnel S3 (Est portails)  
(vlachopoulos Vazaios, 2015)

Le matériau de la masse rocheuse est supposé avoir un comportement élasto-plastique selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le poids volumique est de  $26\text{kN/M}^3$ , la cohésion est égale à  $30\text{kPa}$ , l'angle de frottement est de  $27^\circ$ . Le soutènement du tunnel, cependant, est supposé avoir une réponse élastique dans ces analyses avec un module d'élasticité de  $30\text{GPa}$ .

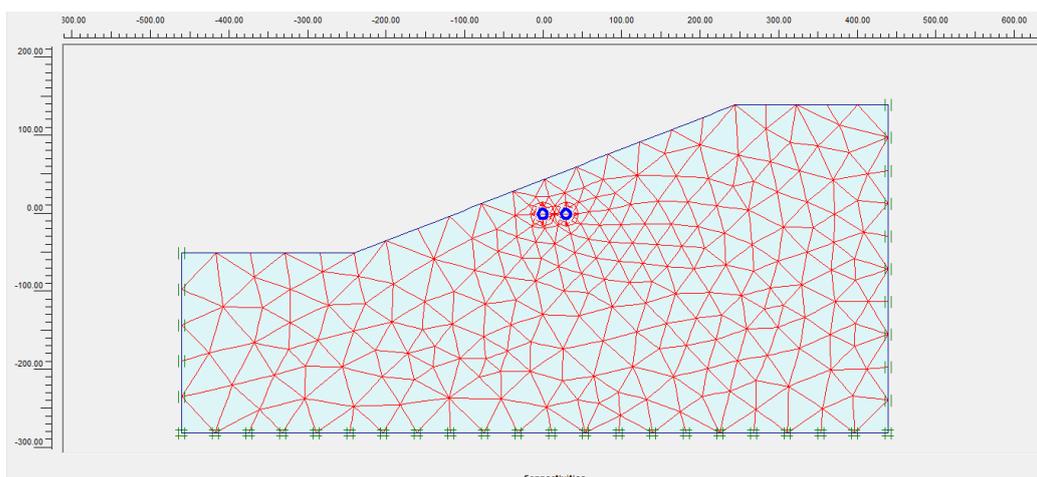
Sur la figure (3.21), on peut observer les détails associés aux tunnels jumeaux.



**Figure 3.21** modèle choisi pour les analyses numériques pour le tunnel S3 du projet Egnatia Odos (Vlachopoulos Vazaios, 2015)

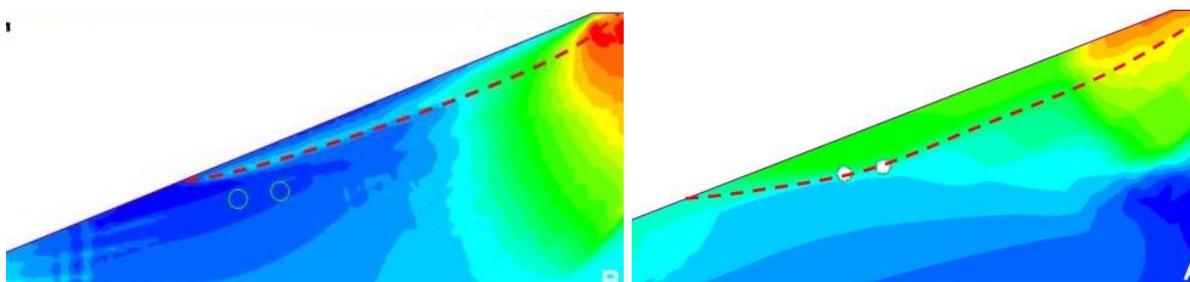
Dans nos modélisations, nous avons retenu des tunnels parallèles pour suivre la même thématique utilisée dans le premier cas de calcul.

Les analyses numériques ont été faites par le logiciel Plaxis 2D, le maillage retenu est présenté sur la figure (3.22), le modèle comprend 1456 éléments triangulaires de 15 nœuds et 3797 nœuds.



**Figure 3.22** Modèle élément fini retenu pour le deuxième cas d'étude

La figure (3.23) montre le cercle de glissement avant et après la construction des tunnels jumeaux. Pour le modèle de Vlachopoulos Vazaiios (2015), les auteurs ont trouvé un  $F_s=1,21$  avant la construction des tunnels et un  $F_s=1.15$  après la construction, il s'agit d'une légère réduction causée par (d'après les auteurs) l'excavation qui a fait chuter la résistance au cisaillement par l'enlèvement d'un volume de sol. Mais pour les auteurs, le massif est stable même avec ces valeurs. Aussi, nous remarquons que les tunnels se trouvent dans la surface de rupture ce qui entrainera probablement des risques aux travaux.

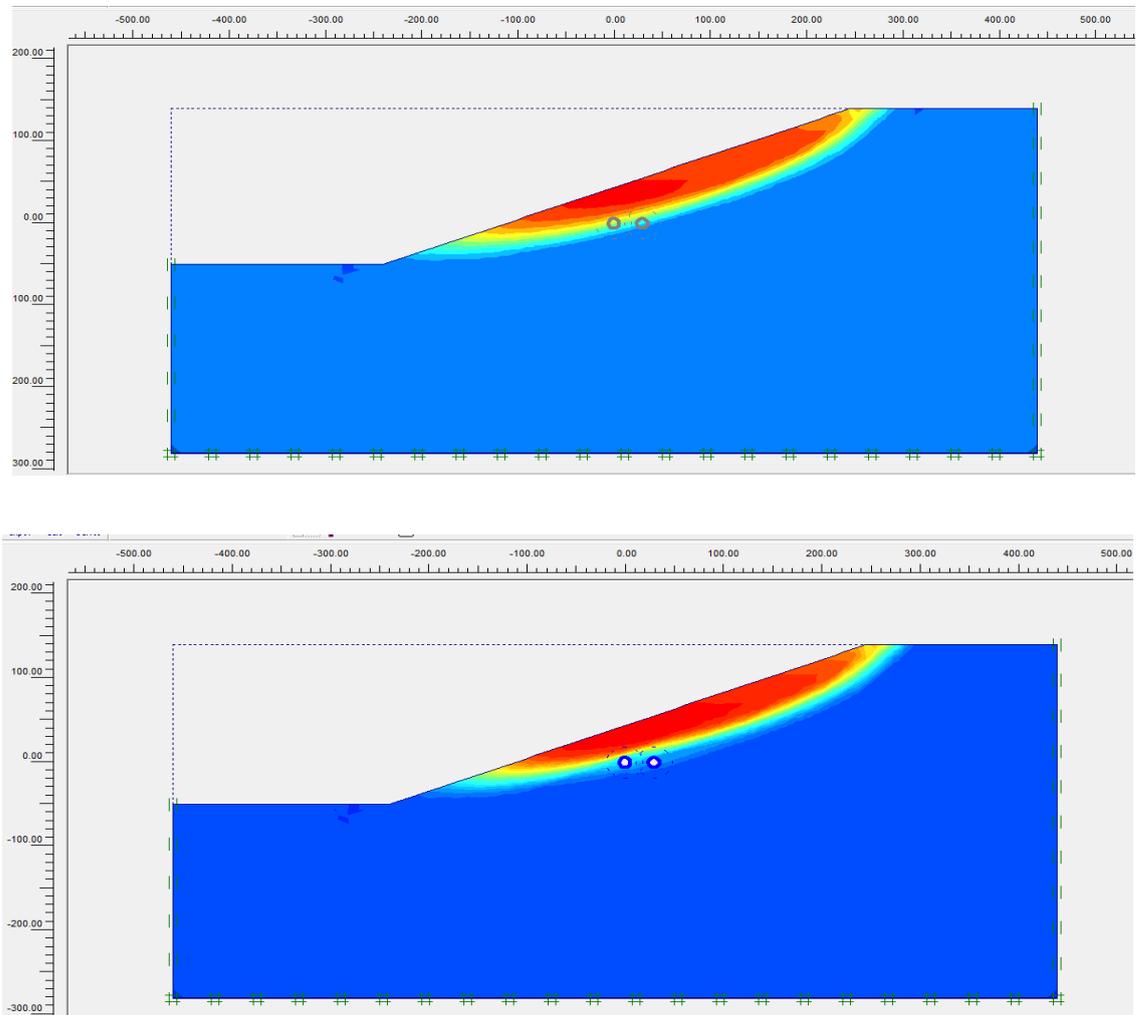


**Figure 3.23** Cercle de rupture avant et après les excavations (Vlachopoulos Vazaiios, 2015)

Dans

notre

étude (figure 3.24), le  $F_s$  trouvé est de l'ordre de 1,45 avant le creusement et de 1,4 après. Une réduction légère de ce coefficient est aperçue. Quant au cercle de glissement, il a gardé la même ampleur.



**Figure 3.24** Cercle de rupture (avant et après la construction des tunnels)

Un autre cas de figure est présenté en ce qui suit comme continuité à notre démarche pour montrer l'intérêt de l'emplacement des tunnels loin de la pente pour garantir la sécurité de l'ensemble :

Nous avons mené des analyses en plus : il s'agit de translater horizontalement les deux tunnels vers la droite du modèle loin de la pente.

Le résultat est sur la figure (3.25), nous avons obtenu un  $F_s=1,45$  avant et après les excavations. Ce résultat nous mène à nos premier analyses et déductions : les travaux doivent se réaliser loin de la pente pour garantir la stabilité de la pente et la sécurité des travaux.

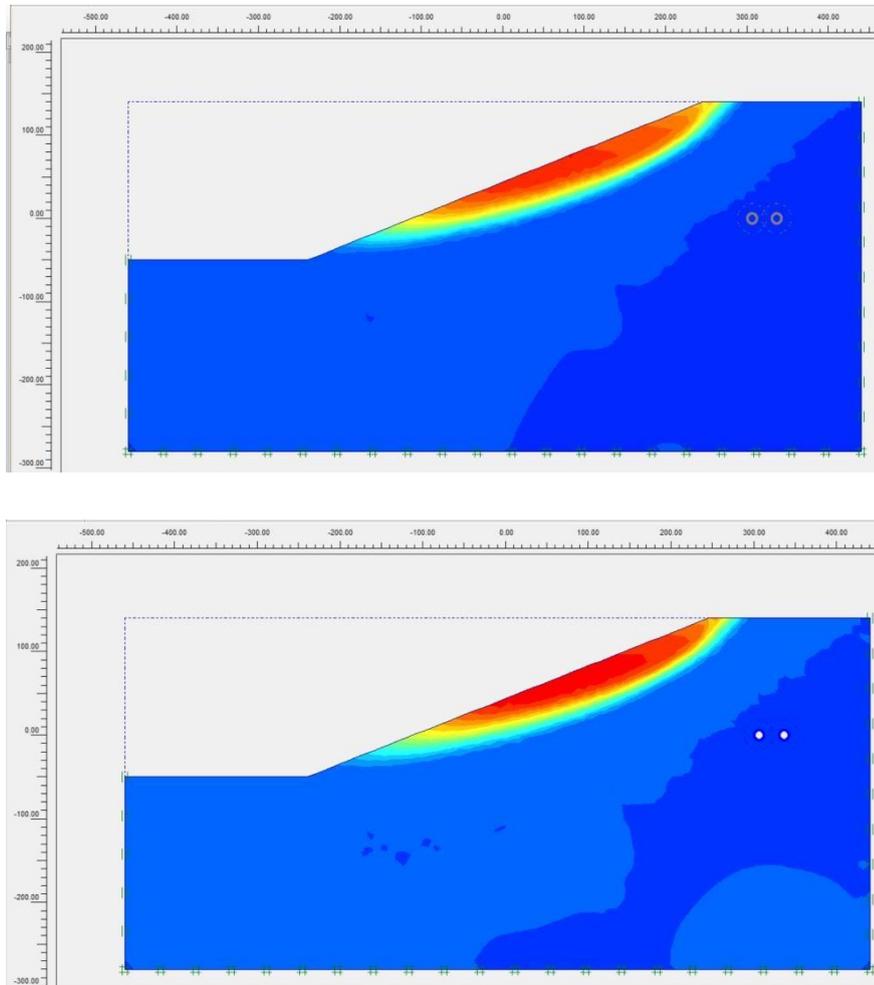


Figure 3.25 Cercle de rupture (Tunnels loin de la pente)

Tableau 3.3 Comparaison du Facteur de sécurité

		Vlachopoulos Vazaios, 2015		Notre étude	
Tunnels creusés sous la pente	Fs	Avant	1,21	Avant	1,45
		Après	1,15	Après	1,4
Tunnels creusés loin de la pente	Fs	Avant	1,17	Avant	1,45
		Après	1,18	Après	1,5

### 3.7 CONCLUSION

Pour déterminer l'effet de la construction de tunnels sur la stabilité des pentes, une analyse de l'interaction pente-tunnels jumeaux a été effectuée dans ce chapitre. Nous avons déterminé le facteur de sécurité qui se trouve le paramètre déterminant de la stabilité et exposé le cercle de glissement. Nos analyses se sont étendues avant et après la construction des tunnels pour faire des comparaisons.

Les résultats de l'étude ont dévoilé que la construction de tunnels jumeaux dans un terrain en pente peut avoir des effets significatifs sur la stabilité géotechnique de la pente dans certains cas.

La construction de tunnels jumeaux peut ne pas perturber la stabilité de la pente tant que les tunnels sont construits loin de cette dernière. Néanmoins, des instabilités peuvent être observées à travers le coefficient de sécurité causées par des paramètres tels que la pente du terrain, et la nature du massif(ou les propriétés du sol) et l'emplacement des excavations.

## CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce mémoire a mis en exergue l'interaction des tunnels jumeaux avec les terrains en pentes, en mettant l'accent sur l'effet de la construction de tunnels jumeaux sur la stabilité des pentes. Les connaissances approfondies acquises dans ces domaines sont d'une importance cruciale pour garantir la sécurité et la durabilité des projets d'infrastructures souterraines.

Grâce à l'utilisation du logiciel Plaxis 2D, des analyses numériques et paramétriques ont été réalisées pour évaluer l'effet de la construction de tunnels jumeaux sur la stabilité des pentes. Deux études ont été menées : *une première étude numérique* est présentée : un premier modèle de référence tiré de Plaxis est étudié pour comprendre les interactions complexes entre les tunnels jumeaux et le terrain environnant en pente en terme de coefficient de sécurité et de surface de rupture, ensuite, une étude paramétrique est réalisée pour ce même modèle afin d'analyser les variations de certain paramètres sur nos résultats, il s'agit de la distance horizontale entre les deux axes des tunnels, le diamètre et la profondeur des tunnels, l'angle de la pente ainsi que la nature du sol du modèle.

Des résultats intéressants ont été obtenus : les trois premier paramètres (distance entre tunnels, profondeur, diamètre) n'ont pas eu d'effet significatif sur la stabilité de l'ensemble : le coefficient de sécurité est resté presque le même et ceci est causé probablement par l'emplacement des futurs tunnels qui est loin de la pente. Néanmoins, la surface de rupture augmente d'ampleur dans le cas d'un diamètre élevé et se réduit dans les cas de profondeur et de distance entre axe moins importants. C'est normal puisque un tunnel plus profond donne des déformations moins importantes et des espacements entre tunnels réduisent les déformations obtenues.

Quant à la pente, à mesure que la pente devenait plus raide, le coefficient de sécurité devenait moins important montrant l'instabilité de l'ensemble, dans ce cas-là, il vaut

mieux prévoir avant la construction des futurs tunnels de garantir la stabilité de la pente avant les travaux.

Pour la nature du sol, nous avons adopté l'argile à la place du sable (modèle de référence), le résultat a permis de conclure que la nature du sol a une grande influence sur la stabilité de l'ensemble : la surface de rupture est devenue plus importante.

Pour compléter cette première étude, un deuxième cas a été étudié : c'est un cas réel tiré de la littérature (Vlachopoulos & Vazaios, 2015), il s'agit de tunnels jumeaux inclinés appelés tunnel Sigma 3 de l'autoroute Egnatia Odos (européenne) creusés dans la montagne et traité à la fin de ce chapitre en vue de renforcer les résultats trouvés préalablement. Dans nos analyses, nous avons adopté des tunnels parallèles à la place d'inclinés en vue d'avoir une vue plus globale sur le sujet traité (analyse de tunnels jumeaux et parallèles). Les résultats ont montré une réduction légère de ce coefficient, quant au cercle de glissement, mais nous avons aperçu que les tunnels se trouvent à l'intérieur de la surface de glissement ce qui est intolérable pour la sécurité des travaux d'excavation : des précautions devraient être prises en considérations.

En somme, ce mémoire constitue une contribution significative à la recherche sur l'interaction tunnels-terrains en pente. Les connaissances acquises sur cette thématique de recherche peuvent fournir une base pour la prise de décisions éclairées dans la conception des tunnels et sur leur emplacement ainsi que sur la pente elle-même, il a été conclu qu'une pente plus douce pouvait ne pas générer des mouvements significatifs. Et un emplacement des tunnels loin de la pente pouvait être bénéfique.

Cependant, il convient de noter que ce mémoire n'épuise pas tous les aspects liés à l'interaction des tunnels-pentes. Il existe encore de nombreux domaines de recherche et de développement à explorer. Comme perspectives à ce travail, nous proposons une continuité et ceci à travers des études supplémentaires qui pourraient se concentrer sur des méthodes de modélisation avancées (3D), ainsi que des analyses de en prenant en compte l'effet des eaux souterraines et aussi analyser les approches de stabilisation en cas d'instabilité de la pente pour minimiser les risques (solutions de confortement).

## BIBLIOGRAPHIE

1. Abderrahmane A. et Bensalah A. (2016). Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface. Mémoire de fin d'étude. Université de Tlemcen. Algérie.
2. Abdi B., Berrabah I. (2022). ANALYSE NUMERIQUE DE L'INTERACTION ENTRE DEUX TUNNELS DANS UN MILIEU URBAIN. Mémoire de Master, Université Aboubekr Belkaid-Tlemcen, Algérie.
3. Addoun O. Amirat Y. (2020). STABILITÉ DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES SOUS LES TERRAINS EN PENTES. Master en Genie Civil. Département de génie civil, université de Tlemcen ; Algérie
4. Azeggagh S. Mousous F. (2012). ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE LA CITE DES 50 LOGEMENTS MEZGHITANE (JIJEL). master en génie civil. Université Abderrahmane Mira de Bejaia. Algérie.
5. Bedr .S. 2008. Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables. Mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, département du Génie Civil.
6. Belloulou KH. 2014. ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA RN60 AU PK 77+000 A KSER EI BOUKHARI MEDEA . MEMOIRE DE MASTER , UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA , Algérie.
7. Belkacem M., Mr. Abdelhadi M. (2021). ETUDE DES INFILTRATIONS D'EAU DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS. Mémoire de master, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.
8. Benamer I. 1996. étude des effets différés dans les tunnels profonds, thèse de doctorat, Géotechnique, école nationale des ponts et chaussée, paris, France. 1996.
9. Berkane A. ( 2020). Comportement des tunnels lors du creusement en zone instable. Doctorat en Sciences, Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
10. Bouafia A. (2018) stabilité des terrains en pente
11. Boulfoul Khalifa. (2021). Etude de la stabilisation par pieux des glissements de terrain. Thèse Doctorat, Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaïd.
12. Bousbia N. (2016). Interaction entre ouvrages souterrains. Thèse de doctorat, université de 20 août 1955 - Skikda, Algérie.
13. 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.
14. 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

15. Dahmani H., KOLLI B. (2013). les glissements de terrains dans les sols non saturés - modélisation par le logiciel geo-slope. Mémoire de master, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie
16. Doumi H. (2015). Etude comparative des méthodes analytique et numérique en stabilité des pentes. Mémoire de master. Université de M'sila
17. Durville, Jean-Louis and Gilles SEVE 1996. Stabilité des pentes: Glissements en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur. Construction 1: C254. 251-C254. 216.
18. Guerfi H. STABILISATION DES TALUS RENFORCES PAR PIEUX. Mémoire de magister, Université El Hadj Lakhdar Batna, Algérie.
19. Harkati M. (2019). Etude paramétrique de la stabilité des talus à l'aide des codes numériques. Mémoire de master, Université Kasdi Merbah – Ouargla.
20. Huy TRAN M. 2014. Comportement des tunnels en terrain poussant. l'École des Ponts ParisTech (ENPC), Laboratoire Navier, Equipe Géotechnique-CERMES
21. Idris J. (2007), Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains –Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique
22. Jean-Pierre M. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 237 - MARS-AVRIL 2002 - RÉF. 4412 - PP. 5-36.
23. Khemissa M. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'sila
24. KHeffache T. 2007. Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger. Mémoire Magistère. Université Abderrahmane Mira – Béjaia
25. Kirby W et Pickett P.E. 2000. Geotechnical Manual. TEXAS: Département de transport, 2000.
26. Mair R.J., Taylor R.N, Burland J.b. (1996). Prediction of ground movement and assessment of risk of building damage due to tunnelling. Proceeding, International Symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, London, UK, 15-17 April 1996, A.A. Belkema, pp. 713-718.
27. 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
28. Mroueh H. (1998). TUNNELS EN SITE URBAIN: MODELISATION NUMERIQUE ET INTERACTION CREUSEMENT· OUVRAGES EXISTANTS. THESE DE DOCTORAT, Université des Sciences et Technologies de Lille.

29. Nicholas V., Loannis V.(2015).The influence of tunnelling on slope stability. Department of Geological Sciences and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
30. Ouzaid I. (2014). Stabilisation des Pentes par Inclusions Rigides. Mémoire de Master, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie.
31. Reiffsteck Ph. Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes(2001).
32. Rouhani R. (2019). Etude Numérique Par Praxis de la Stabilité d'un Remblai sur Sol mol renforcée par Colonnes ballastée entourée par géosynthétique. Mémoire de master, Université LARBI BEN M'HIDI d'Oum El Bouaghi, Algérie
33. Tabet S. (2011). STABILISATION DES TERRAINS EN PENTE PAR L'APPROCHE DES CORRELATIONS. Mémoire de Magister, Université de m'sila
34. Taleb Hosni A. (2020) CALCUL DE LA STABILITÉ DES PENTES.
35. Youcef-Tani S. Ramdani Ch. (2021). Analyse de la stabilité du talus: cas d'un glissement de terrain sise dans la pénétrante autoroutière Ghazaouet-Tlemce. Master en Génie Civil. Département de Génie Civil, Université de Tlemcen ; Algérie.