



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Présenté par : Mr DEBABI Nacim

Pour l'obtention du diplôme de Magister

Filière : Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

**Apport de la modélisation tridimensionnelle
dans les études de stabilité des pentes**

Soutenu le : /..... /2014

Devant le Jury composé de :

Mr DAHMANI	Abdelnasser	Professeur	Univ. de Bejaia	Président
Mr TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur	Univ. de Bejaia	Rapporteur
Mr MAZA	Mustapha	Professeur	Univ. de Bejaia	Examineur
Mr BENDADOUCHE	Hocine	Maître de conférences A	Univ. de Bejaia	Examineur
Mr SEGHIR	Abdelghani	Maître de conférences B	Univ. de Bejaia	Invité

Dédicaces

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et orienté sur le bon chemin, et qui ont sacrifié leur vie pour notre éducation et notre bien être.
Je leurs dois un sentiment de gratitude et d'amour.*

A mes deux frères que je respecte beaucoup.

A mon adorable sœur qui n'a jamais refusé de m'aider.

A toutes mes tantes, mes oncles et mes cousins.

A la mémoire de mes grands parents.

A tous mes amis qui me sont chers.

*A tous mes collègues du LHCE, ainsi que ceux de
l'université A. Mira de Bejaia.*

A tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.

Remerciements

Je tiens à remercier chaleureusement Monsieur TAHAKOURT Abdelkader, pour sa confiance et son soutien pour mener à bien cette recherche. Qu'il en soit profondément remercié.

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à Mr. SEGHIR Abdelghani, qui a toujours fait preuve de disponibilité à mon égard, et qui m'a éclairé tout au long de ce travail par ses conseils judicieux.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Mr DAHMANI Abdelnasser, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury.

Mes remerciements vont également à Messieurs MAZA Mustapha et BENDADOUCHE Hocine, pour avoir accepté d'examiner ce travail et de faire partie des membres de jury.

Enfin, toute ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce modeste travail ; en particulier aux membres de ma promotion d'études de la graduation, de la post graduation, ainsi qu'à tout le personnel du LHC-Est de Bejaia.

Remerciements

Je tiens à remercier chaleureusement Monsieur TAHAKOURT Abdelkader, pour sa confiance et son soutien pour mener à bien cette recherche. Qu'il en soit profondément remercié.

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à Mr. SEGHIR Abdelghani, qui a toujours fait preuve de disponibilité à mon égard, et qui m'a éclairé tout au long de ce travail par ses conseils judicieux.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Mr DAHMANI Abdelnasser, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury.

Mes remerciements vont également à Messieurs MAZA Mustapha et BENDADOUCHE Hocine, pour avoir accepté d'examiner ce travail et de faire partie des membres de jury.

Enfin, toute ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce modeste travail ; en particulier aux membres de ma promotion d'études de la graduation, de la post graduation, ainsi qu'à tout le personnel du LHC-Est de Bejaia.

L'application de méthodes de calcul complexes nécessite plus de paramètres que ceux que l'on a déterminé au cours du XXème siècle ... et, dans beaucoup de cas, le calcul tridimensionnel se retrouve tellement simplifié qu'il ne fait guère plus que le calcul bidimensionnel.

Jean-Pierre Magnan

Chapitre 1 : Généralités sur les mouvements de terrain3

1.1 Introduction3

1.2 Définition des principaux types des mouvements de terrain4

 1.2.1 Les mouvements rapides 4

 1.2.2 Les mouvements lents 7

1.3 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain9

 1.3.1 Phases des glissements de terrains 11

1.4 Les différents types des glissements de terrain.....11

 1.4.1 Les glissements plans 11

 1.4.2 Les glissements circulaires ou rotationnels..... 12

1.5 Talus en déblais, sur sols non compressibles14

1.6. Talus en remblais sur sols compressibles15

1.7 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilités15

 1.7.1 Facteurs passifs..... 15

 1.7.2 Facteurs actifs 16

1.8. Principales techniques de confortement.....17

 1.8.1 Modifications géométriques : 17

 1.8.2 Dispositifs de drainage : 20

 1.8.3 Les confortements mécaniques 21

1.9. Présentation de quelques glissements situés dans la W. de Bejaia25

1.10 Conclusion 27

Chapitre 2 : Méthodes d'analyse de la stabilité des talus.....28

2.1 Introduction.....28

2.2 Le principe d'équilibre limite.....28

 2.3 Définition du coefficient de sécurité :29

2.4 Glissement plan :30

2.5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité.....32

 2.5.1 Méthodes de l'équilibre des moments.....32

 2.5.2 Méthodes de l'équilibre des forces39

 2.5.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces40

2.6 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite :45

2.7 Conclusion.....47

Chapitre 3 : Pratique des elements finis en geotechnique.....48

3.1 Introduction	48
3.2 Les grandes lignes de la methode des elements finis	49
3.3 Formulation variationnelle	50
3.3.1 Formulation forte	51
3.3.2 Formulation faible	51
3.4 Discretisation du domaine	52
3.5 Condition de continuite inter-elements	53
3.6 Methode d'interpolation (approximation).....	54
3.6.1 Methode d'interpolation polynomiale	54
3.6.2 Methode d'interpolation nodale	56
3.6.3 Element de reference	57
3.6.4 Jacobien et transformation de coordonnees	58
3.6.5 Construction des matrices elementaires	59
3.7 problemes d'elasticite en 3d.....	60
3.8 presentation du code de calcul plaxis	62
3.8.1 options du code de calcul plaxis	62
3.8.2 Entree des donnees (input).....	62
3.8.3 Comportement du sol.....	63
3.8.4 Fonction de calcul.....	64
3.8.5 Analyse des resultats	64
3.8.6 Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles	64
3.8.7 Les modeles de comportements utilises par plaxis	64
3.8.8 Plaxis, version 3D.....	77
3.8.9 Methodes de calcul du coeficient de securite utilise dans Plaxis	79
3.9 Conclusion.....	81

Chapitre 4 : Etude parametrique sur l'analyse en 3D de la stabilite des pentes 82

4.1 Introduction	82
4.2 Effet de la geometrie, et des parametres mecaniques.....	83
4.2.1 Geometrie et caracteristiques du modele utilise	83
4.2.2 Effet des parametres geometriques.....	85
4.2.2.1 Influence de la variation de la largeur du talus, sur le Fs.	85
4.2.2.2 Influence de la variation de l'inclinaison de la pente, sur le Fs.....	87
4.2.3 Effet des parametres geotechniques.....	89
4.2.3.1 Influence de la variation de la cohesion, sur le Fs	89
4.2.3.2 Influence de la variation de l'angle de frottement, sur le Fs.....	90
4.3. Effet des contraintes le long des flancs.....	91
4.4 Cas d'un talus sur sol mou.....	94

4.4.1 Les différentes configurations étudiées	94
4.4.1.1 Configuration N°01	95
4.4.1.2 Configuration N°02	100
4.4.1.3 Configuration N°03	101
4.5. Conclusion.....	104

Chapitre 5 : Etude de cas glissement de sidi aich.....106

5.1 Introduction	106
5.2 Présentation du site d'étude	106
5.2.1 Contexte géographique	107
5.2.2 Contexte géologique régional	107
5.2.3 Contexte géologique local	109
5.3 Sismicité de la région de Bejaia	110
5.4 Etude hydrologique	111
5.4.1. La température	111
5.4.2 La pluviométrie	111
5.5 Reconnaissances géotechniques	112
5.5.1 Caractéristiques géotechniques des formations	113
5.5.2. Campagnes d'essais au laboratoire	115
5.5.3 Campagne d'essais In-Situ :	116
5.5.3.1 Caractérisation géophysique du site	116
5.5.3.2 L'essai au pénétromètre dynamique lourd	117
5.6 Analyse du glissement.....	117
5.6.1 Illustration par des photos du glissement étudié.....	118
5.6.2 Illustration de quelques éléments du glissement.....	119
5.6.3 Suivi de l'évolution du glissement	120
5.6.4 Principales constatations relevées sur la zone dégradée.....	121
5.6.5 Principales causes du déclenchement du glissement.....	121
5.6.6 Etude de la stabilité du site	122
6.6.6.1 Etude de stabilité du site en 2D	122
6.6.6.2 Etude de stabilité 3D	128
5.6.7 Etude du confortement du glissement	134
5.7 Conclusion.....	136

Notations :

FS : Coefficient de sécurité.....	[-]
Q : Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif.....	[KN/m ²]
τ : Contrainte de cisaillement.....	[KN/m ²]
H : Hauteur réelle.....	[m]
H_c : Hauteur critique.....	[m]
M : Masse d'une tranche.....	[Kg]
a_v : Accélération verticale.....	[m/s ²]
a_h : Accélération horizontale.....	[m/s ²]
N : Effort normal.....	[KN/m ²]
U : Sous-pression de l'eau interstitielle.....	[KN/m ²]
T : Force de cisaillement intertranche.....	[KN]
E : Force normale intertranche.....	[KN]
S : Force de cisaillement à la base l'élément.....	[KN]
N : Effort normal à la base.....	[KN/m ²]
W : Poids de la tranche.....	[KN]
R : Rayon de la surface de glissement.....	[m]
O : Centre de la surface de glissement.....	[-]
r : Rayon pour la méthode de Fellenius.....	[m]
σ : Contrainte.....	[KN/m ²]
ε : Déformation.....	[-]
ε_e : Déformation élastique.....	[-]
ε_p : Déformation plastique.....	[-]
ν : Coefficient de poisson.....	[-]
E : Module de Young.....	[KN/m ²]
G : Module de cisaillement.....	[KN/m ²]
δ_{ij} : Indice de Kronecker.....	[-]
K : Module de compressibilité.....	[KN/m ²]
Φ : Angle de frottement interne.....	[°]
Ψ : Angle de dilatance.....	[°]
E_{oed} : Module oedométrique.....	[KN/m ²]
E_{50} : Module sécant à 50% de la résistance à la compression.....	[KN/m ²]
E_0 : Pente initiale.....	[KN/m ²]
C : La cohésion.....	[KN/m ²]
q : Contrainte déviatorique.....	[KN/m ²]
e : Indice des vides.....	[-]
λ^* : Indice de compression.....	[-]
K^* : Indice de gonflement.....	[-]
u_x : Déplacement dans le sens x.....	[m]
u_y : Déplacement dans le sens y.....	[m]
u_z : Déplacement dans le sens z.....	[m]
γ_{sat} : Poids volumique humide.....	[KN/m ³]
γ_{unSAT} : Poids volumique sec.....	[KN/m ³]
k_x : Perméabilité horizontale.....	[m/jour]
k_v : Perméabilité verticale.....	[m/jour]
m : Puissance.....	[-]
k_0 : Coefficient des pression des terres au repos.....	[-]
σ'_h : Contrainte effective horizontale.....	[KN/m ³]
σ'_v : Contrainte effective verticale.....	[KN/m ³]
M_{sf} : Coefficient de sécurité utilisé par Plaxis.....	[-]
WL : Limite de liquidité.....	[-]
a_i : Le bras de levier.....	[m]

M_r : Le moment résistant de toutes les tranches	[KN.m]
Q : Expression réduite pour le coefficient de sécurité	[-]
Z : Hauteur d'une tranche : Le domaine du problème	[-]
Γ : Le contour du problème	[-]
$E\Psi$: Espace des fonctions cinématiquement admissibles	[-] U_{ex} :
Fonctions (solution exacte)	[-]
J : La matrice Jacobiéenne de l'élément	[-]
λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée	[-]

Abréviations :

<i>HSM</i>	: <i>Hardening Soil Model.</i>
<i>LCPC</i>	: <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.</i>
<i>MEF</i>	: <i>Méthode des Eléments Finis.</i>
<i>POP</i>	: <i>Pre Overburden Pressure (poids des terres de préconsolidation).</i>
<i>SSCM</i>	: <i>Soft Soil Creep Model.</i>
<i>SSM</i>	: <i>Soft Soil Model</i>
<i>CW</i>	: <i>Chemin Wilaya</i>
<i>UNESCO</i>	: <i>United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization</i>
<i>RN</i>	: <i>Route Nationale</i>
<i>MEL</i>	: <i>Méthode d'équilibre limite</i>
<i>USTHB</i>	: <i>Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene</i>
<i>CTC</i>	: <i>Contrôle technique de la construction</i>
<i>TVO</i>	: <i>Tout venant d'Oued</i>

Chapitre 1 :

Tableau 1.1 Tableau des causes directes de mouvements des versants [49]. 4

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 Les hypothèses, les équations et les inconnus recherchés. 46

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 Modes de l'interpolation polynomiale pour des triangles 55

Tableau 3.2 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement α et k 75

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Caractéristiques physico-mécaniques du modèle. 83

Tableau 4.2: Récapitulatif des Fs, calculés par : Plaxis2D, Plaxis3D et Géo-slope. 85

Tableau 4.3 : Récapitulatif des Fs, en fonction de l'inclinaison de la pente. 88

Tableau 4.4: Récapitulatif des Fs, pour différentes cohésions et largeurs. 89

Tableau 4.5: Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité, calculés. 90

Tableau 4.6: Caractéristiques physico-mécaniques du modèle. 92

Tableau 4.7: Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité. 92

Tableau 4.8 - Tableau récapitulatif, des propriétés des couches du sol, utilisées. 94

Tableau 4.9 – Valeurs des facteurs de sécurité, lors de la variation de la cohésion. 96

Tableau 4.10 – Valeurs des facteurs de sécurité, pour différentes positions de la surcharge. 100

Tableau 4.11 – Valeurs des facteurs de sécurité, pour différentes positions de la surcharge. 102

Chapitre 5 :

Tableau 5.1 : Répartition des températures mensuelles, station de Bejaia. 111

Tableau 5.2 : Evolution des précipitations mensuelles de Bejaia (année 2011). 111

Tableau 5.3 : Récapitulatif de la lithologie des deux sondages 114

Tableau 5.4 : Récapitulatif des résultats granulométriques et Sédimentométriques 115

Tableau 5.5 : Récapitulatif des résultats des limites de plasticités et de densités 115

Tableau 5.6 : Récapitulatif des résultats au cisaillement et à l'oedomètre 115

Tableau 5.7 : Récapitulatif des caractéristiques chimiques du sol, en %. 116

Tableau 5.8 : Les valeurs minimales des coefficients de sécurité. 126

Tableau 5.9 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par différentes méthodes 127

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Effondrement de voûtes karstiques [49].	5
Figure 1.2 : Chutes de blocs sur le CW 35 à « Amalou », wilaya de Bejaia.	5
Figure 1.3 : Eboulements à « Aokas » en 2005, wilaya de Bejaia.	6
Figure 1.4 : Les laves torrentielles à « Khef el Hamar », wilaya de Médéa.	6
Figure 1.5 : Coulée boueuse à « Illilten », wilaya de Tizi-Ouzou.	7
Figure 1.6 : Affaissement à « M'Rara », wilaya d'El Oued.	7
Figure 1.7 : Schéma général du mécanisme de fluage [48].	8
Figure 1.8 : Description schématique d'un glissement terrain.	9
Figure 1.9 : Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal [USGS 2004].	10
Figure 1.10 : Dynamique du glissement de terrain (LCPC, 2003).	11
Figure 1.11 : Glissement plan sur la RN24 à « Tighremt », wilaya de Bejaia.	12
Figure 1.12 : Rupture selon des plans de cisaillement rectilignes.	12
Figure 1.13 : Glissement rotationnel Rivière Bayonne (Québec.) Canada.	13
Figure 1.14 : Glissement rotationnel complexe « Saint-Jude », Quebec, Canada.	13
Figure 1.15 : Rupture selon des plans de cisaillement circulaires.	14
Figure 1.16 : Différents types de rupture circulaire.	14
Figure 1.17 : Remblai sur sol mou.	15
Figure 1.18 : Le chargement en pied (Butée).	18
Figure 1.19 : L'allègement en tête.	18
Figure 1.20 : Le re-profilage.	19
Figure 1.21 : La Purge.	19
Figure 1.22 : Substitution totale des matériaux glissés.	20
Figure 1.23 : Drains subhorizontaux.	21
Figure 1.24 : Coupe d'une tranchée drainante.	21
Figure 1.25 : Drainage vertical.	21
Figure 1.26 : Galerie drainante.	21
Figure 1.27 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.	22
Figure 1.28 : Ouvrage souple, en gabion Sidi Younes, Ouzellaguen, Béjaia.	22
Figure 1.29 : Ouvrage souple, en géotextile CW13, Tifra, Béjaia.	22
Figure 1.30 : Dispositif d'un tirant d'ancrage.	23
Figure 1.31 : Clouage par des pieux.	24
Figure 1.32 : Renversement du mur de soutènement.	25
Figure 1.33 : Sens du glissement.	25

Figure 1.34 : Affaissement du terrain au-dessus du ruisseau	25
Figure 1.35 : Glissement en forme de gradins	25
Figure 1.36 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie,	26
Figure 1.37 : Contour du glissement au niveau de la route.....	27
Figure 1.38 : Sens du glissement et affaissement de la route.	27
Figure 1.39 : Fissuration notable du sol.....	27
Figure 1.40 : Fissures au niveau du mur de soutènement.....	27

Chapitre 2 :

Figure 2.1 Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	29
Figure 2.2 Pente infinie de surface de rupture plane.	31
Figure 2.3 Masse du talus découpée en tranches.....	33
Figure 2.4 La représentation des forces sur une tranche, dans la méthode de Fellenius ...	35
Figure 2.5 Les dimensions d'une tranche	35
Figure 2.6 La représentation des forces inter-tranches sur une tranche.....	36
Figure 2.7 La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.....	38
Figure 2.8 Représentation des forces sur une tranche.....	40
Figure 2.9 La représentation des forces sur une tranche	41
Figure 2.10 Résultante des forces parallèles	42
Figure 2.11 Représentation de toutes les forces inconnues, sur une tranche selon la méthode de Spencer.	42
Figure 2.12 Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire, utilisée dans la méthode de Spencer.....	43
Figure 2.13 représentation graphique des forces sur une tranche.....	44

Chapitre 3 :

Figure.3.1 Etapes generales de la m.e.f.....	49
Figure.3.2 Formulation d'un probleme physique	51
Figure.3.3 Elements finis (uni, bi et tridimensionnels)	52
Figure.3.4 Exemple de discretisation.....	53
Figure.3.5 Assemblage a eviter.....	53
Figure.3.6 Vide entre element a eviter	53
Figure.3.7 Methodes de reduction d'erreurs	54
Figure.3.8 Modes de l'interpolation polynomiale des rectangles de lagrange	56
Figure.3.9 Element reel et element de reference	57
Figure.3.10 Fonctions de forme, des elements volumiques standards	61
Figure.3.11 Fenetre d'entree des donnees de plaxis2d	62
Figure.3.12 Modele monodimensionnel du comportement elasto-plastique.	65
Figure.3.13 Representation du comportement elastique parfaitement plastique	65
Figure.3.14 Representation du comportement elasto-plastique avec ecrouissage.	66

Figure.3.15 Fenetre des parametres du modele elastique lineaire.	66
Figure.3.16 Fenetre des parametres du modele elastique lineaire.	66
Figure 3.17 Fenetre des parametres de mohr-coulomb.....	67
Figure 3.18 Courbe intrinseque du modele de mohr-coulomb.....	66
Figure 3.19 Surface de charge de mohr-coulomb dans l'espace	68
Figure 3.20 Definition des modules e_0 et de e_{50}	68
Figure 3.21 Fenetre des parametres avances de mohr-coulomb	70
Figure 3.22 Fenetre des parametres de base du hsm	71
Figure 3.23 Le modele hsm dans le repere c ontrainte-deformation	72
Figure 3.24 Definition du module oedometrique tangent <i>Eoed ref</i>	73
Figure 3.25 Definition de l'angle de dilatance.	73
Figure 3.26 Forme des surfaces de charge du hsm	73
Figure 3.27 Surface de rupture du hsm.	74
Figure 3.28 Differentes representations, lors d'un essai oedometrique.....	75
Figure 3.29 Fenetre des parametres du ssm.....	77
Figure 3.30 Fenetre des parametres avances du ssm.	77
Figure 3.31 Emplacements des « boreholes », puits de forage.....	78
Figure 3.32 Identification lithologique des « boreholes », puits de forage	78
Figure 3.33 Illustration des éléments utilisés dans plaxis2d et plaxis3d.....	79

Chapitre 4 :

Figure 4.1 Géométrie du modèle sur Plaxis3D.	83
Figure 4.2 Géométrie du modèle sur Plaxis2D.	84
Figure 4.3 Géométrie du modèle sur Géo-slope.	84
Figure 4.4 Maillage des modèles avec Plaxis3D et Plaxis2D.....	84
Figure 4.5 Les facteurs de sécurité (F_{s2D} , F_{s3D}), pour différentes valeurs de (B/H).	86
Figure 4.6 Représentation des lignes de glissement et des déformées.....	87
Figure 4.7 Les facteurs de sécurité (F_{s2D} , F_{s3D}) pour différentes inclinaisons de la pente	88
Figure 4.8 Représentation des lignes de glissement et des déformées.....	89
Figure 4.9 Relations entre, la cohésion et le coefficient de sécurité.	90
Figure 4.10 Relations entre l'angle de frottement et le facteur de sécurité.	91
Figure 4.11 Géométrie du modèle sur Plaxis3D.	91
Figure 4.12 Relations entre l'épaisseur E et le facteur de sécurité.	93
Figure 4.13 Maillage des modèles par Plaxis3D.....	93
Figure 4.14 Maillage des quatre modèles par Plaxis2D.....	95
Figure 4.15 Géométrie du modèle, pour la configuration N°01	95
Figure 4.16 Représentation des graphes de la variation de C_u , pour les trois méthodes. ...	95
Figure 4.17 Les déformations du modèle d'étude sur Plaxis3D.	96

Figure 4.18 Les déplacements Plaxis3D.	97
Figure 4.19 Les déplacements totaux Plaxis2D.	98
Figure 4.20 Représentation des déformations sur Plaxis2D.	98
Figure 4.21 Représentation des déformations sur Géo-slope (Méthode de Bishop).	99
Figure 4.22 Géométrie du modèle de la configuration N°02.....	99
Figure 4.23 Représentation des graphes de la variation de L/Z, pour les trois méthodes .	100
Figure 4.24 Géométrie du modèle de la configuration N°03.....	101
Figure 4.25 Représentation des graphes de la variation de Cu, pour les trois méthodes.....	102

Chapitre 5 :

Figure 5.1 Photographie aérienne du versant instable du site Bouhlou (Sidi Aïch).....	107
Figure 5.2 Vues globale du terrain de glissement de Bouhlou (Sidi Aïch)	107
Figure 5.3 Coupe géologique (Soummam – Col d’Akkfadou).....	108
Figure 5.4 Extrait de la carte géologique de l’Algérie région de Sidi Aïch, Bejaia, A l’échelle 1/50.000° établie entre 1946 et 1948.	110
Figure 5.5 Implantations des essais IN-SITU	112
Figure 5.6 Equipe In Situ, au glissement de Bouhlou, Sidi Aïch	113
Figure 5.7 Caisses des échantillons des sondages réalisés.	113
Figure 5.8 Logs lithologiques en 2D, du site de Bouhlou à Sidi Aïch.....	114
Figure 5.9 Modèles en 2D, de résistivité électrique des deux sections.....	116
Figures 5.10 Sens du glissement, déplacement latérale et affaissement de la chaussée.....	118
Figures 5.11 Contour du glissement et décrochement profond de la chaussée	118
Figures 5.12 Terrassement en aval du glissement et renversement du mur.....	118
de soutènement dû à la poussée du terrain	118
Figures 5.13 Escarpement d’environ un mètre	119
Figures 5.14 Fissures de traction ou de régression.....	119
Figures 5.15 Terrassement en aval du glissement et renversement du mur de soutènement dû à la poussée du terrain	119
Figures 5.16 Evolution de dégradations observées sur la bâtisse en amont	120
Figures 5.17 Evolution des dégradations observées sur la chaussée.....	120
Figures 5.18 Mécanisme du glissement de Bouhlou, Sidi Aïch.....	122
Figures 5.19 Localisation des deux profils choisis pour l’analyse 2D	123
Figures 5.20 Profil en travers N°01 pour l’étude en 2D	123
Figures 5.21 Profil en travers N°02 pour l’étude en 2D	124
Figures 5.22 Cercles de glissement et F_s profile N°01 (Geo-slope)	124
Figures 5.23 Cercles de glissement et F_s profile N°02 (Geoslope)	125
Figures 5.24 Cercles de glissement et F_s , profil N°01 (Plaxis2D).....	125

Figures 5.25 Cercles de glissement et F_s , profil N°02 (Plaxis2D).....	126
Figures 5.26 Cercles de glissement et F_s , pour différents niveaux de la nappe (méthode Bishop)	127
Figures 5.27 Levé topographique transposé sur une photo satellite.....	128
Figures 5.28 Courbes altimétriques numérisées en 2D	129
Figures 5.29 Morphologie du site en 3D après traitement par Autocad Civil.....	129
Figures 5.30 Modèle 3D du site d'étude sur Plaxi3D	130
Figures 5.31 Options de maillage du modèle dans Plaxis3D	130
Figures 5.32 Répartition des pressions interstitielles initiales Plaxis3D	131
Figures 5.33 Répartition du gradient des déplacements totaux dans Plaxis3D	132
Figures 5.34 Répartition du gradient des déplacements, pour quatre différents profils ...	133
Figures 5.35 Talus modélisé, avec butée de pied (mur en béton armé).....	134
Figures 5.36 Réalisation d'un nouveau système de drainage	135
Figures 5.37 Réalisation d'un mur en béton armé en aval du glissement	135
Figures 5.38 Matériaux drainants (type TVO) et tubes perforés pour le drainage derrière le mur	135

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse. Ils peuvent être de survenue brusque, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois, voire plusieurs années. La rupture se produit selon des formes vaguement circulaires, ou au contraire, sans aucune caractéristique géométrique particulière. La nature des mécanismes des phénomènes à étudier, leurs diversités et leurs dispersions dans l'espace et dans le temps, ainsi que les conditions de leurs occurrences, forment un ensemble de facteurs qui rendent leur analyse complexe. Un mouvement de terrain survient principalement lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par des facteurs qui peuvent être actifs ou passifs.

L'analyse de la stabilité des talus, comporte deux volets essentiels : le premier est un calcul de stabilité, pour déterminer la courbe selon laquelle la rupture est la plus probable; le deuxième est le calcul du coefficient de sécurité correspondant. Vu la complexité géométrique et géotechnique des talus, la plupart des analyses de stabilité s'effectuent grâce à des méthodes d'équilibres limites, en 2D. Celles-ci, se basent sur l'hypothèse de déformation plan. En conséquence, elles supposent que la largeur du glissement étudié, est infiniment grande, mais surtout identique. De ce fait, on néglige implicitement l'effet 3D ; et cette attitude aura des répercussions très probables sur les valeurs des facteurs de sécurité.

Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression. Les méthodes numériques sont devenues aujourd'hui un complément utile, voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limites. Ces dernières souffrent de sérieuses limitations, pour l'analyse de la stabilité de pentes. En effet, les calculs en contraintes-déformations, permettent de connaître complètement, le comportement, en tout point du terrain. Ainsi, grâce à ces méthodes numériques, telles que les éléments finis, les éléments de frontières ou les éléments distincts (qui sont exécutées par des logiciels, tel que Plaxis), spécialement mises en œuvre et adaptées à toutes sortes d'études géotechniques, on peut dès lors, les utiliser pour traiter notre cas, en considérant les trois dimensions simultanément, et pouvoir ainsi calculer le facteur de sécurité par la méthode de réduction des paramètres mécaniques.

Ce mémoire rédigé, est constitué de cinq chapitres :

Le premier consiste en une étude bibliographique, sur les différents types de mouvement de terrain, des facteurs provoquant leur déclenchement, ainsi que des méthodes de confortement. En outre, pour montrer leur singularité, on a étoffé ce premier chapitre de l'étude de deux cas de glissement, qui se sont produits dans la wilaya de Bejaia.

Le second chapitre a pour objectif de passer en revue quelques méthodes de calcul de stabilité des pentes. Ces méthodes d'équilibres limites, ont été résumées et leur hypothèses comparées.

Cependant, vu que ces méthodes présentent certaines limites, on a introduit, dans le chapitre trois, un aperçu sur la méthode des éléments finis, et présenté les différentes fonctions, ainsi que les lois de comportements, utilisées par le code de calcul Plaxis.

Ensuite, dans le chapitre quatre, on a effectué une étude paramétrique, visant à relater l'effet des différents paramètres (géométrique, géotechnique,....etc.) qui influent sur l'étude de la stabilité des pentes ; en les comparant, à chaque fois, à la variation du facteur de sécurité calculé.

Enfin, dans le cinquième chapitre, on a effectué, sur site, une étude d'investigation des causes du glissement de terrain de Bouhlou (Sidi Aich). Après avoir analysé les essais in-situ, et ceux du laboratoire ; On a effectué deux approches pour la modélisation du site (2D et 3D) ; puis, grâce à la méthode de la réduction des paramètres mécaniques du sol, on a calculé et comparé le facteur de stabilité F_s , pour chaque approche.

Chapitre 1

Généralités sur les mouvements de terrain

1.1 Introduction

Les mouvements de terrain, sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils causent à l'échelle de la planète, la mort de près de 1 000 personnes par an ; sachant que ce chiffre, ne prend pas en compte, les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers. Ils constituent, généralement, des phénomènes ponctuels, de faibles ampleurs et d'effets limités. Cependant, par leurs diversités et leurs fréquences, ils sont responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. Ils peuvent être la conséquence d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme...etc.), ou, plus ou moins, la conséquence directe d'action anthropique, tels que les travaux de terrassement ou de déforestation [7,17,32].

Ils se caractérisent par des déplacements souvent brutaux (lents et continus ou rapides et discontinus) du sol, ou du sous-sol; créant ainsi des surfaces de glissement qui varient de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Autant la pente du talus, ainsi que la saturation en eau du sol, la nature géologique de celui-ci contribue de la même façon que ces derniers, à l'activation de ces phénomènes naturels. Les matériaux affectés, sont très variés (roches marneuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses...etc.).

En définitif, ce chapitre permettra de faire une synthèse sur les différents types de mouvement de terrains et des facteurs causant leurs instabilités. Il indiquera les informations nécessaires qui nous permettrons de détecter les signes avant-coureurs de leurs éventuels déclenchements, ainsi que leur niveau de risque par rapport à leur intensité, et, par là, prévoir des solutions pour leurs confortements. Enfin, on étoffera ce premier chapitre par l'analyse de quelques cas de glissements de terrains, localisés dans la wilaya de Bejaia.

1.2 Définition des principaux types de mouvement de terrain

On retrouve sous le terme de mouvements de terrain, toutes les manifestations de déplacement d'une masse géologique, sous l'effet de la pesanteur, et de l'action conjuguée de facteurs permanents et de facteurs déclenchants. Les vitesses de ces déplacements sont variables, et liées aux processus du mouvement. Il est difficile de quantifier les vitesses de ces mouvements, car, exceptés quelques grands mouvements surveillés, on ne peut que constater leur état post-glissement. Toutefois, quand cela est nécessaire, les glissements sous surveillance, donnent une bonne estimation des variations de vitesse de déplacement, que l'on peut parfois relier à des facteurs plus ponctuels (variations de la pluviométrie, suppression de la butée...etc.) [7,32].

La détermination de la vitesse du mouvement de terrain, après le déclenchement de celui-ci, est très difficile, Cependant, il existe des échelles qui permettent son évaluation, telle celle proposée par Mr Flageolet, en 1989, qui se base sur le principe que les mêmes causes produisent les mêmes effets.

Tableau 1.1 - Tableau des causes directes de mouvements des versants [49].

Vitesses*	ER 3 (m/s)	TR 0,3 (m/mn)	R 1,5 (m/j)	M 0,5 (m/m)	L 1 à 1,5 (m/an)	TL 0,3 (m/an)	EL 0,3 > (m/an)
Types de mouvements							
Eroulements de rochers	x						
Avalanches de débris	x	x					
Coulées boueuses		x	x	x	x		
Glissements de roches	x	x	x	x	x	x	
Glissements rotationnels de sol		x	x	x	x	x	x
Glissements plans de sol					x		
Glissements de débris				x	x	x	

* (ER) Extrêmement rapide, (TR) Très rapide, (R) Rapide, (M) Modéré, (L) Lent, (TL) Très lent, (EL) Extrêmement lent.

1.2.1 Les mouvements rapides

Les mouvements rapides, sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves, que les masses déplacées sont importantes. On distingue :

a. Les effondrements : Ce sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol, par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes : soit naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (mines, carrières ou ouvrages souterrains). Ce mouvement, peut entraîner l'effondrement total du toit de la cavité, et provoquer en surface, une dépression, généralement de forme circulaire [7,17].

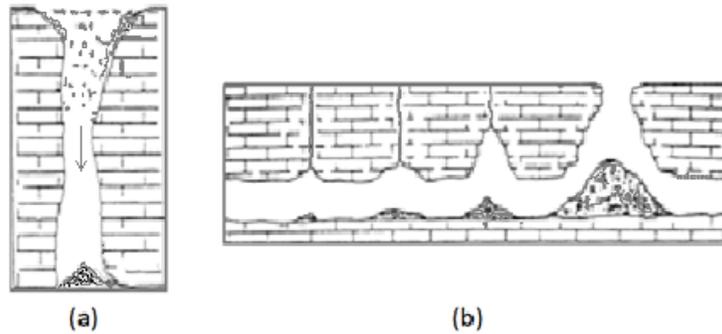


Figure 1.1 : Effondrement de voûtes karstiques [49].

(a) Aven formé par effondrement du toit d'un puits, (b) Formation progressive d'une cloche d'effondrement.

b. Les chutes de pierres ou de blocs : Ils résultent de l'évolution naturelle des falaises. Celles-ci, peut se manifester par de simples chutes de pierres, ou par un écoulement gigantesque, pouvant atteindre des millions de mètres cubes, avec une vitesse de propagation qui peut dépasser les cent kilomètres par heure.



Figure 1.2 : Chutes de blocs sur le CW35 à « Amalou », wilaya de Bejaia.

c. Les éboulements ou écroulements : Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments, se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnées de mouvements de rebondissement ou de roulement.



Figure 1.3 : Eboulements à « Aokas » en 2005, wilaya de Bejaia.

d. Les laves torrentielles : Elles résultent, du transport de matériaux en coulées, visqueuses ou fluides, dans le lit de torrents de montagne.



Figure 1.4 : Les laves torrentielles à « Khef el Hamar », wilaya de Médéa.

e. Les coulées boueuses : Phénomènes caractérisés par un transport de matériaux, sous une forme plus ou moins fluide. Les coulées se comportent comme des glissements de terrain au début, mais le facteur eau intervient dans la consistance du terrain, mit en mouvement. Les coulées ont lieu dans des formations à granulométrie très fine, (marnes, schistes argileux, flysch argileux), fissurées, ou saturées, à plasticité moyenne.



1.2.2 Les mouvements lents

a. Les affaissements : Ils se caractérisent par l'évolution des cavités souterraines, dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels [7].



Ces cavités

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles (calcaires, gypses...etc.).
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (mines de charbon, de sel...etc.).

b. Le fluage : Ce phénomène correspond à un mouvement lent (environ de 10 cm/an), sans modification de l'intensité des efforts appliqués. Il se produit généralement au sein des formations de grandes épaisseurs (marnes, argiles plastiques....etc.) lesquelles supportent une surcharge (naturelle ou anthropique). L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

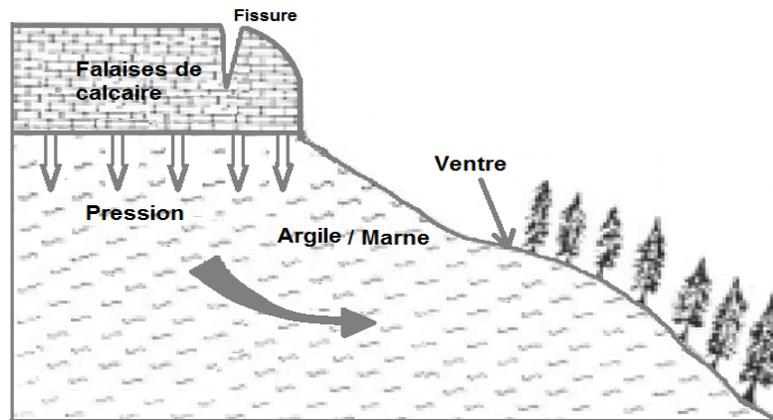


Figure 1.7 : Schéma général du mécanisme de fluage [48].

Ce schéma, montre une couche de marne, surchargée par un massif calcaire, limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise de calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc de calcaire (peu déformable), voire l'écroulement de la falaise entière.

Les cas de fluage pur, (déformation sans modification des sollicitations extérieures) sont très rares, et très délicats à mettre en évidence. Par contre, de nombreux glissements d'ouvrages, sont précédés de mouvements lents de fluage, dont l'évolution peut provoquer la rupture.

c. La solifluxion : Elle représente un cas particulier de fluage. Ce phénomène superficiel, est provoqué par des variations volumiques du sol, au cours des saisons (alternance de saisons sèches et pluvieuses, ou bien gel et dégel en montagne). Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une répartition du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol, et par l'inclinaison des arbres. Elle se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux, gonflants et rétractables [7].

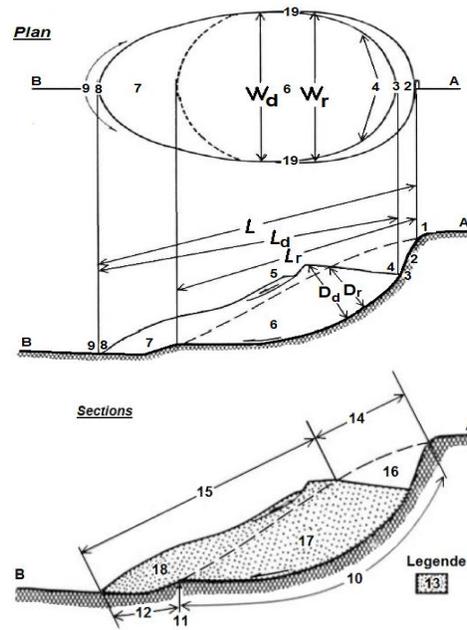
Contrairement à d'autres types de glissements de terrain, telles que les [coulées de boues](#), après des pluies torrentielles, ou des coulées de débris ; le processus de solifluxion est graduel, voire imperceptible.

d. Les glissements de terrains : Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement, et se produisent, en général, sur des talus, ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre, sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées. L'étude des glissements de terrain, et la prévention des risques qu'ils engendrent, relèvent de la géologie, et de la mécanique des sols [7].

1.3 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus, très localisé, au mouvement de grande ampleur, pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Aussi, la figure (1.8) nous décrit différentes dimensions normalisées, d'un glissement de terrain, proposé par l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur.

Figure 1.8 : Description schématique d'un glissement terrain.



Légende : (1) Crête, couronne, (2) Escarpement principal, (3) Sommet : partie la plus haute du glissement, (4) Tête : Partie la plus haute en glissement, (5) Escarpement mineur, (6) Corps principal, (7) Pied du glissement, (8) Extrémité du glissement, (9) Front du glissement, (10) Surface de rupture, (11) Front de la surface de rupture, (12) Surface de séparation, (13) Matériau déplacé, (14) Zone d'arrachement, (15) Zone d'accumulation, (16) Surface arrachée, (17) Masse arrachée, (18) Masse accumulée, (Lr) Longueur de la surface de rupture, (Ld) Longueur de la masse glissée, (L) Longueur totale, (Wr) Largeur de la surface de glissement, (Wd) Largeur de la masse glissée, (Dr) Profondeur de la surface de rupture, (Dd) Profondeur de la masse glissée.

Lors de ses travaux pour le compte de l'UNESCO, Varnes, en 1978, a élaboré un bloc diagramme idéal, mettant en exergue les caractéristiques d'un glissement de terrain complexe. On y observe, une surface de rupture très nette, le long de laquelle, les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas.

Ce diagramme montre également, que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable, de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel.

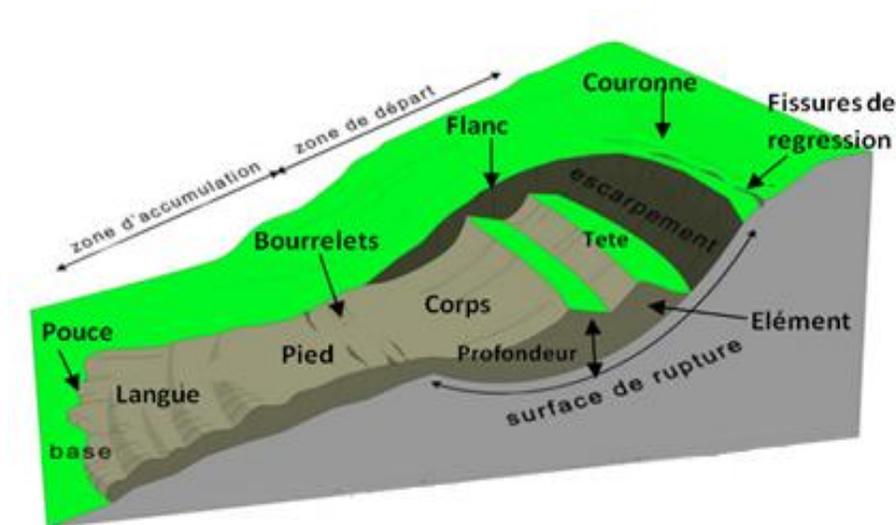


Figure 1.9 : Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.

Définition des éléments de la figure (1.9):

- Escarpement : Surface inclinée ou verticale, souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure, et prolongée en profondeur par la surface de glissement. Des escarpements secondaires peuvent se produire, semblables à l'escarpement principal, mais visibles dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse, une structure en escalier.

- Couronnes : Elles sont situées au dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectées par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains, dans ces zones.

- Tête : C'est la limite amont du glissement, et plus précisément la partie glissée qui se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- Élément : Fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

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

- Pied : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale.

- Extrémité inférieure (Pouce) : Zone en aval du mouvement du terrain

- Surface de glissement ou de rupture : C'est une surface qui sépare la masse glissée, des terres en place.

- Corps : Partie centrale du glissement, recouvrant la surface de rupture.

- Fissures de traction ou de régression : Elles apparaissent à la surface de la couronne, considérées comme un témoin de glissement.

1.3.1 Phases des glissements de terrains

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activités variables : des périodes de vitesses de glissement élevées, avec des phases de calme apparent.

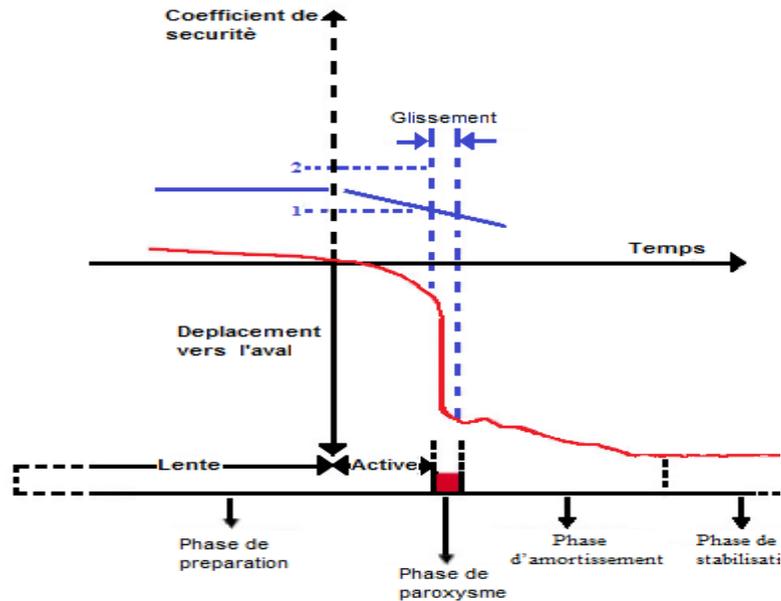


Figure 1.10 : Dynamique du glissement de terrain.

Millies et Lacroix (1981), ont cosigné et schématisé de cette façon, toutes les phases de la cinématique du mouvement, avec : une phase de préparation, où l'on observe des déplacements très lents, qui n'entraînent pas de désordres importants, suivie d'une phase de paroxysme ou de crise morpho-dynamique. C'est la rupture à proprement dit. Ensuite une phase d'amortissement ou de relaxation, où les vitesses diminuent et le glissement tend vers un état d'équilibre ; et enfin une phase de stabilisation (ou consolidation) du versant pour une durée indéterminée.

1.4 Les différents types des glissements de terrain

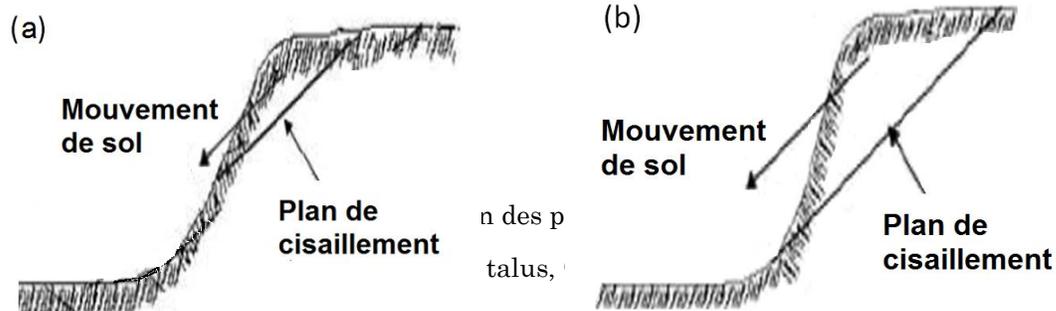
Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer principalement trois types de glissements :

1.4.1 Les glissements plans

Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation, sur un plan incliné, plus ou moins régulier. Dans ce cas, la masse en mouvement se comporte comme un monolithe, dont les déformations sont très petites et très localisées, au niveau de la surface de rupture. En général, cette dernière suit une couche mince, ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon, pour les formations sus-jacentes.



entes



1.4.2 Les glissements circulaires ou rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave, ayant la forme d'une cuillère. En général, la surface de glissement est circulaire, et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement [9]. Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, qui sont :

- Des fissures de traction, qui se localisent en tête ;
- Un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement.
- Un bourrelet de pied, formé à la base par la masse glissée.

On peut distinguer deux types de glissements rotationnels :

a. Les glissements rotationnels simples : Le basculement de la masse se fait le long d'une surface, dans un milieu généralement homogène et isotrope: c'est-à-dire des sols non affectés par des discontinuités géologiques.



Figure 1.13 : Glissement rotationnel Rivière Bayonne (Québec.) Canada.

b. Les glissements rotationnels complexes : Ce type de glissement, résulte d'un emboîtement, les uns dans les autres, de glissements rotationnels simples ; et dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissements par escalier). Elles évoluent généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes : L'anisotropie mécanique ou de structure, la variation des caractéristiques mécaniques, et la suppression d'une butée de pied.



Figure 1.14 : Glissement rotationnel complexe « Saint-Jude », Quebec, Canada.

Les ruptures, selon des plans de cisaillement rectilignes, sont causées par un mouvement de rotation, de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits ; soit à flanc de talus, soit au pied du talus, ou enfin au-delà du pied du talus. Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

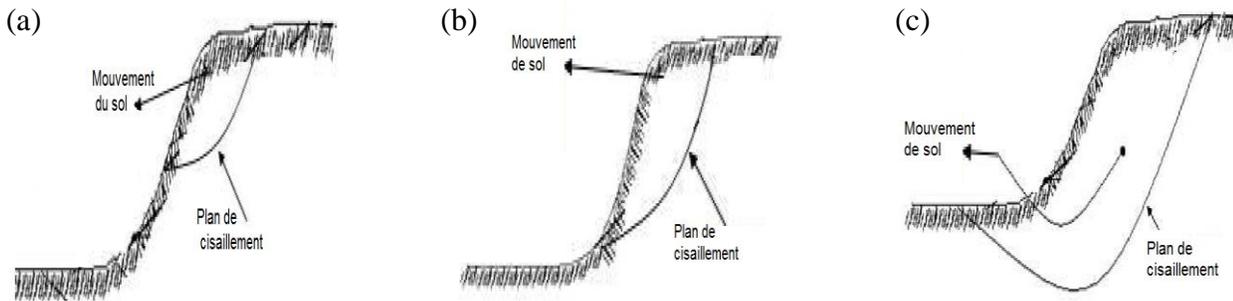


Figure 1.15 : Rupture selon des plans de cisaillement circulaires.

(a) Glissement à flanc de talus (b) Glissement au pied du talus (c) Glissement en profondeur

1.5 Talus en déblais, sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- **Les cercles de talus** : Ils se produisent généralement dans les sols hétérogènes; la base du cercle correspond à une couche plus résistante.
- **Les cercles de pied** : Ce sont les plus courants dans ce type d'ouvrage.
- **Les cercles profonds** : Ne se produisent que dans le cas où le sol, situé sous le niveau du pied du talus, est de mauvaise qualité.

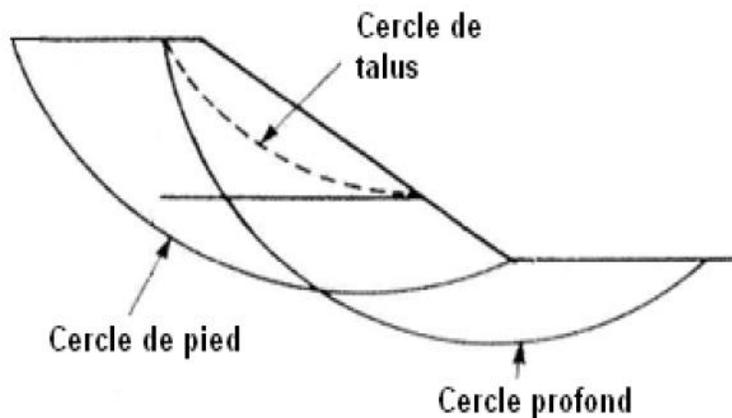


Figure 1.16 : Différents types de rupture circulaire.

1.6 Talus en remblais sur sols compressibles

Lorsqu'un remblai, en sol compacté, (remblai routier par exemple), repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe; dans ce cas les ruptures susceptibles de se produire sont profondes, et interviennent rapidement. Si le sol mou est homogène, les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle, lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

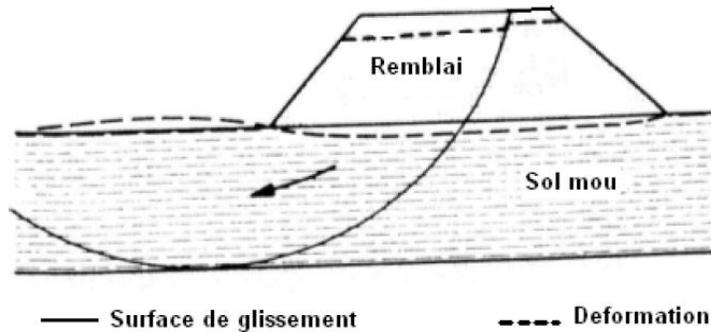


Figure 1.17 : Remblai sur sol mou.

Si le facteur de sécurité, vis-à-vis de la rupture, est peu élevé, tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation, entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle, et une perte de résistance du remblai ou de la fondation, ou bien des deux.

1.7 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilités

A chaque fois que l'on étudie un mouvement de terrain, se pose toujours la question de savoir pourquoi y a-t-il eu rupture de l'équilibre ? La rupture de l'équilibre d'un massif, sous-entend la modification, d'au moins un des paramètres participant à la stabilité. L'équilibre d'un massif, peut être donné par un facteur de sécurité, pris comme étant le rapport entre la somme des forces stabilisatrices et déstabilisatrices. Celles-ci, peuvent se rattacher à deux types de facteurs : Les facteurs passifs et les facteurs actifs.

1.7.1 Facteurs passifs

On en compte trois types :

a. Les facteurs géologiques : La stabilité d'un versant est liée, d'une part à la géologie des formations le constituant, et d'autre part, à sa morphologie (pente, escarpement,...etc.). En effet, il existe de nombreux éléments qui interviennent dans la modification de la morphologie d'un versant (érosions torrentielles, érosions météoriques, facteurs anthropiques.... etc.) [19].

b. Les facteurs hydrologiques et pluviométriques : La variation des conditions hydrauliques, est l'une des principales causes de glissement de terrain. Son action dans la rupture de l'équilibre, se manifeste de plusieurs façons ; mais c'est principalement la pluviométrie, qui reste le facteur le plus influent selon plusieurs auteurs.

En règle générale, le stade ultime de l'instabilité se traduit, après de fortes précipitations, par un mouvement qui est précédé d'une augmentation des niveaux piézométriques. Ce dernier, est précédé d'un intervalle de temps variable après une forte pluie [9] . Les variations hydrologiques peuvent avoir plusieurs origines :

- Une origine météorologique, liée aux précipitations et à la fonte des neiges.
- Une origine anthropique, liée à la modification de la forme du versant, à la surcharge, aux terrassements, ou encore à la modification de l'hydrologie naturelle du massif.

c. Les facteurs morphologiques : Les facteurs géométriques ont une influence sensible sur la stabilité des talus. Ils peuvent, à la fois augmenter ou diminuer le risque de glissement. Citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus :

- La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.
- La forme de dénivellation et le sens de l'inclinaison.

1.7.2 Facteurs actifs

a. L'action climatique : Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes que nous citons :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.

- La réduction de la consistance d'un sol argileux, causée par l'augmentation de la teneur en eau (lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité W_L), implique la diminution, de sa résistance au cisaillement et de ses caractéristiques mécaniques [14,19].

- L'érosion, provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite, des modifications de la pente, qui implique une diminution du coefficient de sécurité.

- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes.

b. L'effet de déboisement : Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement court, l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur, et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse [14,19].

c. Les facteurs anthropiques : La stabilité des pentes peut également être compromise par :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes ; talutage en pied de versant, remblaiement ou construction en tête de versant ;

- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel : rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.

- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs, ou des vibrations dues au trafic routier (ou ferroviaire) qui peuvent déstabiliser, à la longue, les versants[14,19].

d. L'effet de la sismicité de la région : Nous nous contenterons de rappeler ici que les tremblements de terre sont souvent à l'origine de glissement de terrains, ou simplement d'éboulements rocheux.

L'effet d'un séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu). Nous avons vu également que dans les milieux meubles saturés, un séisme, comme d'ailleurs toute vibration, donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale, du sol.

Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifier l'état de la sismicité régionale, au regard de la chronologie de l'accident [7,17].

1.8. Principales techniques de confortement

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

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route, en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.

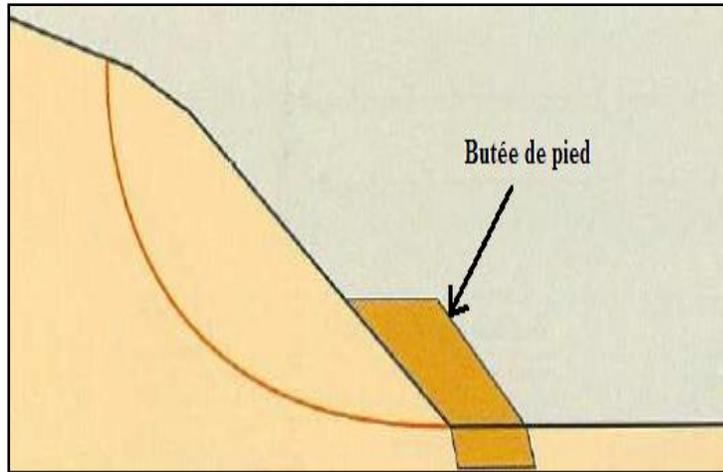
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Toutefois, Si ce type de solution n'est pas retenu, on sera amené à conforter la pente avec l'une des trois techniques présentées ci-après :

1.8.1 Modifications géométriques :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut alors distinguer les méthodes de stabilisation suivantes :

a. Les remblais de pied : Le chargement en pied d'un glissement est une technique d'utilisation fréquente, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquettes, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Étant donnée son poids, l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements.



b. Allègement en tête : L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

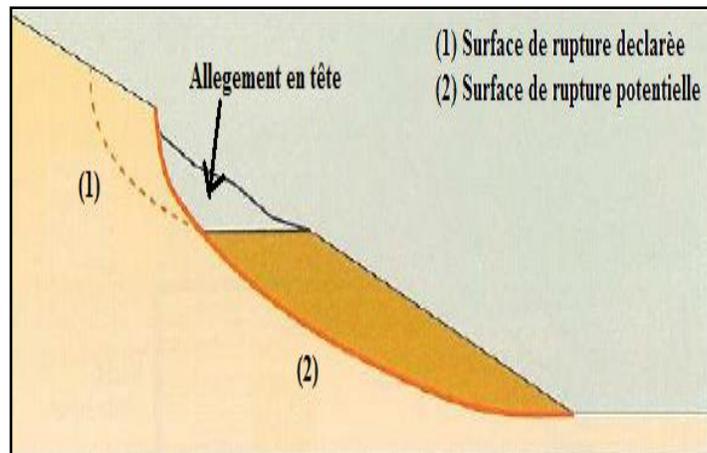


Figure 1.19 : L'allègement en tête.

c. Le re-profilage : Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

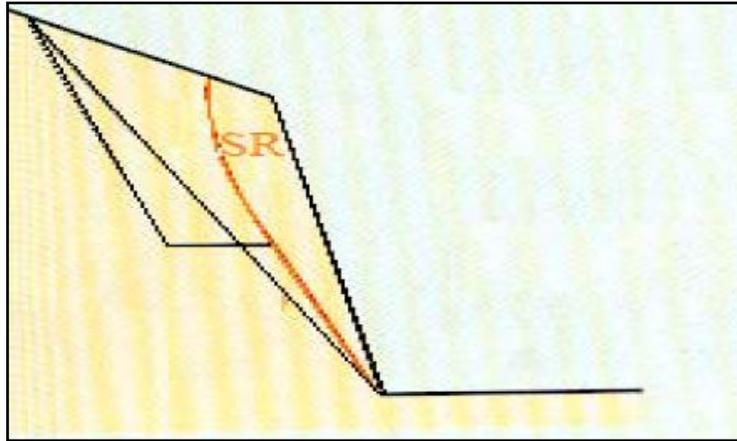


Figure 1.20 : Le re-profilage.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes, a, l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique, et de créer des voies d'accès pour l'entretien et travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [21].

d. La purge : Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu, soit stable. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les boteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible [21].

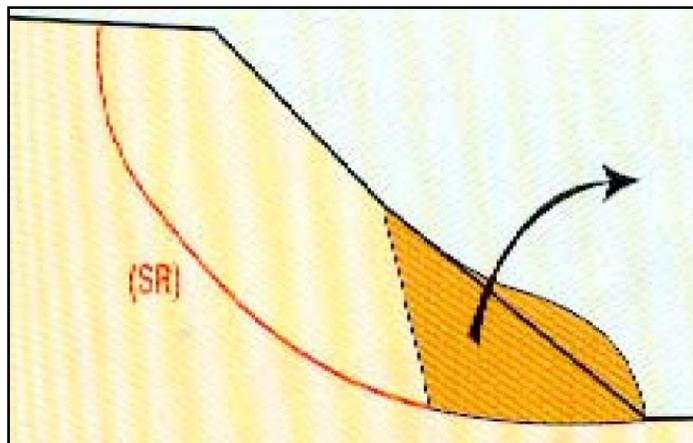


Figure 1.21 : La Purge.

e. **La substitution totale ou partielle** : Elle se compose en deux parties :

➤ **Substitution totale des matériaux glissés** : Cette technique consiste à purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés, et excaver plus profondément que la surface de rupture, sous peine d'inefficacité totale.
- Assurer un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport.
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution, et que l'on ne risque pas d'engendrer d'autres désordres.

➤ **Substitution partielle des matériaux glissés** : On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Notons que la bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais, sur un massif de sol instable, de faible épaisseur (moins de 5m) [7,9,21].

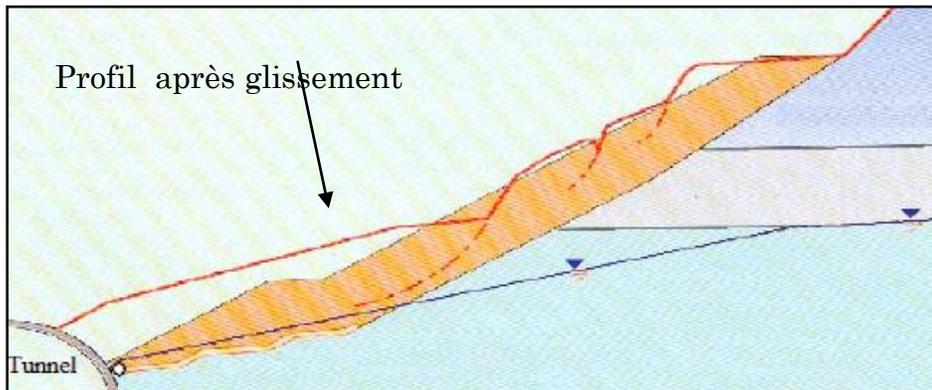


Figure 1.22 : Substitution totale des matériaux glissés.

1.8.2 Dispositifs de drainage :

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux, avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain [7,9,21].

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau du site,
- Expulser l'eau présente dans ce massif instable, afin de réduire les pressions interstitielles.

A ce sujet, on distingue schématiquement : Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ; les tranchées et les galeries drainantes ; les drains subhorizontaux ou verticaux ; enfin les tunnels et autres ouvrages profonds.

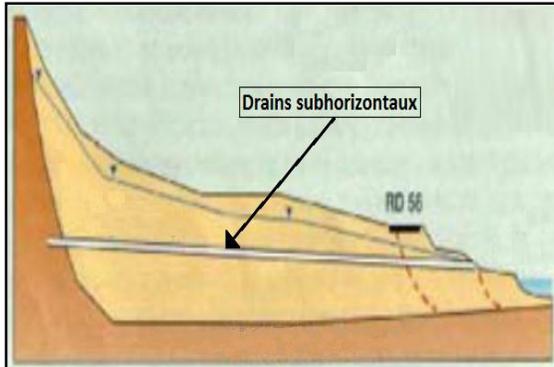


Figure 1.23 : Drains subhorizontaux.

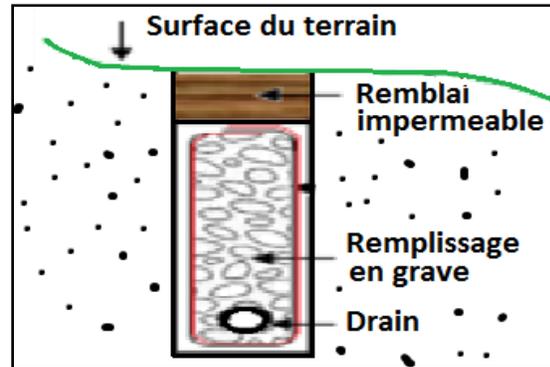


Figure 1.24 : Coupe d'une tranchée drainante.

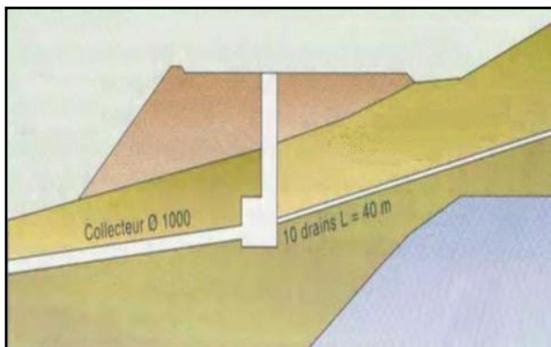


Figure 1.25 : Drainage vertical.

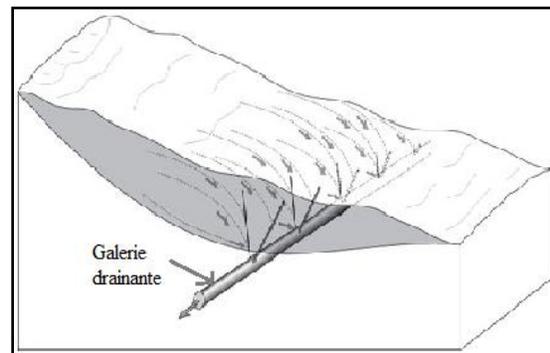


Figure 1.26 : Galerie drainante.

1.8.3 Les confortements mécaniques

On a recourt à ces méthodes, dans le cas où, les techniques qui ont été présentées précédemment (terrassements et drainages) ne peuvent pas être mises en œuvre. On entend par éléments résistants, les structures telles que :

- Murs de soutènement, tirants d'ancrage et murs ancrés.
- Clouages par des barres, des micros pieux.
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Comme ces techniques visent à réduire ou à arrêter les déformations, on peut introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, lesquels pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols [9,21].

a. Ouvrage de soutènement : On distingue deux types :

- Les ouvrages rigides, qui ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation. En outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants, engendrés par le glissement.

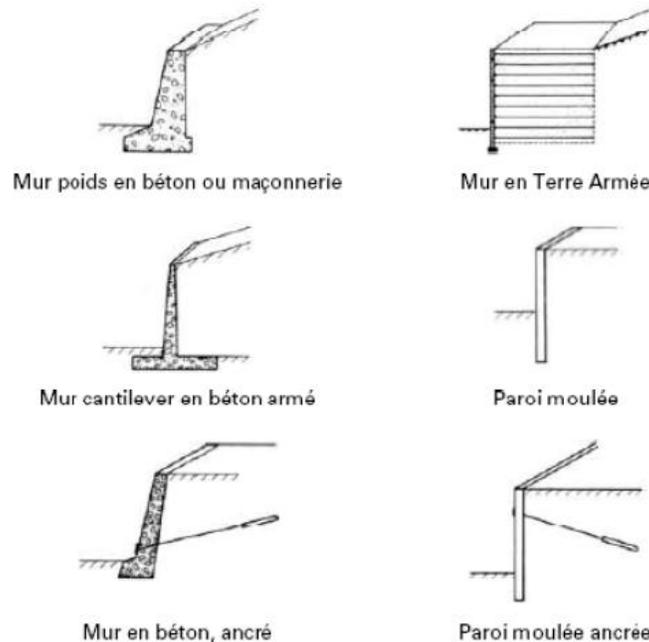


Figure 1.27 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

- Les ouvrages souples, qui sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils (armatures synthétiques ou métalliques), par des nappes de géotextiles, ou par des grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs-poids.



Figure 1.28 : Ouvrage souple, en gabion
Sidi Younes, Ouzellaguen, Béjaïa.



Figure 1.29 : Ouvrage souple, en géotextiles,
CW13, Tifra, Béjaïa.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

• **Tirants d'ancrages** : Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées, à une couche de terrain résistante. Le principe consiste, à réduire les forces actives de glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) 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 de 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.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire, par mètre linéaire de glissement, pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- Qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Tous les types de tirants d'ancrages précontraints, provisoires ou définitifs, sont mis en œuvre, pour assurer :

- Le maintien des parois berlinoises, parois cloutées ou parois moulées,
- La stabilité du radier, par compensation des poussées dues aux sous-pressions.

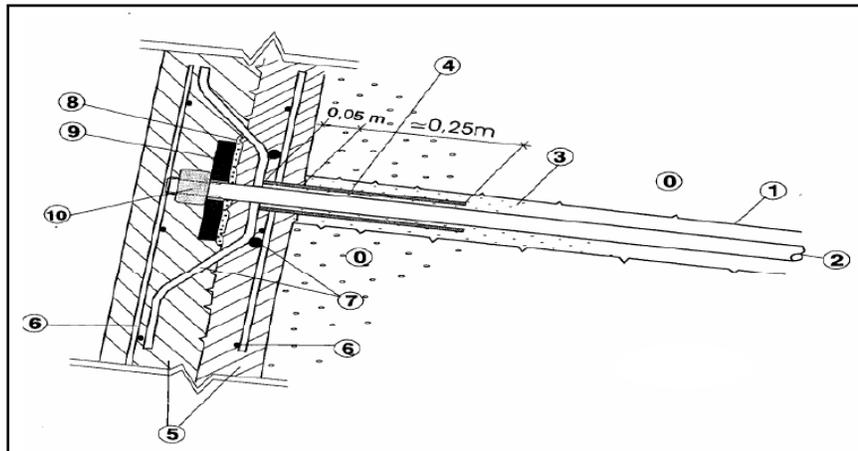


Figure 1.30 : Dispositif d'un tirant d'ancrage.

- | | | |
|--|--|---|
| (1) Trou de forage | (6) Treillis soudés | • |
| (2) Armature du clou | (7) Armature de renforcement en tête du clou | • |
| (3) Coulis de scellement | (8) Mortier | |
| (4) Protection locale par gaine plastique | (9) Plaque de répartition | |
| (5) Béton du parement projeté en deux phases | (10) Ecrou de blocage | |

• **Clous et micros pieux** : Le clouage des pentes ou talus, consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistantes principalement à la traction, elles sont placées sub-horizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Deux types de clouage existent :

- Le coulage passif, où la présence seule du clou assure le transfert des efforts. Le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement.
- Le coulage actif, où le clou est préalablement mis en tension. Dans ce cas la mise en tension est censée supprimer tout déplacement, lors du creusement.

La mise en place des inclusions est, en général, préalable au creusement. On renforce d'abord, avant de créer le déséquilibre de masse.

• **Pieux** : Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives. Les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion, fasse augmenter le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux, dans le tiers central de la pente instable, tout en recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %. Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu les éléments suivants :

- La résistance, à la flexion et au cisaillement, du pieu.
- La pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

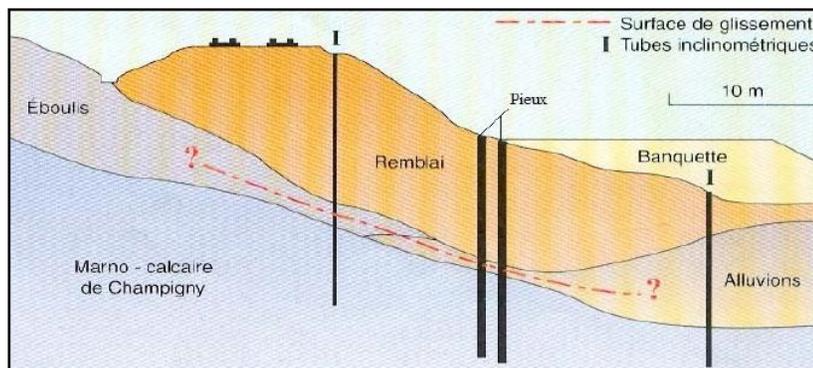


Figure 1.31 : Clouage par des pieux.

1.9. Présentation de deux cas de glissements situés dans la W. de Bejaia

Afin, de montrer la singularité géométrique ou lithologique des glissements, nous présentons dans ce qui suit, deux cas pathologiques de glissements, survenus, dans la région de Bejaia.

a. Cas du glissement du village de Mezouara, commune d'Akfadou, Bejaia.

Le glissement, se situe au village de Mezouara, à 3 km du siège de la commune d'Akfadou, wilaya de Bejaia ; Il est niché sur le flanc Sud-Est de la montagne qui porte son nom, sur un relief très accidenté et incliné. Il culmine à une altitude d'environ 900 m. La zone de glissement s'étend sur une longueur de 100m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence, des colluvions entourés de matrices Argilo-limoneuses, plastiques, de couleur marron, schisteuse en profondeur.



Figure 1.32 : Renversement du mur de soutènement



Figure 1.33 : Sens du glissement



Figure 1.34 : Affaissement du terrain au-dessus du ruisseau



Figure 1.35 : Glissement en forme de gradins

La géomorphologie du site, nous a permis d'étudier les désordres causés au terrain, suite aux différents agents atmosphériques. Des ravinements et arrachements de dimensions métriques ont été localisés. Cette pathologie signe l'existence d'un glissement superficiel.

La source d'eau active (infiltration d'eau), qui se situe à l'amont du glissement, est l'un des facteurs prépondérants qui ont fragilisé le site. Ce dernier, ajouté à la pente du terrain, ont engendré un tassement, qui a généré à son tour le déplacement des terres.

b. Cas du glissement du village de Bellouta, commune de Barbacha, Bejaia.

Le Village de « Belouta », localisé à 8 km du siège de la commune de Barbacha, wilaya de Bejaia, se situe sur un relief très accidenté et incliné, il culmine à une altitude d'environ 590 m.

La région de Barbacha est nettement visible au Sud de la carte, au 1/50.000^{ème}. Le site d'étude «Bellouta » s'étend sur deux Zones dont l'aspect est très différent, qui s'explique par des changements de la constitution lithologique du sol, du relief et du climat.

Légende :

- C⁵⁻⁶
Campanien-Maestrichtien-Argiles associées à des microconglomérats calcaires
- l¹⁻²
Rhétien- Hettangien Dolomies Litées, parfois Marneuse.
- t³
Keuper- Argiles, Gypse, Cargneules

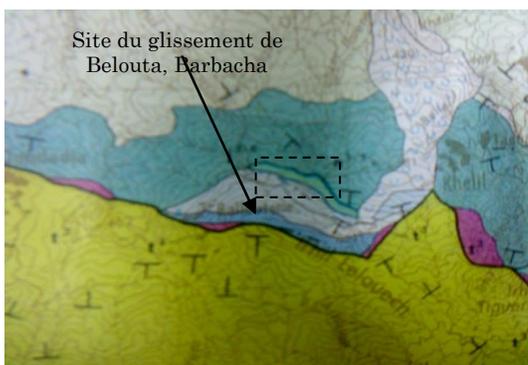


Figure 1.36 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie, Région d'Oued Amizour, Bejaia, à l'échelle 1/50.000, 1981.

Sur le plan géologique, le site de Bellouta est constitué d'argiles associées à des microconglomérats calcaires et de dolomies litées, parfois marneuse.

La géomorphologie nous a permis de constater, des ravinements et des arrachements de dimensions métriques. Cette pathologie signe l'existence d'un glissement superficiel. Le facteur prépondérant, qui a influencé la dégradation du sol, est essentiellement l'eau, dont l'origine est variable.



Figure 1.37 : Contour du glissement au niveau de la route



Figure 1.38 : Sens du glissement et affaissement de la route.



Figure 1.39 : Fissuration notable du sol

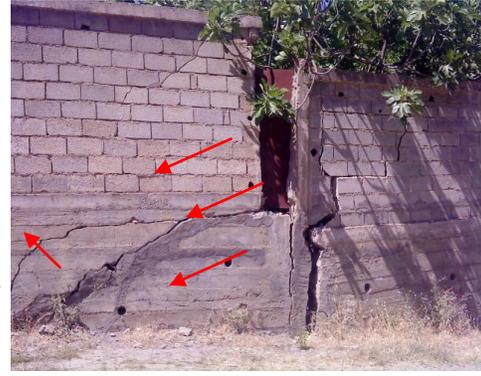


Figure 1.40 : Fissures au niveau du mur de soutènement

Les stagnations d'eau détectée en hauteur jouent un rôle de poids supplémentaire, qui favorise la poussée des terres.

1.10 Conclusion

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ces glissements affectent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins (à forte densité de vides souterrains), ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau. Leur survenue est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse), mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions anthropiques. Ce constat, nous montre à quel point les mouvements de terres sont complexes et différents; ce qui nous amène à nous interroger sur les hypothèses simplificatrices des différentes méthodes d'équilibre limites en 2D, lors de leurs analyses.

Chapitre 2

Méthodes d'analyse de la stabilité des talus

2.1 Introduction

La rupture par glissement d'un talus, se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus, est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle, vis-à-vis du risque de rupture, est une question complexe, surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), le choix des caractéristiques hydrauliques et mécaniques des sols, mais aussi un calcul de stabilité [32].

Le problème réside donc dans la détermination de la surface critique de rupture, et le facteur de sécurité correspondant F_s . Dans ce cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre : d'une part la résistance au cisaillement du sol, et d'autre part la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

Dans ce chapitre on définira quelques méthodes de calcul de stabilité des talus, plus particulièrement les méthodes de calculs à la rupture [9,32,33].

2.2 Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On supposera que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite, forme une bande assez étroite, de part et d'autre de la zone de rupture[9,46].

La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calculs consistent à rechercher la surface, le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

2.3 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité, F , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme (figure 2.1):

$$F_S = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (2.1)$$

Où :

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

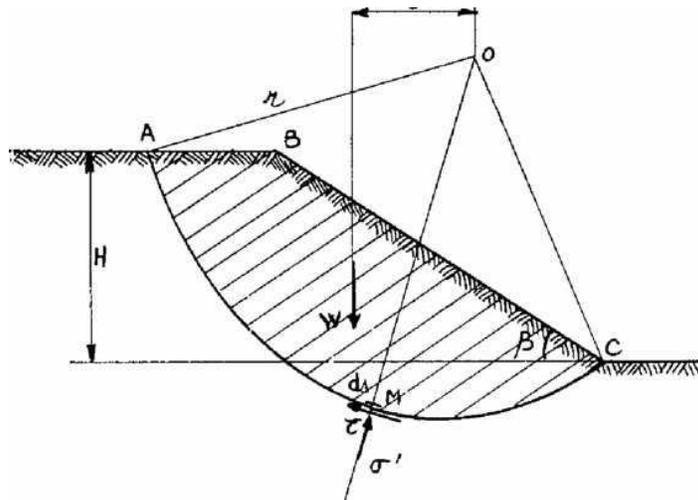


Figure 2.1 Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F < 1$, il y a rupture ; si $F = 1$, il y a équilibre limite. L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, pour lequel le coefficient de sécurité est le plus faible. C'est elle qui conditionne la stabilité du talus. Généralement, on recherche un coefficient de sécurité compris entre 1.2 et 1.5, suivant les cas.

La contrainte de cisaillement d'équilibre, est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (2.1) peut être exprimée comme suit:

$$\tau = \frac{T}{F_S} \quad (2.2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (2.1) s'écrit donc comme suit:

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_S} \quad (2.3)$$

Ou bien:

$$\tau = \frac{c}{F_S} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F_S} \quad (2.4)$$

Où c et φ sont, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement pour le sol : et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à la l'angle de frottement [35].

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède, est que l'équation (2.4) s'écrit en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_S} \quad (2.5)$$

Où c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

La résistance au cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{\max} = c_u : \text{pour les calculs a court terme (comportement non drainé)}$$

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' : \text{pour les calculs á long terme (comportement drainé)}$$

Où c_u désigne la cohésion non drainée.

2.4 Glissement plan :

Longtemps, on a préféré croire (pour la simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or, la simple observation sur le terrain, montre que les surfaces sont courbes. Cependant, dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette façon de faire est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées, que nous verrons dans la suite de ce chapitre [48,49].

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions, et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente étant infinie, les contraintes sont les mêmes sur les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A.A' et B.B' sur la figure (2.2).

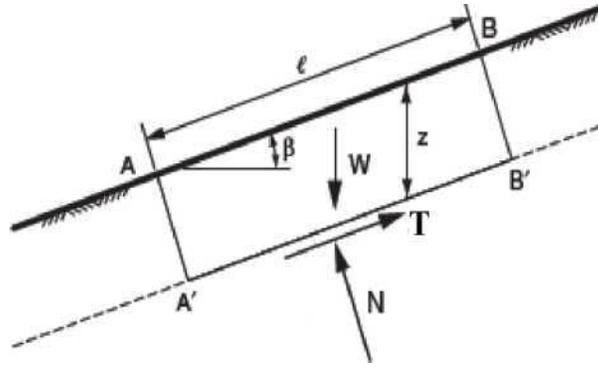


Figure 2.2 Pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire, comme celui de la figure (2.2). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc s'équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorées dans l'équilibre des équations. En résumé, les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donnent les expressions suivantes pour la force de cisaillement T , et la force normale N , sur le plan, telles que:

$$T = W \sin \beta \quad \text{et} \quad N = W \cos \beta \quad (2.6)$$

Où P est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale ; et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale (figure 2.2), le poids s'exprime ainsi :

$$W = \gamma . l . z . \cos \beta \quad (2.7)$$

Où γ est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente, et Z la profondeur verticale au plan de cisaillement. En substituant (2.7) dans (2.6) on aura :

$$T = \gamma . l . z . \cos \beta . \sin \beta \quad (2.8)$$

Et

$$N = \gamma . l . z . \cos^2 \beta \quad (2.9)$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie, et sont obtenues en divisant les équations (2.8) et (2.9) par la surface du plan (1.1). On obtient:

$$\tau = \gamma . z . \cos \beta . \sin \beta \quad (2.10)$$

Et :

$$\sigma = \gamma . z . \cos^2 \beta \quad (2.11)$$

Afin d'obtenir la formule du coefficient de sécurité, on substitue ces expressions dans l'équation (2.3), et on trouve :

$$F_S = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \sin \beta} \quad (2.12)$$

En terme de contraintes effectives :

$$F_S = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cos^2 \beta - u) \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cos \beta \sin \beta} \quad (2.13)$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_S = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad (2.14)$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min}=1$; Ceci exprime bien que l'angle du talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

2.5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité, ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient véritablement compte de la déformabilité du sol.

Nous allons étudier, ci-après, plusieurs méthodes de calcul traditionnelles ; mais la confiance que l'on peut leur accorder sera essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères. Dans le présent chapitre, ces méthodes seront classées selon la nature des actions à considérer pour la vérification de l'équilibre, qu'elles soient : des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps [48,49].

2.5.1 Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire, envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle, pour l'ensemble de la masse libre, composée de toutes les tranches.

a. La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper en tranche le massif situé au dessus de la ligne de rupture. L'expérience montre, qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire, et sont basées sur l'équilibre des moments, sur le centre du cercle. Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée dans la figure (2.3), le moment moteur peut s'exprimer comme suit:

$$M = \sum W_i a_i \quad (2.15)$$

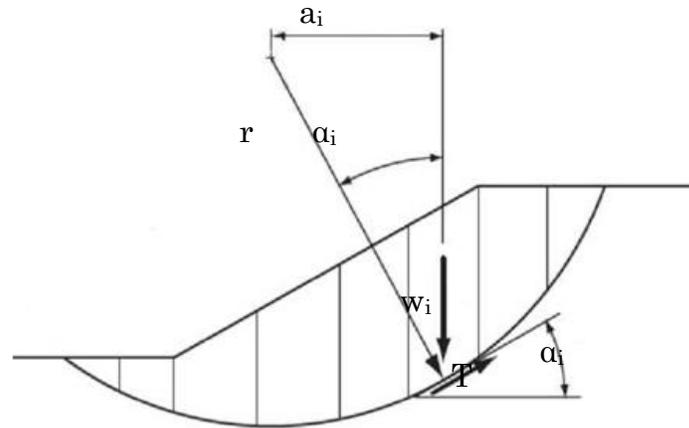


Figure 2.3 Masse du talus découpée en tranches

Où W_i est le poids de la i^{eme} tranche, et a_i est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre que montre la figure (2.3), sont positives; et les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle, au centre de gravité de la tranche; un nombre suffisant de tranches permet de considérer que les différences entre le centre, et le centre de gravité de la tranche sont négligeables.

Le bras de levier a_i , dans l'équation (2.15), peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme suggérée sur la figure (2.3), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i , mesuré entre la base de la tranche et l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée, à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche, et une ligne verticale, est aussi égale à l'angle α_i (2.2). Ainsi, le bras de levier est exprimée par :

$$a_i = r \sin \alpha_i \quad (2.16)$$

Et le moment moteur, exprimé dans la relation (2.15), devient :

$$M = r \sum W_i \sin \alpha_i \quad (2.17)$$

Le rayon dans l'équation (2.18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement z , sur la base de chaque tranche. La contrainte normale N , sur la base de chaque tranche, agit à travers le centre du cercle, et donc ne produit aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum rT_i = r \sum T_i \quad (2.18)$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la i^{eme} tranche, et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement z_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl Ainsi :

$$M_r = r \sum \tau_i \Delta l_i \quad (2.19)$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (2.2) nous donne :

$$M_r = r \sum \frac{T_i \Delta l_i}{F_s} \quad (2.20)$$

En assimilant le moment résistant de l'équation (2.20) et le moment moteur de l'équation (2.17), et en les organisant, nous aboutissons à l'équation pour le coefficient de sécurité suivante:

$$F_s = \frac{\sum T_i \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2.21)$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma \tan \phi \quad (2.22)$$

En la remplaçant dans l'équation (2.21), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c + \sigma \tan \phi) \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.23)$$

L'équation (2.23) représente l'équation d'équilibre statique, pour les moments du centre d'un cercle. Si ϕ est égale à zéro, l'équation (2.23) devient :

$$F_s = \frac{\sum c \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.24)$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus exigera que la contrainte normale, sur la base de chaque tranche, soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et celle de Bishop, font deux séries d'hypothèses distinctes, pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches, et par la suite, le facteur de sécurité.

b. La méthode de Fellenius

Cette méthode est parfois appelée la méthode suédoise de tranches. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité, en utilisant les calculs à la main.

Pour cette méthode, toutes les forces inter-tranches sont ignorées. Le poids de la tranche est décomposé selon des forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids, parallèle à la base de la tranche, est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments, autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture, est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité [48,49].

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toutes eaux, pour une surface de rupture circulaire, s'écrit comme suit :

$$F_s = \frac{\sum(c\Delta l + \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.25)$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (2.4) la force normale de la méthode ordinaire des tranches peut s'exprimer comme suit :

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (2.26)$$

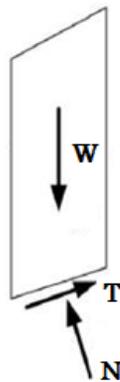


Figure 2.4 La représentation des forces sur une tranche, dans la méthode de Fellenius

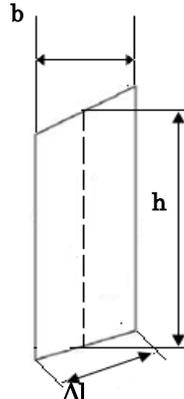


Figure 2.5 Les dimensions d'une tranche

Et la contrainte normale peut être exprimée par :

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} \quad (2.27)$$

Remplaçant σ par sa valeur, dans l'équation (2.23), on trouve :

$$F_S = \frac{\sum(c\Delta l + W \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.28)$$

Pour une contrainte totale effective :

$$F_S = \frac{\sum[c'\Delta l + (W \cos \alpha - u\Delta l) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.29)$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} - u \cos^2 \alpha \quad (2.30)$$

Alors la relation (2.29) devient :

$$F_S = \frac{\sum[c'\Delta l + (W \cos \alpha - u\Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.30)$$

Et on a :

$$b = \Delta l \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (2.30)$$

Finalement, l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par :

$$F_S = \sum \frac{\frac{1}{\cos \alpha} [c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.31)$$

c. La méthode de Bishop

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité, est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales, qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche, représentée dans la figure (2.6) ci.après :

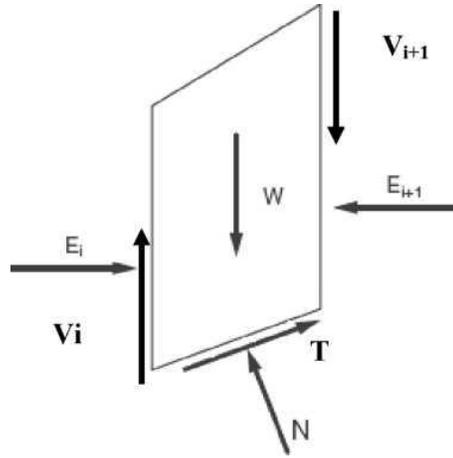


Figure 2.6 La représentation des forces inter-tranches sur une tranche

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (2.32)$$

De (2.4) et (2.32)

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{c_i}{F_S} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{tg\phi_i}{F_S} \sin \alpha_i \quad (2.33)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F_S} tg\alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{tg\phi_i}{F_S}} \quad (2.34)$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité :

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg\alpha_i tg\phi_i}{F_S} \right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F_S} tg\alpha_i}{m_\alpha} \quad (2.25)$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \left[c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \Phi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.36)$$

On porte dans l'expression de F_S la valeur de N_i précédemment calculée :

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \Phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (2.37)$$

Le deuxième membre contient F_S explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F_S} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{c_i b_i}{F_S} = 0$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-c_i \frac{b_i}{F_S} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (2.38)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux, nous donnent une relation entre les composantes horizontales et verticales, des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{c_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{c_i b_i}{F} \quad (2.39)$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles :

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \quad \text{et} \quad \sum (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{c_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \Phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{c_i b_i}{F} \quad (2.40)$$

a. La méthode de Bishop simplifiée

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposées être horizontales (c'est à dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical, pour satisfaire l'équilibre dans cette direction, et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure (2.7), et en déterminant les forces verticales, l'équation de l'équilibre pour les forces, dans le sens vertical, peut être écrite comme suit:

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha - W = 0 \quad (2.41)$$

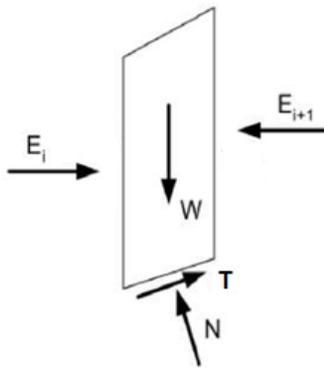


Figure 2.7 La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Les forces sont considérées comme positives lorsqu'elles agissent vers le haut. La force de cisaillement de l'équation (2.41) est liée aux contraintes de cisaillement par :

$$T = \tau \Delta l \quad (2.42)$$

Pour les forces de cisaillements, exprimées en termes de contraintes effectives, avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous avons :

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta l + (N - u \Delta l) \tan \phi'] \quad (2.43)$$

Combinant les équations (2.41) et (2.43), et pour résoudre la force normale N , nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - u \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{(\sin \alpha \tan \phi')}{F}\right]} \quad (2.44)$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche, peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (2.45)$$

Combinant les équations (2.41) et (2.43) et on les introduisant dans l'équation d'équilibre (2.23), on peut écrire, après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F} \right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.46)$$

Et de l'équation (2.30), l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de Bishop simplifiée s'écrit comme suit :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.47)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right)$$

2.5.2 Méthodes de l'équilibre des forces

- **La méthode de Coin**

Cette méthode est utilisée, quand la surface de rupture peut être approchée, de manière satisfaisante, par deux ou trois lignes droites. Cependant il semble qu'actuellement la méthode des tranches offre la meilleure approche pour une solution précise de n'importe quelle surface de rupture.

2.5.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture: un plan ou un cercle.

Mais, la plupart du temps, la surface de rupture est plus complexe : souvent en présence de couches de sol relativement faibles par endroits. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité, en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point, pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes, que nous citons :

a. La méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu, est basée sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) où le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. La méthode de Janbu simplifiée considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (figure 2.8).

La base de la force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop, et le coefficient de sécurité est calculé par :

$$F = \frac{\Sigma(c' l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\Sigma W \tan \alpha + \Sigma \Delta E} \quad (2.48)$$

Où :

$$\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$$

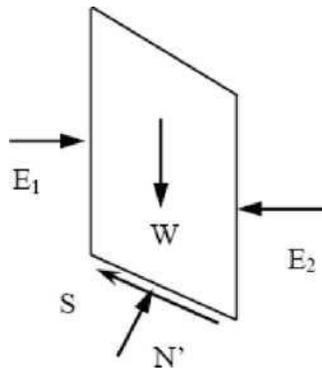


Figure 2.8 Représentation des forces sur une tranche.

$$\Sigma AE = E_1 - E_2 \quad (\text{Zéro s'il n'y a pas de force horizontale}).$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée, donne un coefficient de sécurité supérieur, comme suit :

$$F_f = f_0 F_0 \quad (2.49)$$

Où :

$$F_0 = \frac{\Sigma \left[\frac{b(c' + (p-u) \tan \phi')}{n_\alpha} \right]}{\Sigma p b \tan \alpha} \quad \text{et} \quad n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

F_0 : est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur, de la masse de la terre glissante, et du type de sol.

$P = W/b =$ contrainte totale verticale ; $b =$ largeur d'une tranche.

b. La méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu, considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée, afin de déterminer une relation entre les forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe avec les forces inter-tranches :

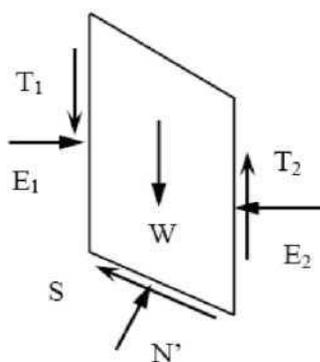


Figure 2.9 La représentation des forces sur une tranche

$$F = \frac{\sum(c'p + (N - ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum(W - \{T_2 - T_1\}) \tan \alpha + \sum(E_2 - E_1)} \quad (2.50)$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement(T) comme suit:

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha \right] \quad (2.51)$$

c. La méthode de Spencer

La méthode de Spencer est initialement utilisée pour les surfaces de rupture circulaire. Mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires. Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité : l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et l'autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et celles normales.

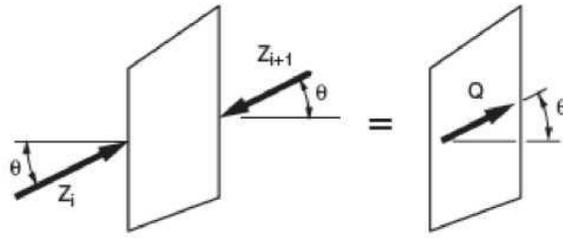


Figure 2.10 Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0$$

Et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter-tranches sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction, et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter-tranches de gauche et de droite, de la tranche (figure 2.11).

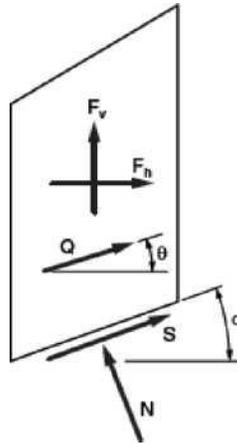


Figure 2.11 Représentation de toutes les forces inconnues, sur une tranche selon la méthode de Spencer.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0$$

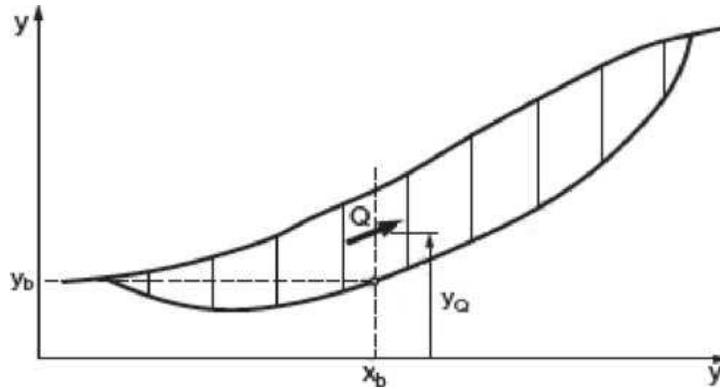


Figure 2.12 Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire, utilisée dans la méthode de Spencer.

Après une série de calcul, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité, comme suit :

$$Q = \frac{-F_r \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \theta'}{F}\right]} \quad (2.52)$$

d. La méthode de Morgenstern et Price

La méthode de Morgenstern et Price, peut aussi satisfaire, à la fois les forces et les moments, et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon ces auteurs, l'inclinaison des forces inter-tranche, peut être approchée, par une fonction arbitraire ($f(x)$) comme suit:

$$T = f(x) \lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (2.13) :

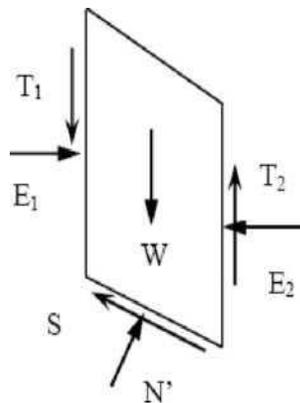


Figure 2.13 Représentation graphique des forces sur une tranche

Où :

$f(x)$: Fonction des forces inter-tranches, lesquelles varient continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type de ligne de rupture, assumant la fonction de la force : par exemple un demi-sinus, un trapézoïdal ou autres. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T), sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force : les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération, jusqu'à ce que, F_f soit égal à F_m dans les équations (2.53) et (2.54).

$$E_f = \frac{\sum [\{c' l + (N - ul) \tan \phi'\} \sec \alpha]}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 + E_1)} \quad (2.53)$$

Et

$$F_m = \frac{\sum (c' l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.54)$$

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches
- Suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$,
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches,
- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

e. La méthode de Sarma

Sarma, a développé une méthode pour une tranche verticale ou non (pour les blocs). Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranches est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb, selon l'expression suivante:

$$T = c \cdot h + E \cdot \tan \varphi \quad (2.55)$$

h : hauteur de la tranche

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

2.6 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite :

Comme il a été noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite, utilisent les équations d'équilibre statique, pour calculer le coefficient de sécurité. Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement, et d'obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues, pour qu'elles soient résolus. Le tableau suivant, résume les quelques méthodes présentées précédemment. On y trouve : Les hypothèses, les équations d'équilibre, ainsi que les inconnus dans ces méthodes d'analyses [6,32,49].

Tableau 2.1 Les hypothèses, les équations et les inconnus recherchés [6,7,32].

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Pente infinie	-Etendue infinie ; -La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	Σ Forces perpendiculaires à la pente. Σ Forces parallèles à la pente.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base.
Fellenius	-La surface de rupture est circulaire; -Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	-Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	-La surface de rupture est circulaire; -Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens vertical.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -L'inclinaison des forces inter-tranches (\hat{u}). -Résultante des forces inter-tranches(Z). -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normales par : $T = A f(x) E$. La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'el point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -Le coefficient (A). -Les forces inter-tranches horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	-Les forces inter-tranches de cisaillement dépendent des caractéristiques de cisaillement, de la pression interstitielle de l'eau, et de la composante horizontale de la force inter-tranche. -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'el point sélectionné. Σ Des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sismicité (k). -La force normale (N) à la base. -Le coefficient (A). -Les forces inter-tranches horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

2.7 Conclusion

Les massifs de terres, limités par des talus aménagés, ou par des versants naturels, peuvent perdre leur stabilité, par détachement et glissement d'un volume de terre le long d'une surface critique de rupture, par suite de dépassement de la résistance au cisaillement sur cette surface.

Le danger de l'apparition d'un glissement, peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité, en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement. C'est la surface de glissement, pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimale, qui devient la surface critique de rupture.

Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, qui admettent la formation d'une surface de rupture dans le massif, et qui opèrent par la division du massif qui glisse selon des tranches verticales, s'avèrent les méthodes les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement. Ces méthodes diffèrent entre elles, par les conditions d'équilibre statique utilisées, et par les hypothèses admises, pour annuler l'indétermination statique du problème. Ces différences sont dues essentiellement aux hypothèses émises sur les forces inter-tranches.

Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité, ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Selon Fredlund et Krahn, la méthode de Bishop simplifiée, donne des résultats aussi précis que les autres méthodes.

Chapitre 3

Pratique des éléments finis en géotechnique

3.1 Introduction

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique les plus fréquemment utilisées dans la pratique sont : la méthode des éléments finis, et la méthode des différences finies. La méthode des éléments finis (M.E.F), consiste à discrétiser (subdiviser) le domaine continu à traiter, en plusieurs sous-domaines de formes géométriques simples (barres, triangles, rectangles...etc.), que l'on appellera éléments finis, interconnectés en des points remarquables appelés nœuds. C'est seulement dans un second temps, qu'elle impose les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème, émergent ainsi, suite à la discrétisation initiale [26,29].

La M.E.F, appliquée aux calculs des structures, est une technique récente, à caractère pluridisciplinaire; car elle met en œuvre les trois disciplines de bases suivantes : La mécanique des structures (élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité....etc), l'analyse numérique (méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires ...etc) et l'informatique appliquée (techniques de développement et de maintenance, des grands logiciels).

Avant d'atteindre la subdivision du domaine, ou discrétisation, on doit bien définir l'équation qui régit le phénomène : Elle peut être sous forme différentielle ou formulation intégrale. Dans les deux cas, aucune solution formelle n'est possible, c'est pour cela qu'on a recours aux solutions numériques.

Cependant, la simulation numérique sur ordinateur, n'est pas sans failles; car au delà de la difficulté géométrique ou la variation des propriétés du phénomène, elle peut être dangereuse pour ceux qui ne vérifient pas leurs résultats ; c'est pour cela qu'il est nécessaire d'aller au-delà des restrictions imposées au niveau des logiciels spécialisés, et même essayer d'être au courant des méthodes théoriques qu'ils utilisent.

3.2 Les grandes lignes de la méthode des éléments finis :

La résolution d'un problème physique, par la méthode des éléments finis, suit, en général, les étapes suivantes qu'on explicite sur la figure suivante :

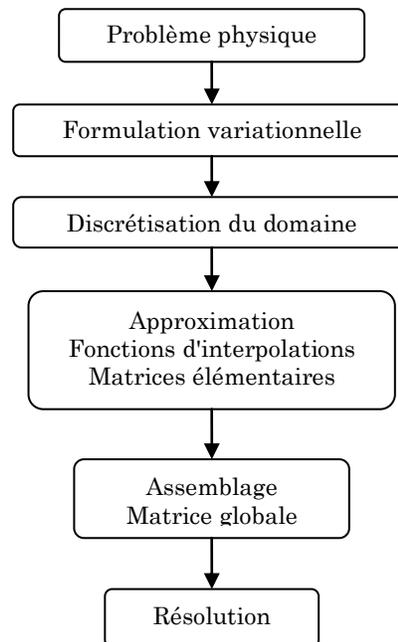


Figure.3.1- Etapes générales de la M.E.F

Etape 1 : Formulation des équations gouvernantes et des conditions aux limites.

Les problèmes d'ingénierie sont décrits par des équations gouvernantes, qui sont souvent des équations différentielles ou aux dérivées partielles, auxquelles sont jointes des conditions aux limites. La **M.E.F** exige une réécriture de ces équations sous forme intégrale. La formulation faible permet d'introduire les conditions aux limites.

Etape 2 : Discrétisation du domaine.

Cette étape consiste à diviser le domaine en éléments finis, de formes géométriques simples, de manière à avoir, au mieux, une approximation de la géométrie globale.

Cette division du domaine en plusieurs éléments est appelée « maillage ». C'est au cours de cette étape que se fait la préparation des données géométriques (connectivités et coordonnées des nœuds et des éléments).

Etape 3 : Approximation et interpolation sur l'élément :

Dans chaque élément, la variable, (tels que le déplacement, la contrainte, la pression,...etc.) est approximée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autres. Le degré du polynôme d'interpolation, est relié au nombre de nœuds de l'élément. L'approximation nodale est plus appropriée. C'est dans cette étape que se fait le calcul des matrices élémentaires.

Etape 4 : Assemblage :

La phase d'assemblage, consiste à construire les matrices (rigidité, masse,...) de tout le domaine (matrices globales), à partir des matrices caractéristiques des différents éléments (matrices élémentaires), préalablement calculées dans l'étape précédente.

En pratique : dès qu'une matrice élémentaire est calculée, elle est assemblée à la matrice globale.

Etape 5 : Résolution du système global :

L'assemblage donne naissance à un système global, qui peut être linéaire ou non linéaire. Il définit, soit un problème d'équilibre, qui concerne un cas stationnaire ou statique ; soit un problème de propagation, qui concerne le cas transitoire (dynamique), dans lequel il faut déterminer les variations dans le temps des variables physiques, et la propagation d'une valeur initiale.

Le problème statique peut être résolu par des méthodes de résolution des systèmes d'équations algébriques :

- a. Méthodes itératives, telles que : méthode de Gauss-Seidel, méthode de relaxation, minimisation de l'énergie potentielle totale, par la méthode du gradient conjugué, ...etc.
- b. Méthodes directes, telles que : méthode d'élimination de Gauss et ses variantes (factorisation de Crout, de Cholesky).

3.3 Formulation variationnelle :

Actuellement, le principe des travaux virtuels est bien connu et très répandu. Il est souvent formulé en termes d'égalité des travaux effectués par les forces extérieures et intérieures lors d'un déplacement virtuel quelconque. Ce concept est essentiel pour la résolution des équations aux dérivées partielles. En effet, les déplacements virtuels sont remplacés par une fonction arbitraire continue sur le domaine. L'équation est réécrite sous forme intégrale.

3.3.1 Formulation Forte :

La résolution d'un problème classique, revient à trouver une fonction $u \in \mathbf{E}_U$, \mathbf{E}_U espace des solutions, tel que :

$$\begin{cases} A(u) = 0 & \text{dans } \Omega \\ B(u) = 0 & \text{dans } \Gamma \end{cases} \quad (3.1)$$

Où, $A(u)$ est une (ou ensemble) équation(s) gouvernante(s) sur le domaine Ω et $B(u)$ est l'ensemble des conditions aux limites, que la fonction u doit vérifier au contour Γ . (figure 3.2)

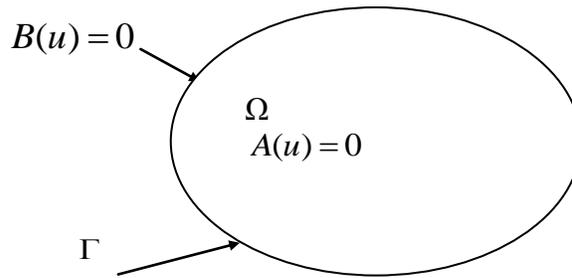


Figure.3.2- Formulation d'un problème physique

La fonction u cherchée peut être un scalaire (température, pression,...etc.) ou bien un vecteur: (déplacement $\left\{ \begin{matrix} u \\ v \end{matrix} \right\}$).

Le problème variationnel associé s'écrit :

Trouver $u \in \mathbf{E}_U$ tel que :

$$\int_{\Omega} \Psi A(u) d\Omega = 0 \quad (3.2)$$

Avec \mathbf{E}_{Ψ} espace des fonctions cinématiquement admissibles.

Cette équation est appelée *forme intégrale forte* de l'équation différentielle. Elle est analogue à l'expression des travaux virtuels.

En fait, la résolution de (3.2) a encore plus de portée. Nous pouvons affirmer que si elle est satisfaite pour tout Ψ , alors l'équation différentielle (3.1) est satisfaite en tout point du domaine Ω .

3.3.2 Formulation Faible :

Pour satisfaire les conditions aux limites, nous devons : soit assurer ces conditions par le choix d'une fonction d'approximation u , soit vérifier que :

$$\int_{\Gamma} \Psi B(u) d\Gamma = 0 \quad (3.3)$$

Dans la pratique, il est possible d'intégrer (3.2) par partie, et de la remplacer par :

$$\int_{\Omega} C(\Psi).D(u) d\Omega + \quad (3.4)$$

Où les opérateurs C, D, E et F contiennent des dérivées d'ordre moins élevé ; d'où un choix de u plus large. L'équation (3.4) est la formulation faible de l'équation différentielle. Elle forme la base de l'approximation par éléments finis.

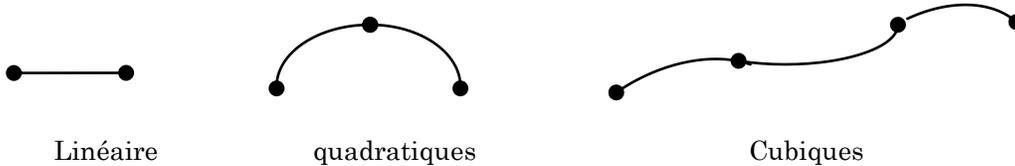
Remarque : Pour obtenir de telles formulations intégrales, nous disposons de deux procédés: le premier est la méthode des résidus pondérés connus sous le nom de la méthode de Galerkin, le deuxième est la détermination de fonctionnelles variationnelles que l'on cherchera à rendre stationnaires.

Dans la pratique, il n'est pas toujours facile de trouver une fonctionnelle. Le premier procédé est plus utilisé; il consiste à choisir $\Psi = \delta U$ fonction de Dirac (une perturbation de la fonction cherchée) et utiliser l'approximation nodale pour la discrétisation. Ψ S'appelle aussi fonction poids, d'où le mot : " pondéré ".

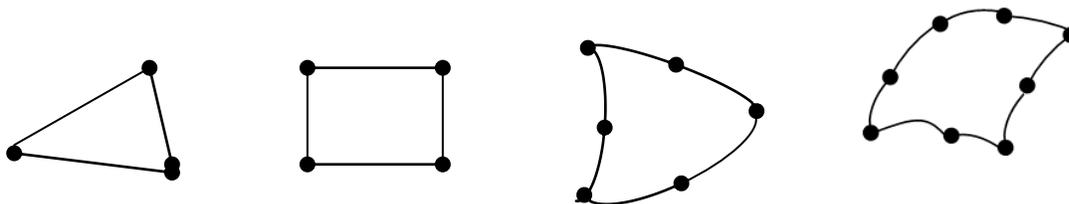
3.4 Discrétisation du domaine :

Il s'agit de découper la structure en un certain nombre d'éléments de taille fini :

Éléments 1D :

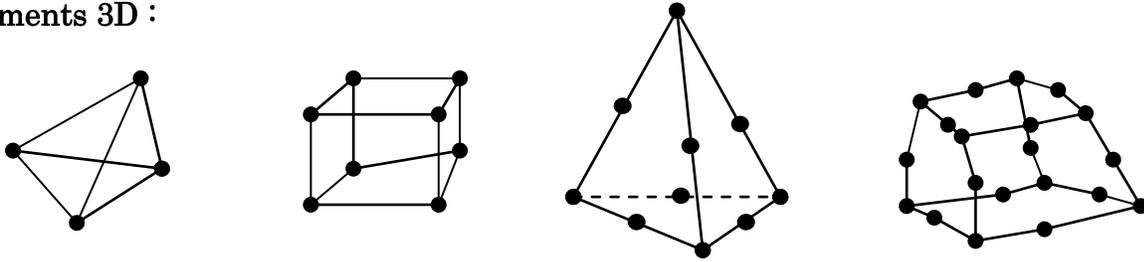


Éléments 2D :



Eléments triangles ou rectangles à bords droits (linéaires) ou courbes (quadratique).

Éléments 3D :



Éléments volumiques : Tétraèdres et briques (linéaire ou quadratique).

Figure.3.3- Eléments finis (uni, bi et tridimensionnels)

Généralement, pour une structure donnée, ces éléments ont une même forme géométrique : Triangles, rectangles...etc. Les éléments à utiliser sont de types différents ; selon que la structure à discrétiser est linéaire, en surface ou en volume. Chaque type d'élément est caractérisé par les données, sur un certain nombre de nœuds, dits géométriques, en sommet ou nœuds intermédiaires (des cotés ou des faces) .Ces nœuds sont numérotés de telle manière qu'ils puissent être identifiés par un ordinateur. Les nœuds occupent des positions stratégiques, comme les extrémités, les sommets, les milieux des arêtes et des faces. Ils assurent la connexion des éléments les uns aux autres.

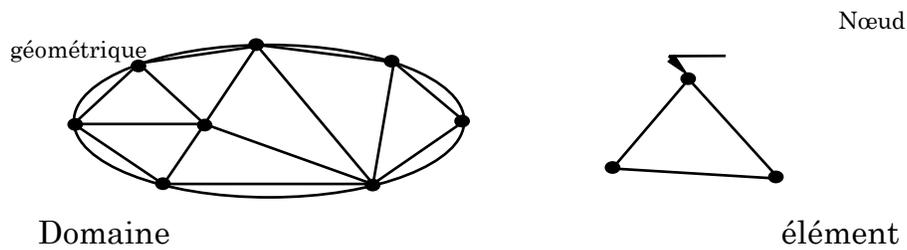


Figure.3.4- Exemple de discrétisation

3.5 Condition de continuité inter-éléments :

La décomposition du domaine en éléments, doit respecter les règles suivantes : Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points, situés sur leurs frontières ; comme si celles-ci existaient. Cette condition exclue le recouvrement de deux éléments.



Figure.3.5- Assemblage à éviter

L'ensemble de tous les éléments, doit constituer un domaine, aussi proche que possible du domaine donné. Nous excluons, en particulier, les trous entre les éléments.

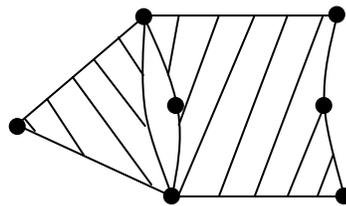


Figure.3.6- Vide entre élément à éviter

Lorsque la frontière du domaine est constituée par des courbes, une erreur est inévitable. Elle peut être réduite : en diminuant la taille des éléments, ou en utilisant des éléments à frontières plus complexes.

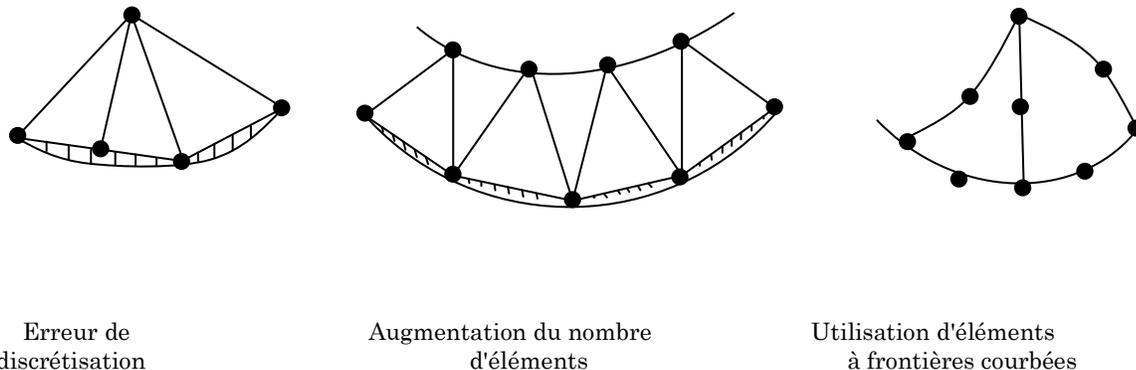


Figure.3.7- Méthodes de réduction d'erreurs

3.6 Méthode d'interpolation (approximation) :

Un modèle mathématique d'un système physique, fait intervenir plusieurs variables ou fonctions, dites exactes : U_{ex} ; tels le déplacement, la température ou la vitesse,...etc. Celles-ci sont représentées par des fonctions « approchées » U , telle que la différence $e = U - U_{ex}$, soit assez « petite » pour l'objet visé.

Donc, le problème consiste à chercher la meilleure approximation de la solution exacte (U_{ex}), de manière à satisfaire au mieux les lois physiques auxquelles elle obéit.

3.6.1 Méthode d'interpolation polynomiale :

L'approche la plus simple, pour d'écrire le comportement d'un élément, consiste à approximer son champ de variables (déplacements, températures,...etc.) par des séries de polynômes.

- **Interpolation 1D :**

Pour un problème linéaire avec un élément à nœuds, l'approximation polynomiale s'écrit :

$$u = \sum_{i=0}^n a_i \cdot x^i \quad (3.5)$$

$$u = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_n x^n \quad (3.6)$$

On peut l'écrire sous forme vectorielle :

$$u = \langle 1 \quad x \quad x^2 \quad \dots \quad x^n \rangle \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix} = P \cdot a_n \quad (3.7)$$

Avec :

P : vecteur ligne, contenant les monômes X_n (cas linéaire).

a_n : Vecteur colonne, contenant les facteurs (variables généralisées) du polynôme qui, en général, n'ont pas de sens physique.

- **Interpolation 2D :**

Par contre, dans le cas d'un problème bidimensionnel, la fonction approchée sous forme polynomiale s'écrit :

$$u(x, y) = \sum a_i x^j y^k \quad (3.8)$$

Pour un élément rectangulaire à 4 nœuds, nous aurons l'approximation polynomiale suivante :

$$u(x, y) = a_0 + a_1 x + a_2 y + a_3 xy \quad (3.9)$$

Ou, sous forme vectorielle :

$$u = \langle 1 \quad x \quad y \quad xy \rangle \cdot \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{Bmatrix} = P \cdot a_n \quad (3.10)$$

Il est utile d'utiliser le triangle de pascal, pour déterminer les termes des polynômes d'interpolation, pour les différents types d'éléments bidimensionnels.

Tableau 3.1 - Modes de l'interpolation polynomiale pour des triangles

Triangle	Degré	Nombre de termes
1	Constant 0	1
X Y	Linéaire 1	3
X ² XY Y ²	Quadratique 2	6
X ³ X ² Y XY ² Y ³	Cubique 3	10
X ⁴ X ³ Y X ² Y ² XY ³ Y ⁴	Quartique 4	15
X ⁵ X ⁴ Y X ³ Y ² X ² Y ³ X ² Y ³ XY ⁴ Y ⁵	Quintique 5	21

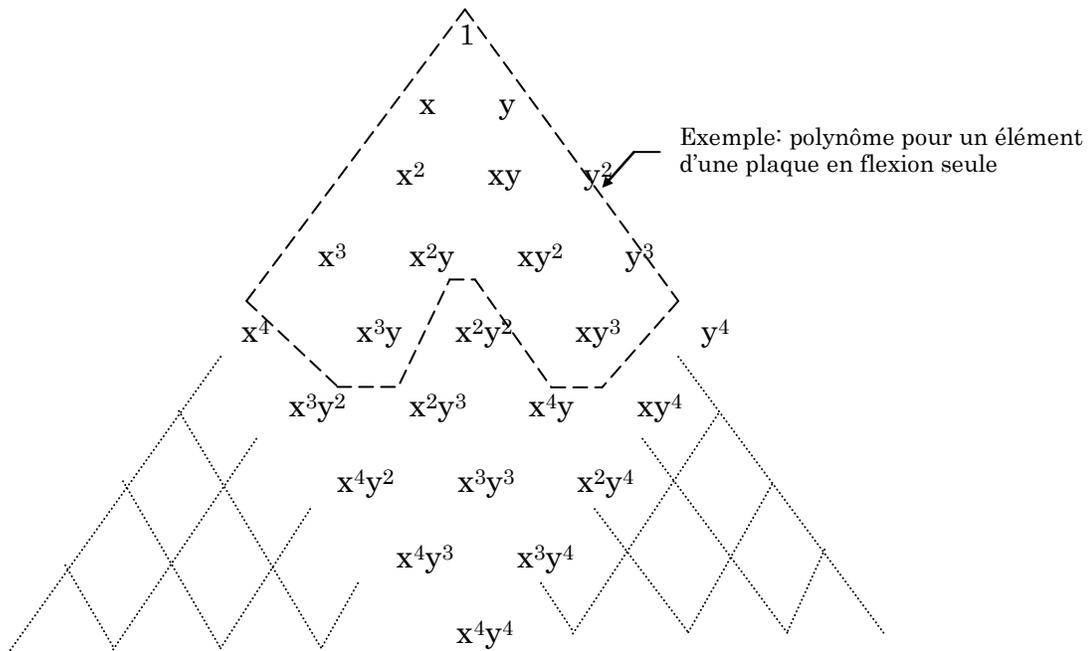


Figure.3.8- Modes de l'interpolation polynomiale des rectangles de Lagrange

3.6.2 Méthode d'interpolation nodale :

Si on exprime la fonction u sur tous les nœuds, l'interpolation polynomiale s'écrit, pour chaque nœud, comme suit :

$$u_i = \langle P_{ij} \rangle \{a_j\} \quad (3.11)$$

Ce qui donne pour tous les nœuds :

$$\{u\} = \begin{bmatrix} \langle P_{ij} \rangle & \{a_j\} \\ \vdots & \vdots \\ \langle P_{in} \rangle & \{a_j\} \end{bmatrix} \equiv U_n = P_n \cdot a_n \quad (3.12)$$

Où: U_n : Est le vecteur colonne contenant les valeurs aux nœuds.

P_n : Est la matrice contenant les valeurs des polynômes aux nœuds.

On peut tirer les a_n en inversant le système d'équations, précédent :

$$a_n = P_n^{-1} \cdot U_n \quad (3.13)$$

En remplaçant le a_n dans :

$$u_i = \langle P_{ij} \rangle \{a_j\} \quad (3.14)$$

$$u = \langle P \rangle [P_n]^{-1} \{U_n\} = \langle N \rangle \{U_n\} \equiv N.U_n \quad (3.15)$$

Avec :

N : Vecteur ligne, contenant des fonctions de x et y , éventuellement z , appelées fonctions d'interpolation (fonctions de forme). Cette interpolation est appelée interpolation nodale, puisqu'elle dépend des valeurs aux nœuds de la fonction inconnue u .

Remarque : Pour des éléments linéaires, les fonctions de forme peuvent être construites directement, sans passer par l'interpolation polynomiale, et cela en utilisant les polynômes de Lagrange :

$$N_i(x) = \prod_{i \neq j} \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \quad (3.16)$$

3.6.3 Élément de référence :

Pour des éléments, à nombre de nœuds élevé, ou à coté curviligne, la formulation devient complexe (expressions comportant des intégrales ou des dérivées), et leurs manipulations très laborieuses. Pour palier à ce problème, on aura recours aux coordonnées de références, de manière à standardiser les formules ; c'est-à-dire à définir un élément de référence de forme très simple (dans lequel on construit les fonctions de forme), et qui, en plus, peut être transformé en chaque élément réel, par une transformation géométrique.

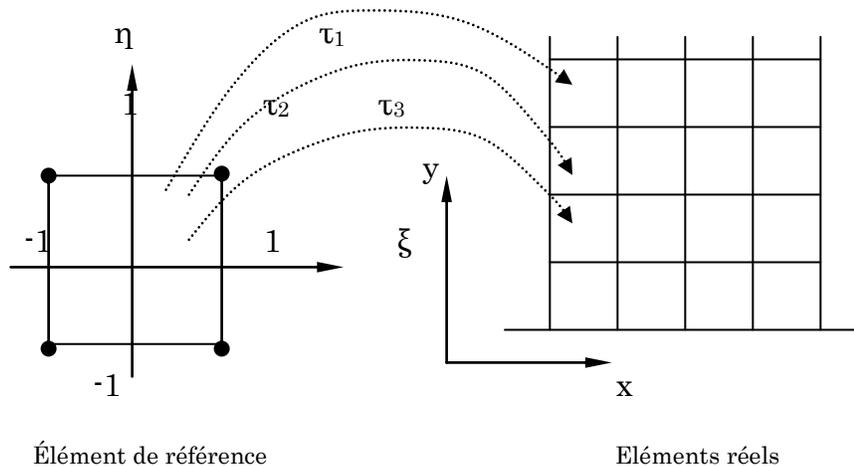


Figure.3.9- Élément réel et élément de référence

Cette condition s'applique de manière générale, à condition qu'il existe une relation bijective entre les coordonnées cartésiennes $\mathbf{X} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix}$, et les conditions locales $\boldsymbol{\xi} \begin{Bmatrix} \xi \\ \eta \end{Bmatrix}$. C'est-à-dire que :

$$\tau : \zeta \rightarrow \mathbf{X} = f(\zeta) \quad (3.17)$$

$$\text{Soit :} \quad \begin{cases} x = f(\xi, \eta) \\ y = f(\xi, \eta) \end{cases} \quad (3.18)$$

La manière la plus simple, et la plus habile, pour déterminer les formules de transformations des coordonnées, consiste à utiliser les fonctions de forme standard déjà calculées, pour représenter la variable inconnue sur l'élément de référence.

L'équation précédente devient :

$$\begin{cases} x = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{x_n\} \\ y = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{y_n\} \end{cases} \quad (3.19)$$

Avec : $\{x_n\}$ et $\{y_n\}$: vecteurs contenant les coordonnées des nœuds.

Les N_i sont maintenant exprimés en fonction de ξ et η .

3.6.4 Jacobien et transformation de coordonnées :

Dans ce qui suit, nous allons montrer comment exprimer les dérivées et les intégrales, en fonction des coordonnées de références, par le biais du Jacobien de l'élément réel. Ces écritures sont restreintes au cas de deux dimensions

$$\text{On sait que :} \quad \begin{cases} x = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{x_n\} \\ y = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{y_n\} \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\text{Donc :} \quad \begin{cases} \frac{\partial N}{\partial \xi} = \frac{\partial N}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial N}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N}{\partial \eta} = \frac{\partial N}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{cases} \equiv \begin{Bmatrix} N_{,\xi} \\ N_{,\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{,\xi} & y_{,\xi} \\ x_{,\eta} & y_{,\eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{,x} \\ N_{,y} \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

$$\text{Ou bien :} \quad \{N_{, \zeta}\} = [J] \{N_{, x}\} \quad (3.22)$$

La matrice J est appelée matrice Jacobiéenne de l'élément.

En explicitant $x_{,\zeta}$ et $y_{,\zeta}$ dans J on obtient

$$[J] = \begin{bmatrix} \langle N, \xi \rangle \{x_n\} & \langle N, \xi \rangle \{y_n\} \\ \langle N, \eta \rangle \{x_n\} & \langle N, \eta \rangle \{y_n\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \langle N, \xi \rangle \\ \langle N, \eta \rangle \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \{x_n\} & \{y_n\} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

Expression des dérivées : Pour exprimer les dérivées dans le plan de référence, il suffit de multiplier les expressions des dérivées données dans le plan physique, par l'inverse de la matrice Jacobiéenne.

$$\text{Soit :} \quad \{N, x\} = [J]^{-1} \cdot \{N, \zeta\} \quad (3.24)$$

Transformation d'une intégrale : Le changement de variable, permet de passer de l'intégration d'une fonction de forme sur l'élément réel, à une intégration plus simple sur l'élément de référence :

$$\int_{\Omega_{réé}} f(x, y) \cdot dx \cdot dy = \int_{\Omega_{réf}} f(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) \cdot \det(J) \cdot d\xi \cdot d\eta \quad (3.25)$$

Où, $\det(J)$: Est le déterminant de la matrice Jacobiéenne $[J]$.

3.6.5 Construction des matrices élémentaires :

Jusqu'ici nous avons vu pratiquement tous les outils nécessaires pour définir un élément. Il convient maintenant de passer à l'utilisation de ces éléments pour discrétiser les formes intégrales, et construire les matrices élémentaires correspondantes. Nous nous intéresserons qu'aux formes intégrales construites par la méthode de Galerkin.

Exprimons, tout d'abord, les différents opérateurs agissant sur u .

$$\text{On a:} \quad u = \langle N \rangle \cdot \{U_n\} = N \cdot U_n \quad (3.26)$$

$$\text{La perturbation :} \quad \delta u = \delta(N \cdot U_n) \quad (3.27)$$

Puisque la perturbation n'agit que sur u . Car N est un polynôme de X, Y :

$$\delta u = N \cdot \delta U_n$$

$$\text{Par commodité on écrit :} \quad \delta u = \delta U_n^T \cdot N^T \equiv \langle \delta U_n \rangle \{N\} \quad (3.28)$$

Le gradient, est composé de : $\delta/\delta x$ et $\delta/\delta y$:

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial x} = \langle \frac{\partial N}{\partial x} \rangle \cdot \{U_n\} \\ \frac{\partial u}{\partial y} = \langle \frac{\partial N}{\partial y} \rangle \cdot \{U_n\} \end{cases} \quad (3.29)$$

$$\nabla u = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \langle \frac{\partial N}{\partial x} \rangle \\ \langle \frac{\partial N}{\partial y} \rangle \end{bmatrix} \cdot \{U_n\} \equiv \nabla N \cdot U_n \quad (3.30)$$

Le calcul des matrices élémentaires, revient à évaluer les intégrales des combinaisons de ces opérateurs. Deux manières sont possibles :

- Intégration explicite sur l'élément : ce qui donne l'expression exacte de chaque élément de la matrice. Cette méthode n'est applicable que pour les éléments les plus simples.
- Intégration numérique : utilisant souvent la quadrature de Gauss : qui consiste à remplacer l'intégrale exacte d'une fonction, par une somme de valeurs pondérées de cette fonction, en des points spécifiques.

$$\int_{\Omega} f(x, y) \cdot d\Omega = \sum_{i=1}^n w_i f(x_i, y_i) \quad (3.31)$$

n : Nombre de points de Gauss et w_i : Valeurs de pondérations correspondantes.

3.7 Problèmes d'élasticité en 3D

Résoudre des problèmes d'élasticités en 3D, consiste à déterminer, en tout point de la structure en équilibre, 15 grandeurs, qui sont :

- Six contraintes : $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$.
- Six déformations : $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$.
- Trois déplacements : u, v, w .

Ces grandeurs doivent vérifier :

- Trois relations d'équilibres :

$$\sigma_{ij,i} + F_j = 0 \quad \text{dans } \Omega_t \quad (3.32)$$

- Six relations, contraintes / déformations :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad \text{dans } \Omega_t \quad (3.33)$$

- Six relations, déformations/déplacements :

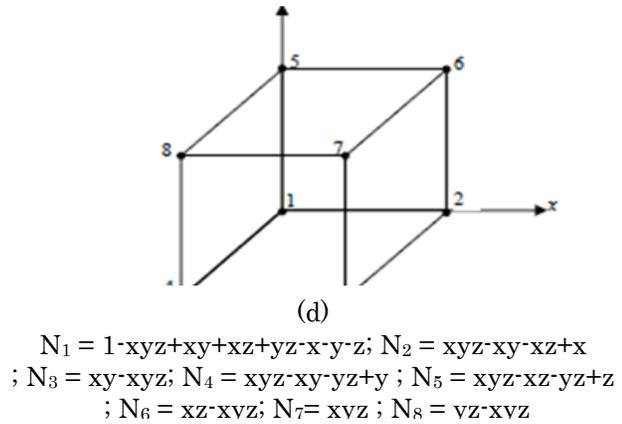
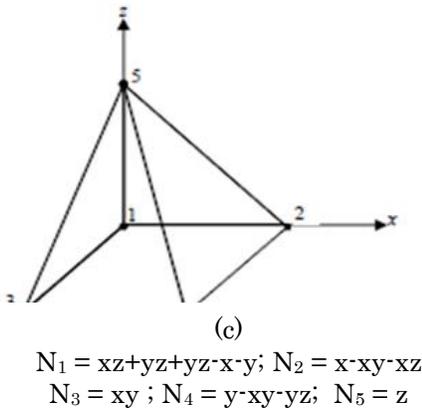
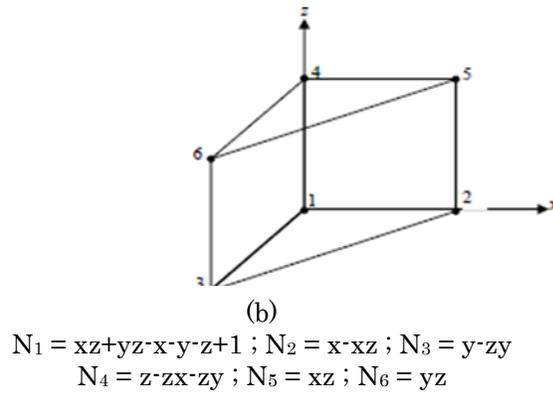
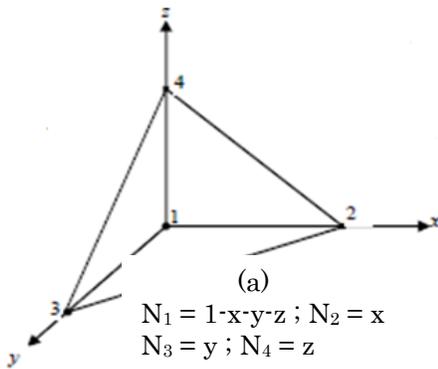
$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad \text{dans } \Omega_t ; \forall i,j \in 1,2,3 \quad (3.34)$$

Auxquelles il convient d'ajouter les conditions aux limites, de type déplacements imposés, nuls ou non nuls:

$$u_i = u_{di} \quad \text{sur } \partial_u \Omega \quad (3.35)$$

Ainsi que les conditions aux limites, de type équilibre :

$$\sigma_{ij}n_j = f_{si} \quad \text{sur } \partial_T \Omega_t \quad (3.36)$$



(d) Hexaédrique à 8 nœuds

Figure.3.10- Fonctions de forme, des éléments volumiques standards

3.8 Présentation du code de calcul PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS, a été développé en premier lieu, à l'Université Technologique de Delft (TUD), en 1987. Au cours des années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu son champ d'application se développer largement, afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques et élasto-viscoplastiques, en 2D ou 3D [39].

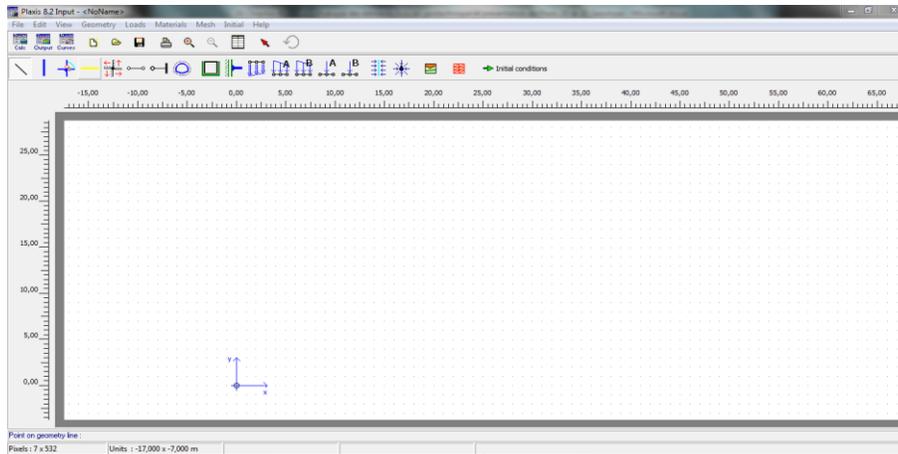


Figure.3.11- Fenêtre d'entrée des données de Plaxis2D

Le code d'éléments fini PLAXIS, représente un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique, dans l'analyse pseudo-statique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles. Il est doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatiques, évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

3.8.1 Options du code de calcul Plaxis

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables, pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

3.8.2 Entrée des données (Input)

- Définition graphique de la géométrie du modèle :

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites, s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser ; ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis est généré de manière automatique, directement à partir de ce modèle géométrique.

- **Génération automatique du maillage :**

Plaxis offre une génération entièrement automatique du maillages d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

- **Conditions aux limites :**

Les conditions aux limites, "Fixitises", sont des déplacements nuls, imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points, définissant la géométrie du modèle, dans toutes les directions. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard, valables dans la majorité des cas.

- **Chargement :**

Deux systèmes de chargement indépendants, sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles, ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie. Les charges peuvent être réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes", et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

3.8.3 Comportement du sol

- **Base de données des propriétés des matériaux :**

Les propriétés des matériaux, du sol ou des éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Tous les éléments, figurant dans les bases de données des différents projets, peuvent être copiés dans une base de données globales, pour servir à d'autres projets.

- **Régime d'écoulement permanent :**

Des réseaux complexes de pressions interstitielles, peuvent être générés par combinaisons de lignes phréatiques, et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent, pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents, ou des pompages.

- **Surpressions interstitielles :**

Plaxis distingue les comportements des sols (drainés ou non-drainés), ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables, comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles, sont calculées lorsque des couches de sol non drainé, sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé, conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

3.8.4 Fonction de calcul

Le programme de calcul conduit à des analyses en déformation. Celles-ci sont menées soit par un calcul plastique, soit un calcul de consolidation, ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases peuvent être définies, avant le lancement des calculs.

3.8.5 Analyse des résultats

Le post-processeur Plaxis, a des fonctions graphiques avancées, pour restituer les résultats des calculs. Les valeurs précises des déplacements, des forces et des contraintes, sont accessibles sur les tableaux des résultats du module Output.

- **Déformation :**

La restitution graphique des déformations, peut se faire sous la forme de maillage déformé, de carte de déplacements (totaux ou incrémentaux), ou des cartes de déformations (totales ou incrémentales).

- **Contraintes :**

La restitution des contraintes, peut se faire en contraintes effectives, en contraintes totales, en pressions interstitielles ou en surpressions interstitielles.

3.8.6 Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : Il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives, et décrire les lois de comportement, selon ces dernières. La pression interstitielle générée dans les ouvrages, est une conséquence de la non-variation de volume. Celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in-situ, sous sollicitations sismiques (rapides), de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent, par exemple, des calculs de tassements et de stabilité des remblais, après construction. Ces calculs ignorent la génération des pressions interstitielles.

3.8.7 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Un des objectifs de Plaxis, est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, qui soit à la fois robuste et facile d'utilisation. Il doit permettre de traiter de problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols.

Les paramètres de comportement des sols peuvent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale ; depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées ; qui permettent de décrire presque tous les aspects de comportement des sols.

Pour traiter un problème de soutènement (parois moulées, palplanches...etc), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique, où le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas. Pour traiter une construction de remblais sur sol mou, avec chargement par étape et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide, et dans ce cas il convient mieux d'utiliser le Soft-Soil-Model, qui prend en compte son évolution. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique.

Les règles d'or, à se poser, dans le domaine de la simulation du comportement d'un matériau sont :

- a. Quel est le comportement principal à modéliser ?
- b. Utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- c. Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

a. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel en série : un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.12).

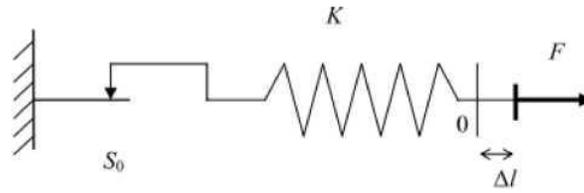


Figure.3.12- Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement, ou contrainte-déformation, que l'on déduit du modèle, est présentée sur la figure (3.12) suivante :

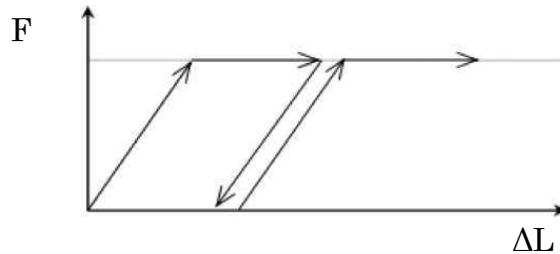


Figure.3.13- Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les deux figures (3.12) et (3.13), précédentes, est un comportement élastique-plastique, sans écouissage. Par contre, la figure (3.14) représente un comportement élastique-plastique avec écouissage.

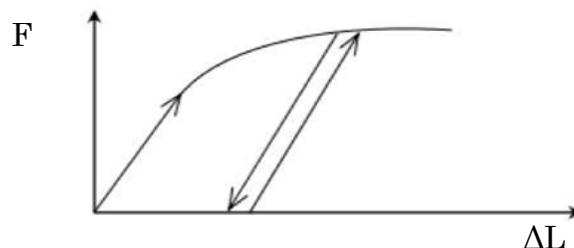


Figure.3.14- Représentation du comportement élasto-plastique avec écouissage.

b. Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire, utilisé dans Plaxis est classique : il représente la loi de Hook, relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young E ainsi que le coefficient de Poisson ν .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé, surtout pour modéliser des éléments de structure en béton, ou en métal, en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches. Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (3.15), tandis que les paramètres avancés, le sont sur la figure (3.16) :

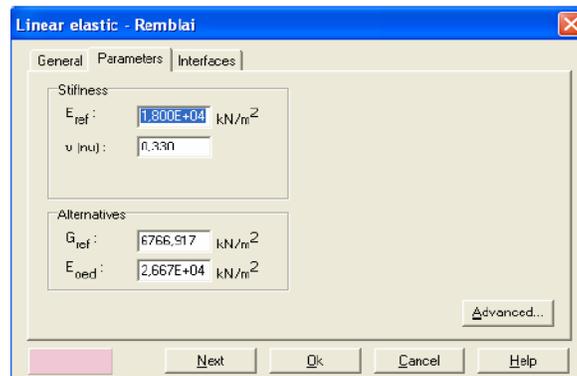


Figure.3.15- Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

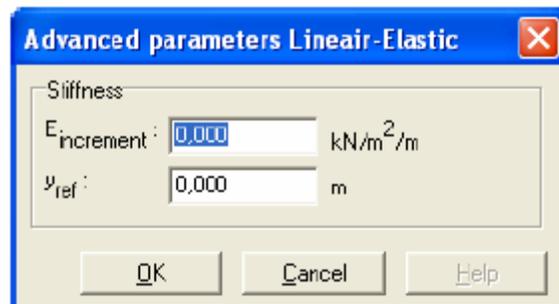


Figure.3.16- Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{actual}} = E_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y) E_{\text{increment}} \quad \text{avec } y < y_{\text{ref}} \quad (3.37)$$

$E_{\text{increment}}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]
 y_{ref} : Unité de profondeur [m]

c. Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique, sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique, vu les résultats obtenus par les calculs.

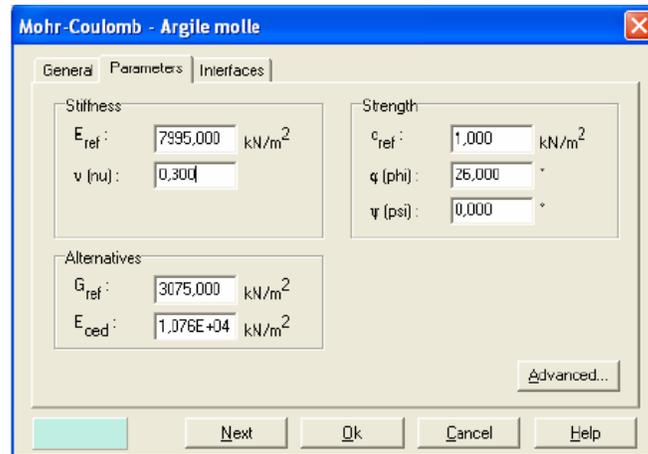


Figure 3.17 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Dans le plan de Mohr, la courbe-enveloppe est représentée par l'équation :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont, respectivement : les contraintes normales et de cisaillements à la rupture, sur le plan de Mohr. Tandis que c et φ sont respectivement : le terme cohésion ainsi que l'angle de frottement du matériau (figure 3.18).

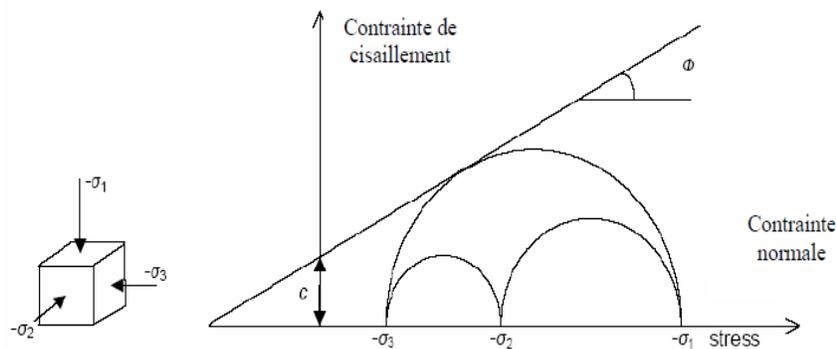


Figure 3.18 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions, suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière, construite autour de la trisectrice (figure 3.19), sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

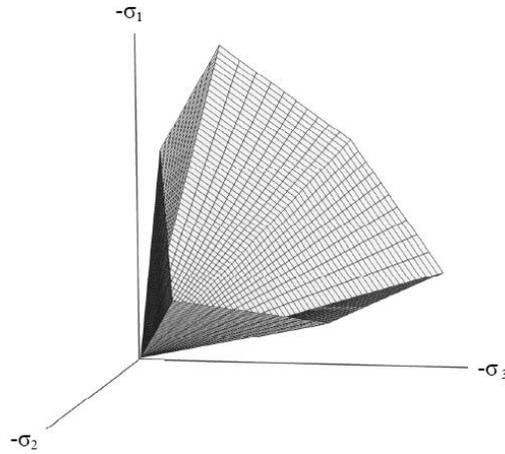


Figure 3.19 : Surface de charge de Mohr-Coulomb, dans l'espace des contraintes principales ($c=0$).

Ce modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont respectivement c , φ et ψ .

Les données nécessaires pour ce modèle sont :

- **Le module de Young**

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence, dans les deux modèles : élastique, et de Mohr-Coulomb. D'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation à la dimension d'une contrainte (force par unité de surface), varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne.

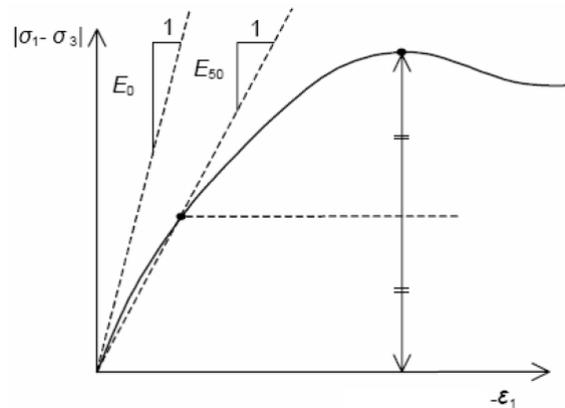


Figure 3.20 : Définition des modules E_0 et de E_{50} .

Les valeurs de raideur, adoptées dans un calcul, demandent une attention particulière, parce que la plupart des géo-matériaux présentent un comportement non linéaire.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 , tandis que le module sécant (à 50% de la résistance en compression), est noté E_{50} . Pour des argiles sur-consolidées, il est réaliste d'utiliser E_0 ; alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

- **Le coefficient de poisson**

Des essais triaxiaux standards, drainés, peuvent montrer une diminution significative du volume, au tout début du chargement, et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (V_0).

Dans certains cas, comme pour les problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale faible ; mais, en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée.

On conseille dans ce cas de prendre une valeur de 0.3 à 0.4, pour le coefficient de poisson. Celle-ci est assez réaliste pour l'application du poids propre, dans la procédure du chargement gravitaire (K_0). Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5, sans que cette valeur soit utilisable.

- **La cohésion**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'entrer une valeur très faible de la cohésion.

- **L'angle de frottement interne**

L'angle de frottement (φ) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront, de manière substantielle, la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement, en fonction de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires. Le temps de calcul deviendra important, si on utilise des angles de frottement supérieurs à 35 degrés.

- **L'angle de dilatance**

L'angle de dilatance (ψ) est donné en degrés. Pour les couches très consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité, et de son angle de frottement.

Pour des sables siliceux, l'ordre de grandeur est : $\psi \approx \varphi - 30^\circ$. Toutefois, dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul, pour des valeurs de φ inférieures à 30° (Une valeur négative faible pour ψ , n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches).

- Les paramètres avancés

Les paramètres avancés de Mohr-Coulomb, concernent l'augmentation de la rigidité et de la cohésion (toutes les deux sont fonctions de la profondeur), ainsi que la suppression des tractions.

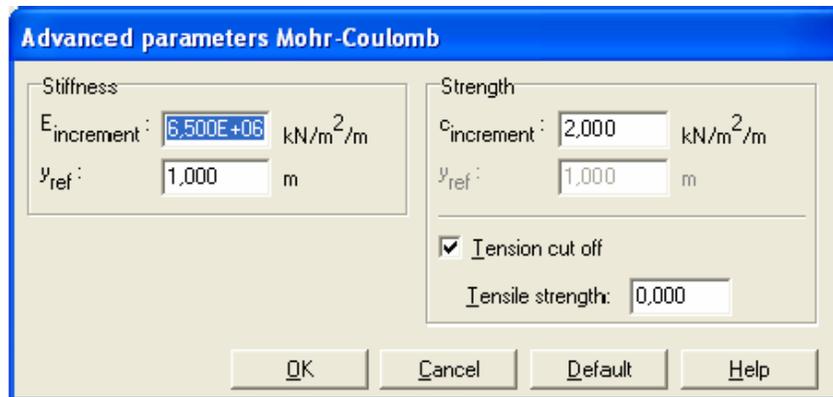


Figure 3.21 : Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb

d. Le modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de la plasticité, avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression, pour simuler le compactage irréversible d'un sol, sous son premier chargement en compression.

En comparaison avec le modèle élastique parfaitement-plastique, la limite d'écouement d'un modèle plastique avec écouissage, n'est pas fixée dans l'espace des contraintes principales ; mais elle peut augmenter à cause de l'effort plastique. La distinction peut être faite entre deux types principaux d'écouissages : l'écouissage en cisaillement et l'écouissage en compression.

Le premier est employé pour modeler des contraintes irréversibles, dues au chargement déviatorique primaire. Le second, est employé pour modeler les contraintes plastiques irréversibles, dues à la compression primaire, dans le chargement à l'œdomètre, et le chargement isotrope.

Le HSM est un modèle avancé, pour simuler le comportement des différents types de sol, qui sont : les sols mous, et les sols rigides. Lorsque les sols sont soumis au chargement déviatorique primaire, ils présentent une rigidité décroissante, et simultanément, se développent des contraintes plastiques irréversibles.

- **Quelques paramètres de base du modèle HSM**

Paramètres de Mohr-Coulomb :

- C : Cohésion effective [KN/m²]
- φ : Angle de frottement effectif [°]
- ψ : Angle de dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

- E_{50}^{ref} : Module sécant, dans un essai triaxial [KN/m²]
- E_{oed}^{ref} : Module tangent, dans un essai oedométrique [KN/m²]
- m : Puissance [environ 0.58 pour les sables et 1 pour les argiles molles).

Paramètres avancés :

- E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$) [KN/m²]
- ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)
- p^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [KN/m²]
- K_0^{nc} : Ko- consolidation (par défaut $K_0^{nc} = 1 - \sin\varphi$)
- R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.9$)
- $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [KN/m²]
- $c_{increment}$: Augmentation de la cohésion (par défaut $c_{increment} = 0$) [KN/m²]

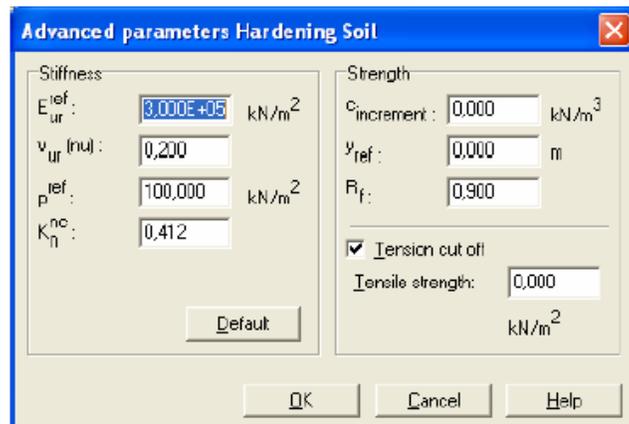


Figure 3.22 : Fenêtre des paramètres de base du HSM

- **Courbe effort-déformation**

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM, est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale ε_1 , et l'effort déviatorique q , dans le chargement à trois axes primaires. Ici, les essais triaxiaux drainés, standards, tendent aux courbes de rendement, qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1-q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (3.38)$$

Où q_a , est la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement.

- **Les modules**

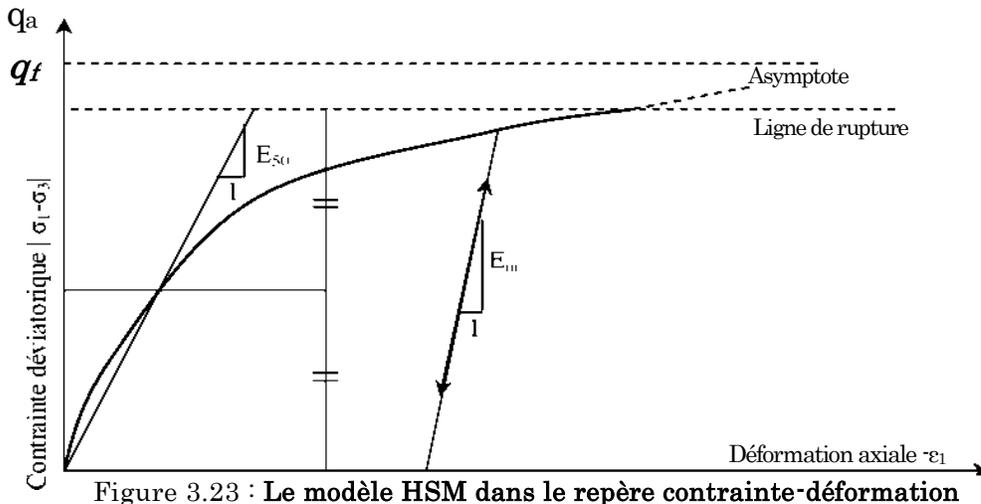
Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec } p^{ref} = 100 \quad [\text{KN/m}^2] \quad (3.39)$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (3.40)$$

Cette relation est tracée sur la figure suivante :



Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m \quad (3.41)$$

La définition du module oedométrique tangent, est montrée sur la figure (3.24), et celle de la dilatace (éventuellement) sur la figure (2.25) :

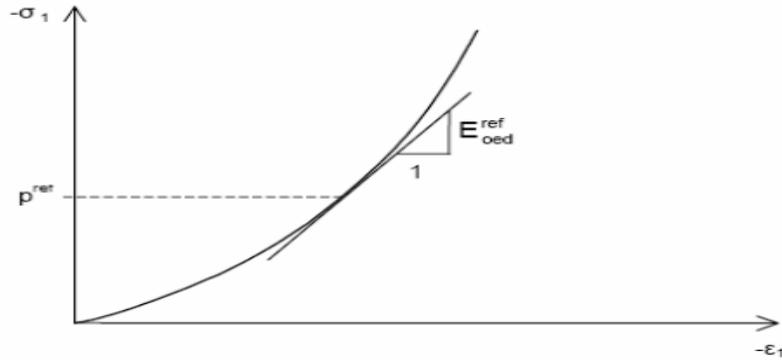


Figure 3.24 : Définition du module oedométrique tangent E_{oed}^{ref}

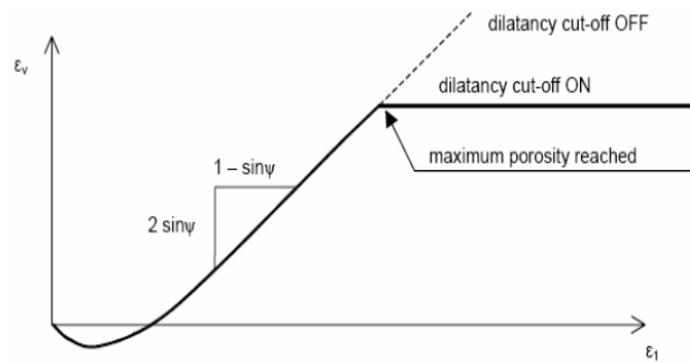


Figure 3.25 : Définition de l'angle de dilatance.

- Surfaces de charge

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient, dans le plan $q-p$, la forme des surfaces de charge (figure 2.26).

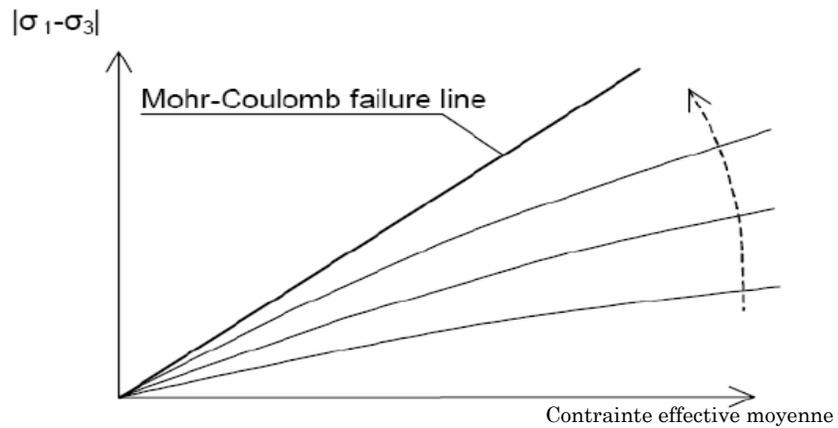


Figure 3.26 : Forme des surfaces de charge du HSM.

- Surface de rupture

La surface de rupture, pour un sol non cohérent, est représentée sur la figure suivante :

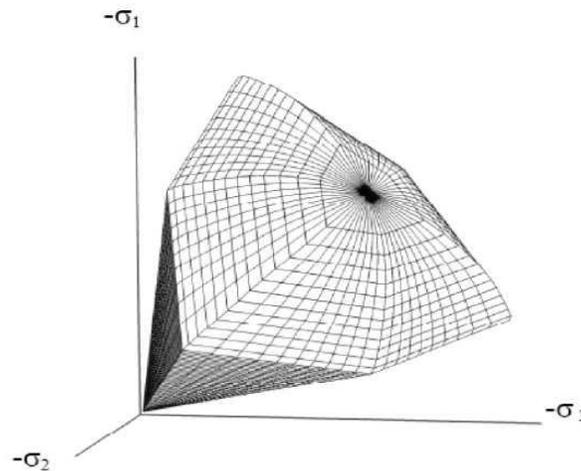


Figure 3.27 : Surface de rupture du HSM.

e. Le modèle pour sols mous (Soft Soil Model SSM)

Ce modèle est dérivé du modèle de Cam Clay, qui a été développé à Cambridge (Angleterre), dans les années soixante. L'idée de base de ce modèle, est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque la pression moyenne sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue, et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique, avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique ; tandis que le point représentatif de l'état de contrainte effectif, atteint une valeur non réversible. Une surface de plasticité associée, limite l'espace, entre ceux admissibles et non admissibles.

- Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s , décrivent les comportements, oedométriques ou isotropes, observés dans des essais de laboratoire : Ce seront les deux paramètres de base, réglant la position des lignes de consolidation vierge, ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et de C_s , en λ et K . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

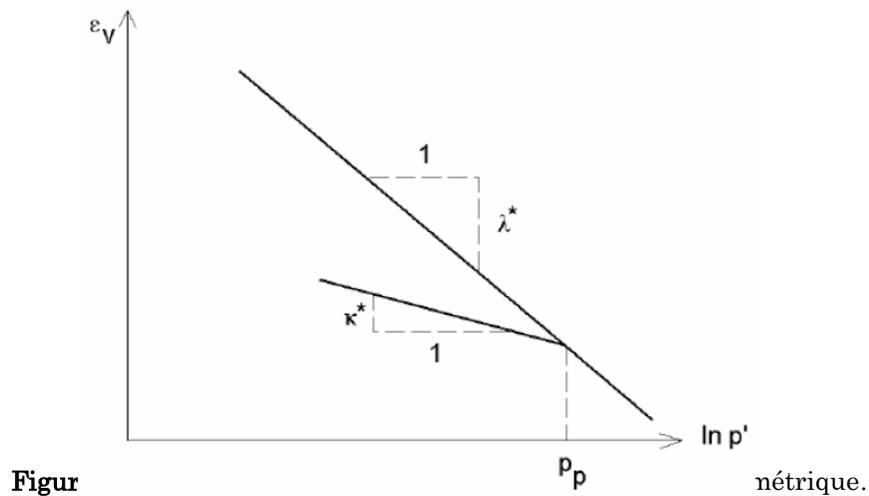
On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (3.2) ci-après. Il peut, dans la majorité des cas, être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay, sont indiquées sur le tableau suivant :

Tableau 3.2 - Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k

Relation avec l'indice des vides	Relation avec les paramètres « Hollandais »	Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement
$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$
$k^* = \frac{k}{1+e}$	$k^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \cdot \frac{3}{C_p}$	$k^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \cdot \frac{C_s}{1+e}$

Sur la figure qui suit, sont résumées les différentes définitions des paramètres :



En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale, en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

- **Paramètre de contrainte K_0**

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 , par la formule ci-dessous :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1-k_0^{NC})^2}{(1+2k_0^{NC})^2} + \frac{(1-k_0^{NC})(1-2v_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2k_0^{NC})(1-2v_{ur})\lambda^*/k^* - (1-k_0^{NC})(1+v_{ur})}} \quad (3.42)$$

$$M \approx 0.3 - 2.8k_0^{NC} \quad (3.43)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage, dans le plan p - q .

- **Coefficient de poisson**

Dans le modèle de Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge/décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 , mais une valeur plus faible, (typiquement 0,1 ou 0,2).

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (3.44)$$

Dans le code Plaxis, la valeur par défaut de v_{ur} est de 0,15.

- **Remarque :**

- ✚ Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est alors nécessaire d'utiliser le modèle de Mohr-Coulomb.
- ✚ Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité, par réduction de c et φ .

- **Prise en compte de la sur-consolidation**

Le code Plaxis permet le calcul de la pression de pré-consolidation P_c , à partir des données introduites. Si un matériau est sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation, ou bien le poids des terres de pré-consolidation.

- **En résumé**

Les paramètres nécessaires au SSM sont :

λ^* : L'indice de compression.

k^* : L'indice de gonflement.

C : La cohésion [K/m2].

Φ : L'angle de frottement [°].

ψ : L'angle de dilatance [°].

Par défaut, les paramètres avancés sont :

v_{ur} : Le coefficient de poisson en charge/décharge (par défaut =0.15).

K_0^{NC} : ($\sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$) Le rapport de contrainte à l'état de consolidation normale.

M : Le paramètre en fonction de K_0^{NC} .

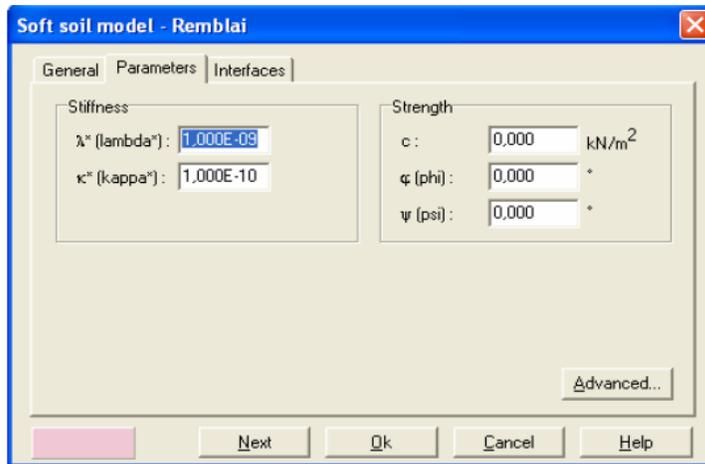


Figure 3.29 Fenêtre des paramètres du SSM.

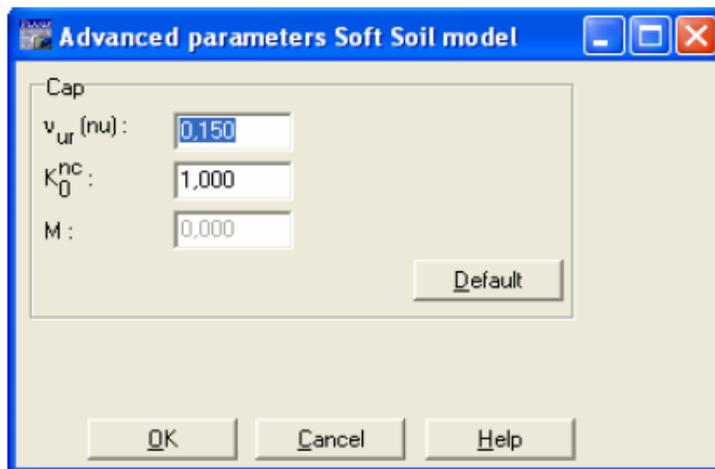


Figure 3.30 Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

3.8.8 Plaxis, version 3D

La version 3D du Plaxis, n'est différente de celle du Plaxis2D, que sur certains points :

- **La géométrie**

La modélisation, s'effectue sur les trois axes. Donc, la variation des paramètres du modèle, suivant l'axe z, est considérée.

La définition, des couches lithologiques (propriétés des matériaux), de la profondeur de la nappe, des pressions interstitielles et de la forme géométrique du talus, se fait grâce à l'option « Boreholes » (qui veut dire des « puits de forage » de reconnaissances. Ceux-ci sont placés sur des points stratégiques et représentatifs du modèle 3D. Lors de la création de la géométrie du modèle, il est recommandé de commencer à définir, au préalable, les forages et la profondeur verticale du modèle.

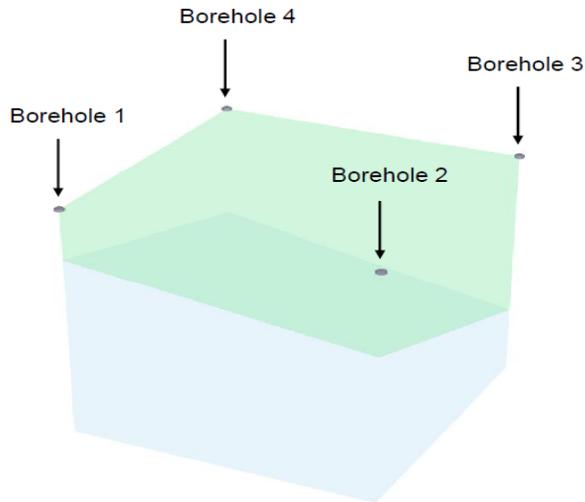


Figure 3.31 Emplacements des « Boreholes », puits de forage.

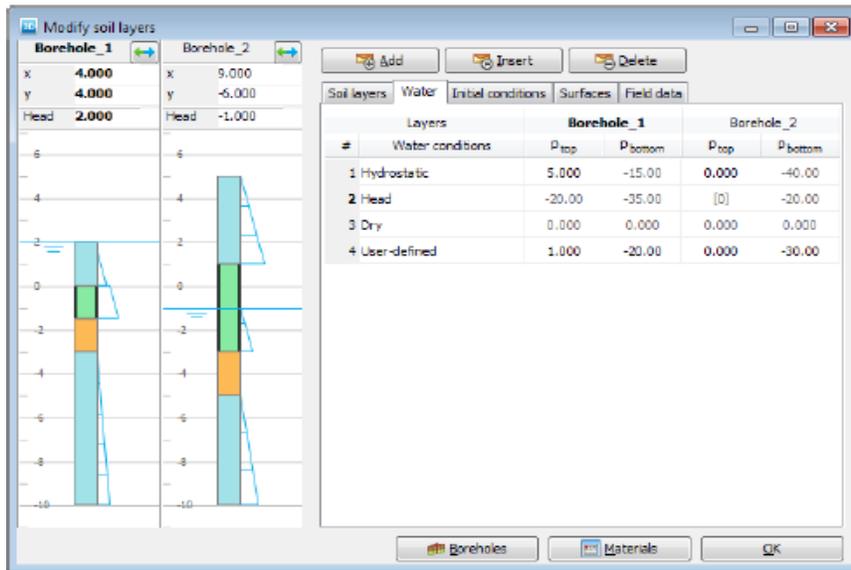


Figure 3.32 : Identification lithologique des « Boreholes », puits de forage .

- **Eléments et génération du maillage**

Les éléments de Plaxis2D sont également disponibles dans Plaxis3D. Ceux-ci sont, bien sûr, modifiés en ce qui concerne le nombre de nœuds, le nombre de points de Gauss et le nombre de degrés de liberté (en raison de la dimension ajoutée).

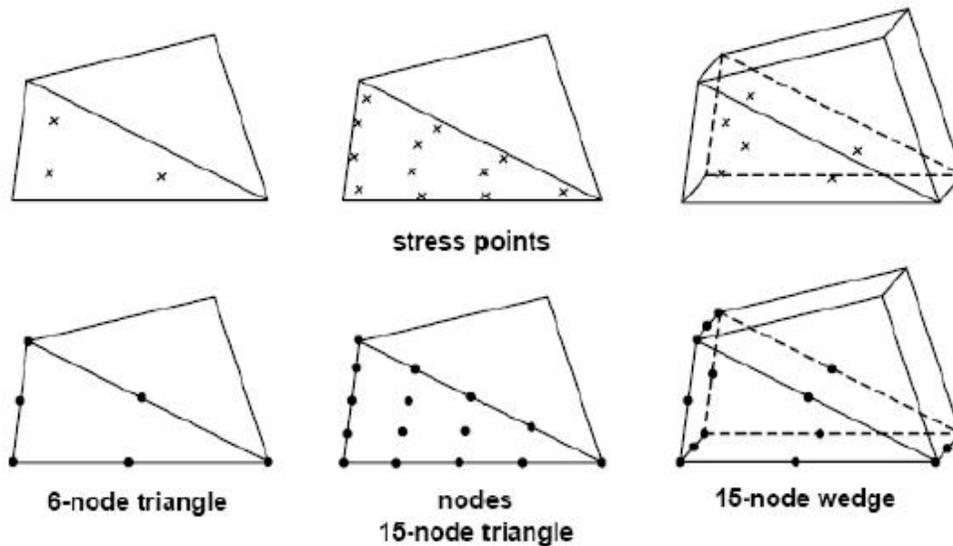


Figure 3.33 : Illustration des éléments utilisés dans Plaxis2D et Plaxis3D.

Le processus général, lors de la génération du maillage en éléments finis dans Plaxis3D, est, d'abord, de générer un maillage 2D pour les plans de travail similaires à la génération de maillage dans Plaxis2D ; ensuite, de générer un maillage vertical, sur tout le long de l'axe des z. Celui-ci relie les différents profils de sol, définis dans les puits de reconnaissance « Boreholes ».

- **Les charges**

Contrairement au Plaxis2D, les charges sur Plaxis3D ne sont pas insérées directement, mais elles sont données comme attribut au plan désiré.

3.8.9 Méthodes de calcul du coefficient de sécurité utilisé dans Plaxis :

La méthode utilisée par Plaxis pour le calcul du coefficient de sécurité s'appelle : la méthode de réduction des caractéristiques mécaniques (*Phi-c réduction*). C'est une option disponible dans Plaxis, qui permet de calculer des coefficients de sécurité [10, 36, 42].

Dans l'approche (*Phi-c réduction*), les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol, sont réduites progressivement, jusqu'à obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure, comme les plaques et les tirants d'ancrage, ne sont pas influencées par (*Phi-c réduction*). Le coefficient de sécurité total « ΣMsf », permet de définir la valeur des caractéristiques du sol, à une étape donnée de l'analyse : dans laquelle, les caractéristiques notées 'input', se réfèrent aux propriétés saisies; et les caractéristiques notées 'reduced' se reportent aux valeurs réduites, utilisées au cours de l'analyse.

$$\sum Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (3.45)$$

Contrairement aux autres coefficients, « $\sum Msf$ » vaut 1, au début d'un calcul, pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Un calcul de (*Phi-c réduction*), est réalisé en utilisant la procédure de chargement *Load advancement nombre of steps*. Le multiplicateur incrémental « *Msf* », est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance, pour le premier pas de calcul. Cet incrément est, par défaut, fixé à 0,1 ; ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

Les paramètres de résistance sont réduits, pas à pas automatiquement, jusqu'à ce que tous les pas additionnels (*Additional steps*) aient été réalisés. Par défaut dans Plaxis, le nombre de pas additionnels est fixé à 30, pour ce type de calcul, mais une valeur plus importante (jusqu'à 1000) peut-être donnée, si nécessaire. Il faut toujours vérifier, si le dernier pas de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité sera donné par :

$$F_s = \frac{\text{Resistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \sum Msf \text{ à la rupture} \quad (3.46)$$

Si le mécanisme de rupture ne s'est pas complètement développé, alors le calcul doit être répété, avec un nombre accru de pas additionnels.

En utilisant l'option (*Phi-c réduction*), en combinaison avec des modèles de sol avancés, ces derniers, vont en fait, se comporter selon le modèle Mohr-Coulomb standard; puisque la dépendance de la raideur avec l'état des contraintes, et les effets d'écroutissement sont exclus.

3.9 Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes aussi complexes, se sont évertués de tout temps, à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols, pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles introduits dans des codes de calcul par éléments finis « Plaxis », permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, ainsi qu'à la consolidation et à la rupture des sols, que ce soit en 2D ou en 3D [24,25]. La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis, n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel. Pour un calcul de tassement ou de stabilité, à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques, s'inscrit dans une pratique commune en génie civil, qui vise à la réduction des coûts d'études et l'atténuation des difficultés rencontrées lors de la construction.

Le choix du modèle de comportement dépend, en fait, du problème posé suivant: soutènement, tassement de remblai, sols en pente et tunnels. Quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Chapitre 4

Etude paramétrique sur l'analyse en 3D de la stabilité des pentes

4.1 Introduction

La grande majorité des pentes, quelles soient naturelles ou artificielles, comporte une configuration géométrique complexe. Ceci a incité les ingénieurs à chercher des symétries géométriques, ou autres solutions, pour simplifier, le plus possible, le modèle d'étude, donc de faciliter l'analyse et gagner en temps de calcul. D'ordinaire, lors de l'analyse de la stabilité des talus, ils ont recours au critère de déformation plan, qui suppose une largeur infinie et homogène de la pente. Sauf que celle-ci est rarement rencontrée en vrai. C'est pour cela, que la seule approche bidimensionnelle (2D), pour des cas réels et complexes, n'est pas toujours évidente.

Avec l'avancée des méthodes de calculs numériques modernes, et du développement de l'outil informatique, les ingénieurs penchent de plus en plus, vers la prise en compte des trois dimensions, pour une meilleure analyse de la stabilité des pentes.

C'est ainsi que pour évaluer l'apport de cette nouvelle approche, on va étudier, dans le chapitre suivant, l'impact qu'ont certains paramètres, sur les mécanismes de ruptures des pentes et leurs coefficients de sécurité F_s , lors de l'utilisation des modèles tridimensionnels, pour, enfin, les comparer à ceux des modèles bidimensionnels.

4.2 Effet de la géométrie, et des paramètres mécaniques

Plusieurs études ont été élaborées, qui révèlent l'influence des paramètres mécaniques (la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ)); mais aussi géométriques (la largeur du talus (B) et son inclinaison (β)), sur la stabilité des pentes. On a fait varier ces paramètres, lors du calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis. Ensuite, on a comparé les résultats obtenus à partir du modèle 3D, à ceux obtenus à partir du modèle 2D (déformation plan) [1,2,34].

4.2.1 Géométrie et caractéristiques du modèle utilisé

La géométrie, du modèle étudié (en 2D et 3D), est représentée sur les figures 4.1, 4.2 et 4.3. Notre modèle est assimilé à un talus monocouche homogène. L'écoulement étant supposé inexistant, la nappe, quand elle est prise en considération, est de type hydrostatique ; et les calculs se font en déformation plan. Les caractéristiques du matériau, sont résumées sur le tableau 4.1. Le facteur de sécurité, est calculé pour chaque cas, à base des codes de calculs Plaxis2D, Plaxis3D et du logiciel Géo-slope.

Tableau 4.1 : Caractéristiques physico-mécaniques du modèle.

Paramètres du sol	Désignations	Valeurs
Modèle	-	Mohr-Coulomb
Type de comportement	-	Drainé
Poids volumique apparent	γ_{unsat}	18 kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20 kN/m ³
Module de Young	E_{50}^{ref}	10 000 kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,3
Cohésion	C	de 15 à 50 kN/m ²
Angle de frottement	φ	de 15° à 45°
Angle de dilatation	ψ	0°

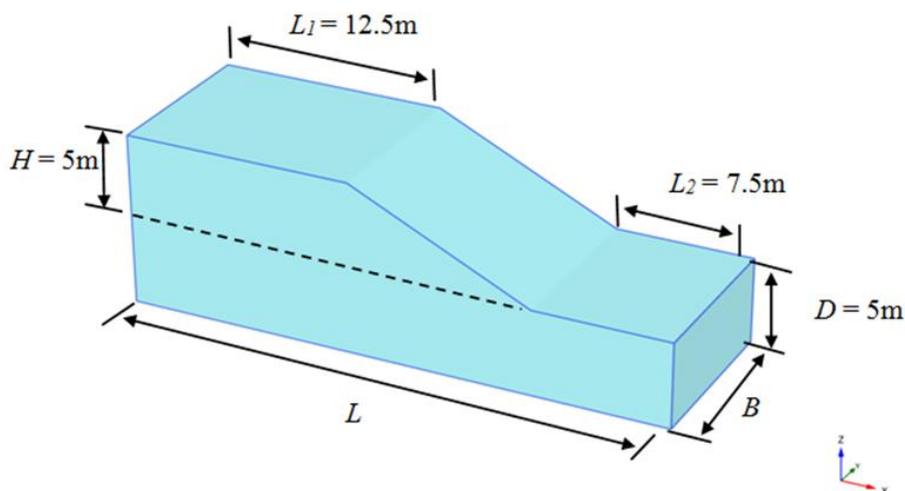


Figure 4.1 - Géométrie du modèle sur Plaxis3D.

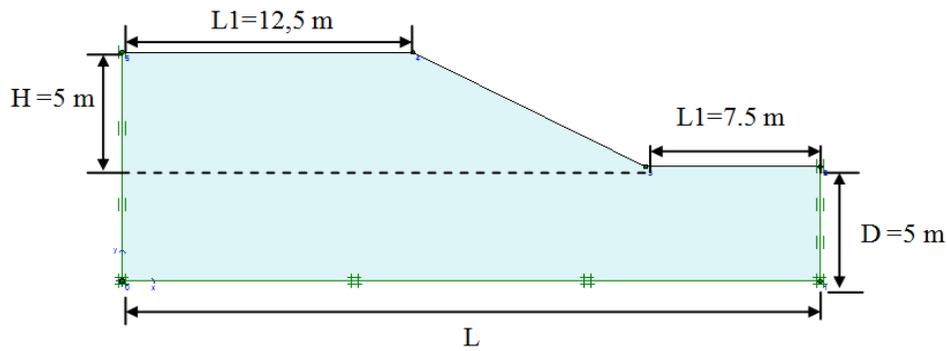


Figure 4.2 - Géométrie du modèle sur Plaxis2D.

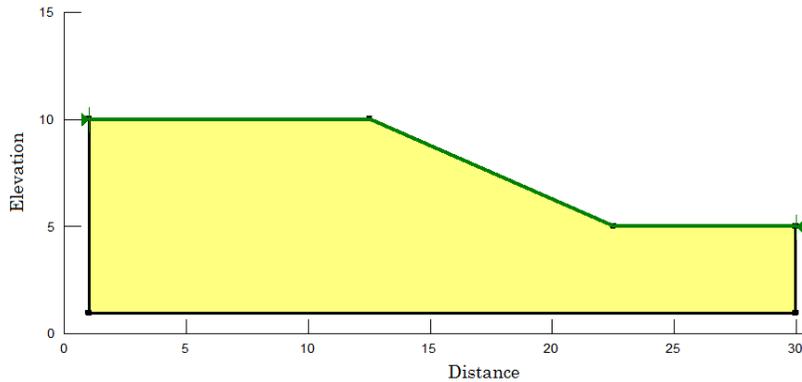


Figure 4.3 - Géométrie du modèle sur Géo-slope.

Les éléments de maillage, utilisés dans notre étude paramétrique, sont : des éléments triangulaires à 15 nœuds, pour le Plaxis2D ; et des éléments tétraédriques à 10 nœuds, pour le Plaxis3D (Figure 4.4). Pour les problèmes géotechniques, ces éléments présentent une bonne précision, en termes de déplacements ou de contraintes. Dans certains cas, on a recours à une adaptation du maillage, en le raffinant juste au niveau des zones ciblées.

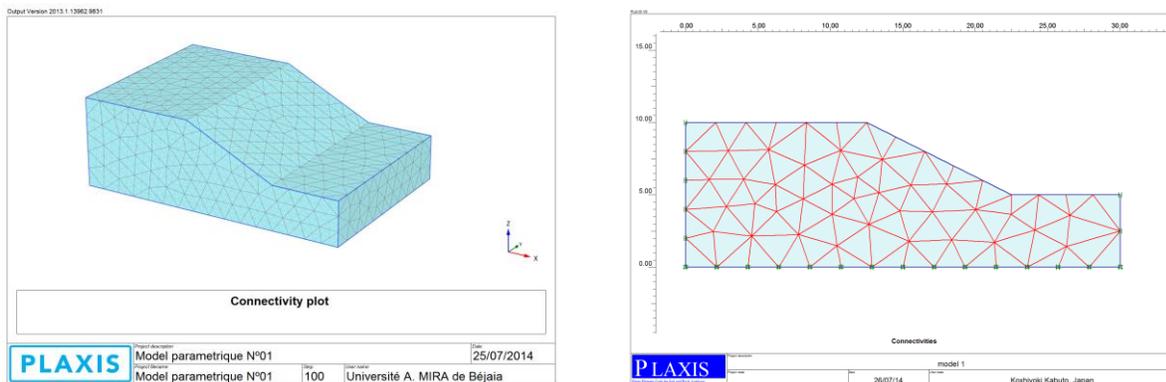


Figure 4.4 – Maillage des modèles avec Plaxis3D et Plaxis2D.

La géométrie du modèle est fixée; de sorte que ses frontières n'influent pas sur les zones ciblées. On a alors considéré les dimensions suivantes (Figure 4.1) :

- Au pied de la pente : $L_2 = 1.5H$.
- Au niveau de la crête : $L_1 = 2.5H$.

Les conditions aux limites, adoptées dans tous nos cas d'études, consistent à imposer au modèle, le long de ses frontières latérales et à sa base, les conditions suivantes :

- Tous les déplacements horizontaux, sur les plans latéraux, sont nuls.
- Tous les déplacements horizontaux et verticaux, à la base du modèle, sont nuls

($u_x = u_y = u_z = 0$).

Les conditions initiales doivent être générées. Celles-ci comprennent :

- La spécification de l'état de contraintes initiales.
- La génération des pressions interstitielles initiales.
- La génération du champ de contraintes effectives initiales.

4.2.2 Effet des paramètres géométriques

4.2.2.1 Influence de la variation de la largeur du talus, sur le F_s

Afin d'évaluer l'influence de la largeur (B) du glissement, sur le coefficient de sécurité, on a fait varier le rapport (B/H), de 0.25 à 10, ce qui nous fait 10 cas d'études. Les autres paramètres définis, restent constants ($L = 30$ m, $C = 20$ kPa et $\varphi = 20^\circ$), et les mêmes conditions aux limites, sont utilisées pour l'ensemble des cas. La variation du facteur de sécurité, calculée pour chaque modèle, mais aussi sur toute la plage de variation du rapport (B/H), est récapitulée sur le tableau ci-dessous [34,37,46]:

Tableau 4.2: Récapitulatif des F_s , calculés par : Plaxis2D, Plaxis3D et Géo-slope.

B/H	F_s Plaxis3D	F_s Plaxis2D	F_s Géo-slope
0,25	4,695	2.052	2.747
0,5	3,868	2.052	2.747
0,75	3,628	2.052	2.747
1	3,539	2.052	2.747
1,25	3,479	2.052	2.747
1,5	3,361	2.052	2.747
2	3,063	2.052	2.747
4	2,917	2.052	2.747
6	2,896	2.052	2.747
10	2,962	2.052	2.747

➤ **Interprétation des résultats :**

Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, sont souvent étudiées en déformation plan, où la largeur du talus est supposée infinie. Cependant, quand le rapport, largeur sur hauteur (B/H) diminue, l'hypothèse de déformation plan n'est pas toujours satisfaite; car, dans ce cas, l'effet des efforts latéraux, au niveau des flancs, ne serait plus négligeables, vu que ces efforts, influent sur la masse en mouvement, mais aussi sur sa surface de glissement.

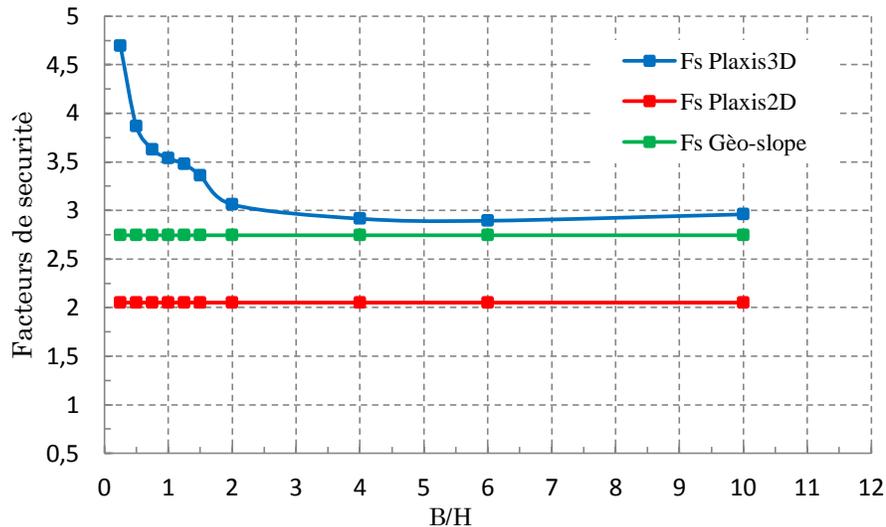


Figure 4.5 – Les facteurs de sécurité (F_{s2D} , F_{s3D}), pour différentes valeurs de (B/H).

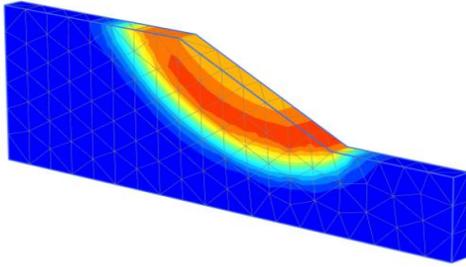
L'analyse des graphes de la figure précédente, révèle, que les valeurs des coefficients de sécurité F_{s3D} calculées, sont inversement proportionnelles à celles du rapport B/H . Ces dernières diminuent sensiblement lorsque le rapport B/H est petit ; ensuite elles se stabilisent lorsque les valeurs du rapport B/H deviennent élevées.

On distingue, alors, deux parties :

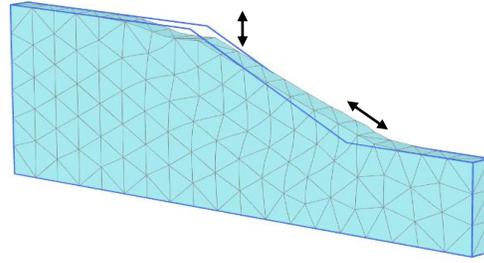
- La partie, où les valeurs du rapport B/H sont inférieures à 2 ; là, les coefficients de sécurité obtenus à partir du modèle 3D, sont considérablement plus élevés que ceux calculés à partir du modèle 2D ($F_{s2D} = 2,052$). Dans ce cas, l'effet 3D ne peut être négligé, et donc les résultats calculés à base d'un modèle 2D (en déformation plane) ne peuvent pas être exploités pour le calcul de la stabilité des pentes.

- Cependant, lorsque les valeurs de B/H sont supérieures à 4, le coefficient de sécurité, obtenu à partir du modèle 3D, tend à être identique à celui calculé à partir du modèle 2D. Là, l'effet des contraintes latérales sur la partie du sol en mouvement, peut être négligé, et les résultats calculés ont tendance à se rapprocher. Dans ce cas, on peut simplifier le modèle 3D en un problème de déformation plane (2D).

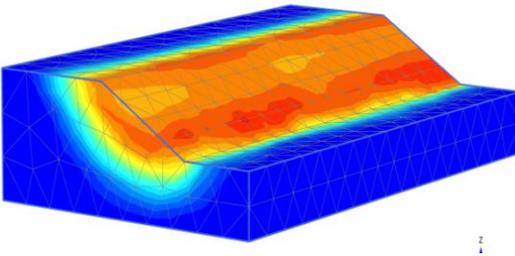
- Représentation de quelques résultats sur Plaxis2D, Plaxis3D et Géo-slope.



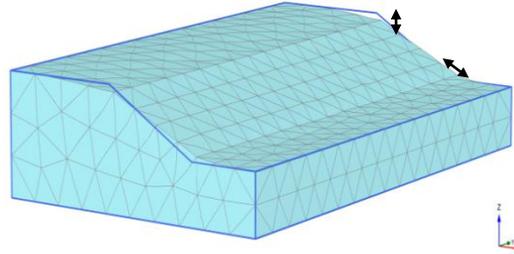
(a) $B/H = 1$



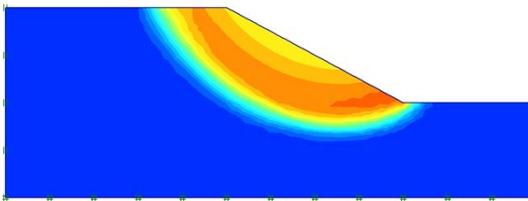
(b) $B/H = 1$



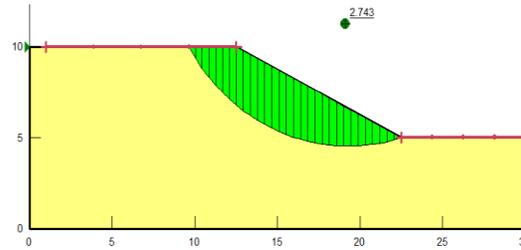
(c) $B/H = 10$



(d) $B/H = 10$



(e)



(f)

Figure 4.6 – Représentation des lignes de glissement et des déformées
 (a), (b), (c), (d) pour Plaxis3D, (e) pour Plaxis2D et (f) pour Géo-slope.

4.2.2.2 Influence de la variation de l'inclinaison de la pente, sur le F_s

L'inclinaison de la pente est également un facteur important, qui affecte la stabilité des talus. Cependant, pour évaluer l'influence de ce paramètre sur l'analyse tridimensionnel ; un modèle 3D, d'une largeur de $B= 30$ m, d'une Hauteur $H= 5$ m a été analysé. On compare alors, les facteurs de sécurité calculés, en faisant varier l'inclinaison de la pente β de 15° à 55° , d'un pas de 10° à chaque fois. Les caractéristiques physico-mécaniques du modèle considéré, sont : $C = 30$ kPa et $\varphi = 20^\circ$; sa longueur devient $L=50$ m. Les valeurs de ces facteurs calculés, pour ce modèle, sont récapitulées sur le tableau suivant [34,37,41].:

Tableau 4.3 : Récapitulatif des F_s , en fonction de l'inclinaison de la pente.

β ($^\circ$)	F_s Plaxis3D	F_s Plaxis2D
15	4,812	4,479
25	3,846	3,552
35	3,459	1,671
45	3,132	1,648
55	2,880	1,355

➤ **Interprétation des résultats :**

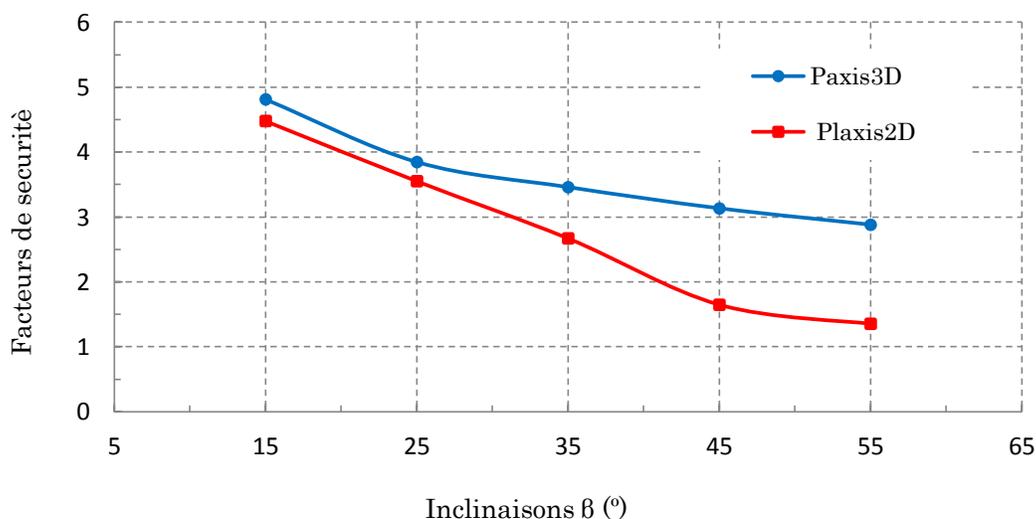


Figure 4.7 - Les facteurs de sécurité (F_{s2D} , F_{s3D}) pour différentes inclinaisons de la pente

La figure précédente, nous confirme que tous les facteurs de sécurité calculés, diminuent quand l'inclinaison des pentes augmente. Tous les facteurs de sécurité calculés par le modèle 3D, restent plus élevés que ceux du modèle 2D (déformation plan).

Enfin, l'analyse de l'évolution des courbes précédentes, nous amène à constater une différence notable entre l'analyse de la stabilité en 2D et 3D.

- Représentation de quelques résultats sur Plaxis2D, Plaxis3D et Gèò-slope :

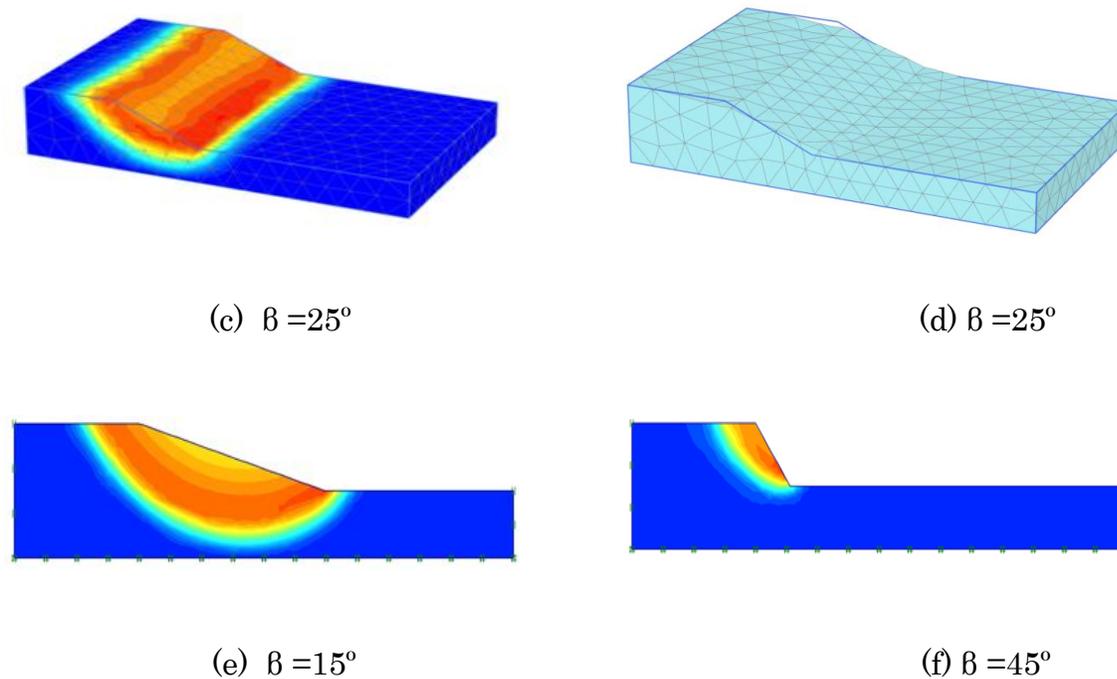


Figure 4.8 – Représentation des lignes de glissement et des déformées

(a), (b), (c), (d) pour Plaxis3D, (e) (f) pour Plaxis2D

4.2.3 Effet des paramètres géotechniques

4.2.3.1 Influence de la variation de la cohésion, sur le F_s

Dans le domaine de la géotechnique, le critère de rupture de Mohr-Coulomb, est principalement adapté pour l'analyse numérique, car, il considère la cohésion et l'angle de frottement, comme les principaux paramètres de la résistance du sol.

Afin d'étudier l'influence de la valeur de la cohésion sur le facteur de sécurité, on la fait varier, de 15 à 50 kPa, avec un pas de 5. Les autres paramètres restent constants $\varphi = 20^\circ$. Les résultats obtenus sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau 4.4: Récapitulatif des F_s , pour différentes cohésions et largeurs.

C (kPa)	F_s Plaxis3D B= 30 m	F_s Plaxis2D	F_s Gèò-slope
15	2,634	2,106	2,106
20	3,032	2,465	2,465
25	3,410	2,846	2,846
30	3,775	3,114	3,114
35	4,140	3,416	3,416
40	4,496	3,788	3,788
45	4,854	4,001	4,001
50	5,206	4,371	4,370

➤ **Interprétation des résultats :**

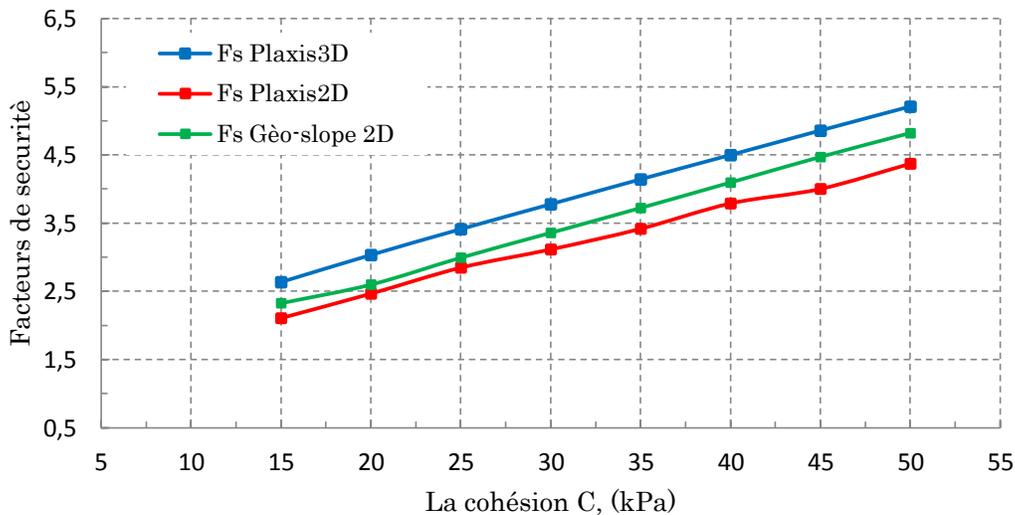


Figure 4.9 - Relations entre, la cohésion et le coefficient de sécurité.

Les graphes de la figure 4.9, indiquent que les valeurs des coefficients de sécurité, calculées à base du modèle 3D, sont constamment supérieures à celles du modèle 2D. Par ailleurs, l'augmentation des valeurs de la cohésion, implique également et de façon proportionnée, l'augmentation des coefficients de sécurité F_{s2D} et F_{s3D} . Et enfin, nous remarquons que, la différence relative entre les deux courbes des deux modèles 3D et 2D, reste constante avec l'augmentation de la cohésion.

La visualisation des représentations graphiques pour les modèles 3D, nous montre une profondeur de la ligne de rupture proportionnelle à la variation de la cohésion.

4.2.3.2 Influence de la variation de l'angle de frottement, sur le F_s

Afin d'étudier l'effet de l'angle de frottement (φ) du sol, sur le facteur de sécurité, on l'a fait varier, de 15° à 45° , avec un pas de 5° . Les autres paramètres, restent invariables, la largeur B est de 30m, Les résultats obtenus sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau 4.5: Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité, calculés.

φ (kPa)	F_s Plaxis3D	F_s Plaxis2D
15	1,746	0,782
20	2,068	1,107
25	2,4	1,313
30	2,749	1,408
35	3,126	1,590
40	3,542	1,823
45	3,868	1,981

➤ Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus par les deux analyses (2D et 3D), sont représentés sur la figure (4.10). Les valeurs des deux facteurs, F_{s2D} et F_{s3D} , augmentent avec l'accroissement de l'angle de frottement. Toutefois, les courbes nous montrent que les valeurs de F_s en 3D, restent toujours supérieures à celles en 2D, pour toutes les valeurs de l'angle de frottement.

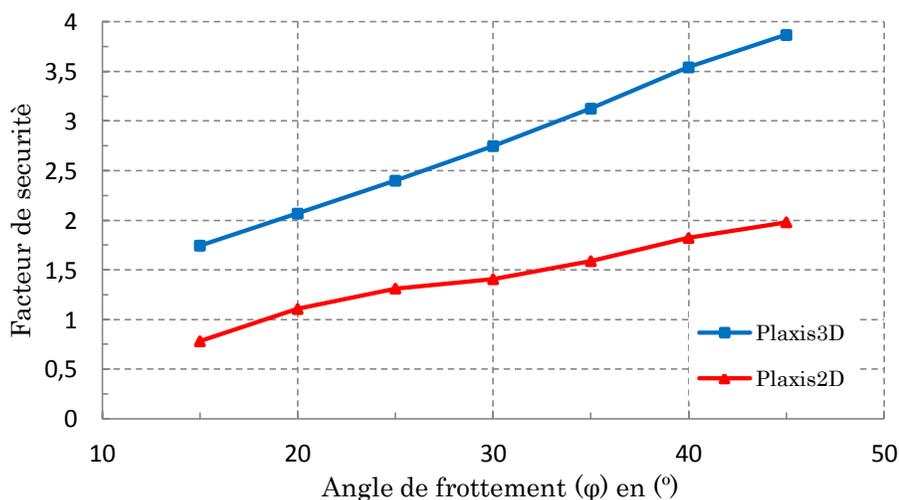


Figure 4.10 - Relations entre l'angle de frottement et le facteur de sécurité.

4.3. Effet des contraintes le long des flancs

En considérant que les méthodes d'équilibre limite en deux dimensions, supposent principalement des conditions en déformation planes, et par conséquent une largeur infinie du talus, l'impact de cette hypothèse est très important sur les résultats trouvés, vu que ces méthodes négligent l'effet des contraintes latérales qui agissent au niveau des flancs. Donc, pour évaluer l'effet de ces dernières, lors d'une analyse en 3D, on a conçu, un modèle de pente (figure 4.11), constitué de deux couches, de différents matériaux (matériau sup et matériau inf). Le modèle considéré a une largeur de 200m. Le niveau de la nappe d'eau reste constant [1,28,30,31].

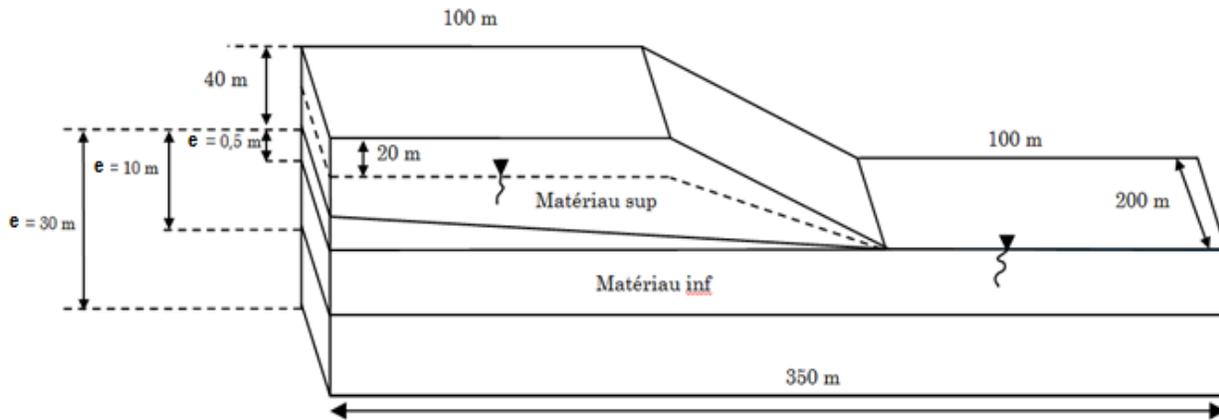


Figure 4.11 - Géométrie du modèle sur Plaxis3D.

Les paramètres des deux types de matériaux, sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 4.6: Caractéristiques physico-mécaniques du modèle.

Paramètres du sol	Matériau Supérieur	Matériau Inferieur
Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Drainé	Drainé
Poids volumique saturé	17 kN/m ³	18 kN/m ³
Module de Young	25 000 kN/m ²	25 000 kN/m ²
Coefficient de Poisson	0,3	0,3
Cohésion	17 kN/m ²	20 kN/m ²
Angle de frottement	23°	8°
Angle de dilatation	0°	0°

On a fait varier la couche inferieure e, en trois épaisseurs différentes, soit : e = 0.5m, 10m et 30m; et on a calculé leurs facteurs de sécurité en 2D et 3D. Les résultats de l'analyse ont été résumés sur le tableau suivant :

Tableau 4.7: Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité.

Épaisseur E (m)	F _s 3D	F _s 2D	F _s 3D/F _s 2D
0.5	0.9521	0.637	1.49
10	0.6692	0.540	1.23
30	0.6356	0.500	1.12

➤ **Interprétation des résultats :**

- Le Tableau 4.7 nous montre que l'augmentation de e (épaisseur de la couche inférieure), fait diminuer les deux coefficients de sécurité 2D et 3D. A une profondeur de 30m, elle peut aller jusqu'à 50% de diminution pour une analyse en 2D, et 40% pour une analyse en 3D. Celle-ci est due à l'accroissement de la dimension de la masse en mouvement, et donc un déséquilibre au niveau des forces motrices.

- D'autre part, on constate que le rapport F_{s3D}/F_{s2D} est constamment supérieur à 1 ($F_{s3D} > F_{s2D}$) : car, la méthode de réduction des paramètres mécaniques (C et φ), utilisée par Plaxis, pour l'évaluation du facteur de sécurité, s'opère localement au niveau de chaque nœud du maillage, y compris ceux des parois, et comme sur le model 3D les conditions aux limites sur les flancs concernant les déplacements sont : $u_y = u_z = 0$. De ce fait, l'insertion des nœuds ayant un déplacement nul, favorise l'équilibre du talus, et donc augmente le facteur de sécurité.

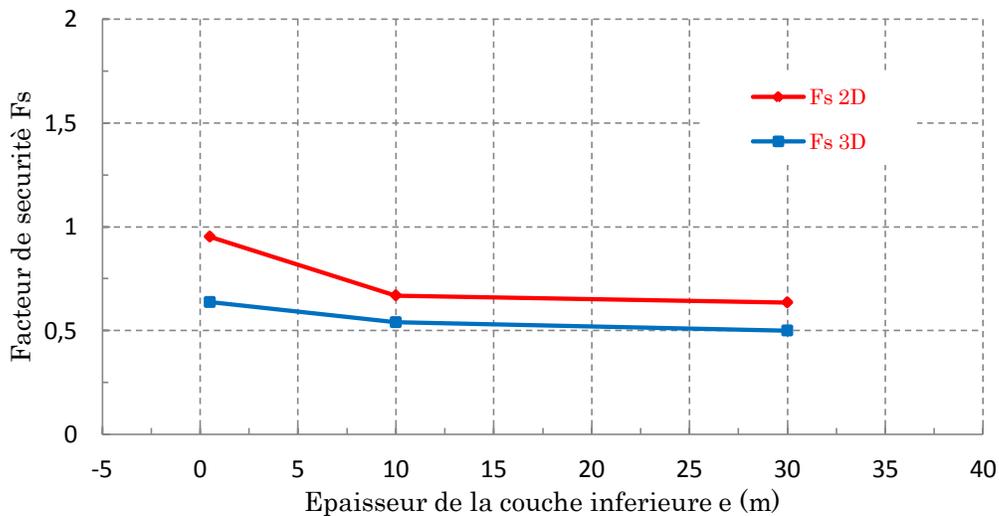
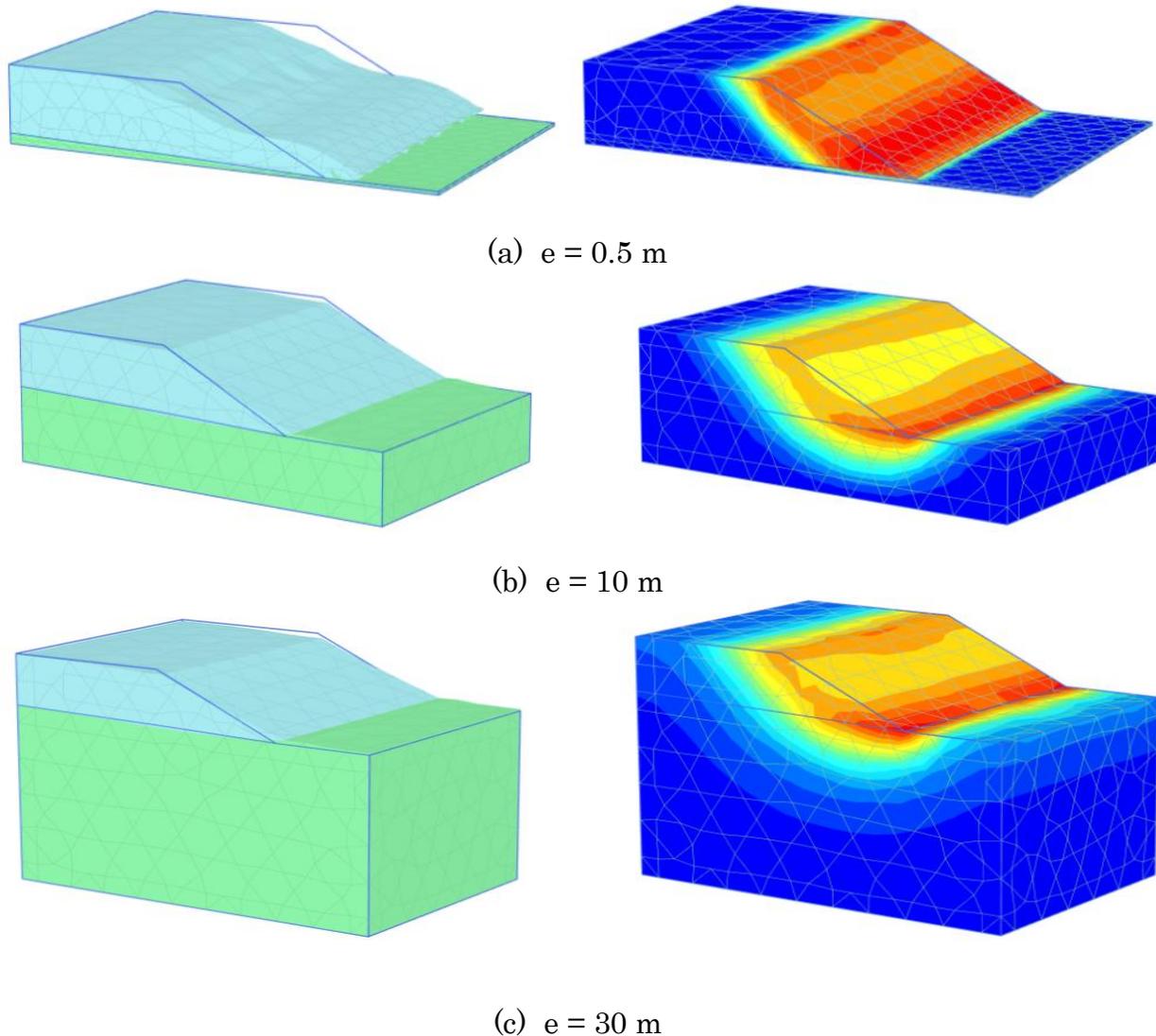


Figure 4.12 - Relations entre l'épaisseur e et le facteur de sécurité.



Figures 4.13 – Représentation des lignes de glissement et des déformées pour Plaxis3D,

- Les figures 4.8, nous montrent aussi, l'influence qu'a la profondeur de la base du modèle sur la ligne de rupture. Effectivement le type de mouvement passe d'un glissement plan pour un $e=0,5$, à un glissement circulaire pour une profondeur de 30 m. En effet, le mouvement de la masse glissante suit le plan de base du matériau inférieur, car il est considéré bloqué.

4.4 Cas d'un talus sur sol mou

Le plus souvent, les réalisations routières ou ferroviaires, ont pour assises une couche molle (en général argileuse). Dès lors, il nous a paru intéressant, d'étudier l'effet des différents paramètres nécessaires au calcul du facteur de sécurité (F_s), afin de nous renseigner sur leur stabilité [5]. Pour se faire, on a établi, pour chacune d'entre elles, trois combinaisons de calcul, différentes.

Cette série de calcul, vise à déterminer, les valeurs des coefficients de sécurité, des glissements des couches de remblais, par une analyse tridimensionnelle. On fait varier alors, les paramètres jugés influents sur la stabilité. Chaque configuration nous renseigne sur les points suivants :

- Les différences notées entre les deux méthodes d'analyses : Eléments Finis et Equilibre Limite.
- L'effet de la géométrie, de la nature lithologique du terrain, et du chargement; pour les deux types d'analyses 2D et 3D.

4.4.1 Les différentes configurations étudiées :

Pour montrer l'effet des différents paramètres, qui sont : La géométrie, l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (c), ainsi que les surcharges (q) sur les couches de remblais; on a établi les trois configurations suivantes :

- **Configuration N°1** : Largeur $Z=5m$. La couche molle est non drainée, et d'épaisseur constante sur la largeur du talus. Surcharge $q = 20$ kPa.
- **Configuration N°2** : Largeur $Z=100m$. La couche molle est drainée, et d'épaisseur constante sur la largeur du talus. Surcharge $q = 20$ kPa.
- **Configuration N°3** : Largeur $Z=100m$. La couche molle est non drainée, et d'épaisseur variable sur la largeur du talus. Surcharge $q = 50$ kPa.

Les propriétés des couches du sol, utilisées pour l'étude, sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau 4.8 - Tableau récapitulatif, des propriétés des couches du sol, utilisées.

Type de sol	γ_{sat} KN/m ³	γ_{unsat} KN/m ³	ϕ (°)	E KN/m ²	ν	C KN/m ²
Remblai	19	18	35	35000	0.33	1
Sol d'assise	20	17	34	30000	0.34	0,2
Couche molle (Cas N°01)	17.5	17	0	2500	0.35	5-30
Couche molle (Cas N°02)	17.5	17	28	2500	0.35	3
Couche molle (Cas N°03)	17.5	17	0	2500	0.35	25

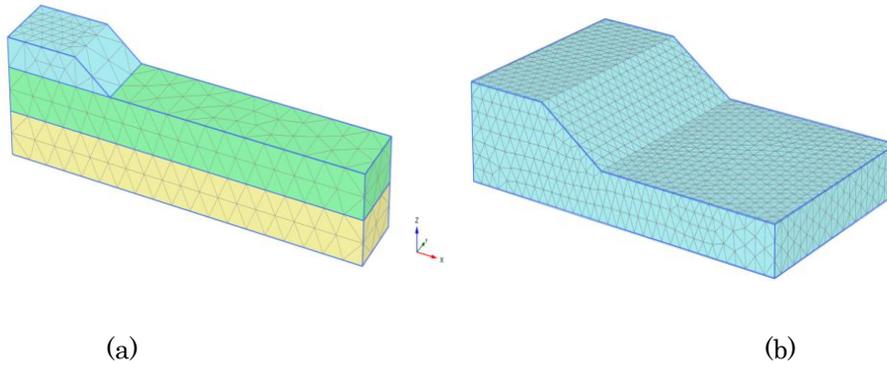


Figure 4.14 Maillage des modèles par Plaxis3D
 (a) Configurations N°01, (b) Configurations N°02 et N°03

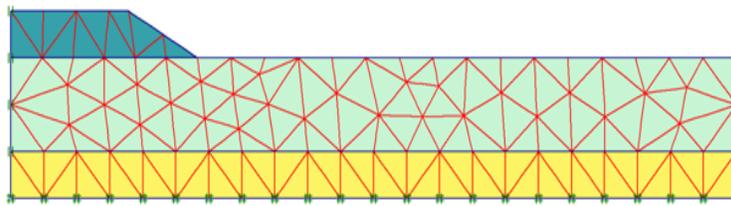


Figure 4.15 Maillage des quatre modèles par Plaxis2D

4.4.1.1 Configuration N°01 :

Pour cette configuration, on considère un talus de petite largeur ($Z=5\text{m}$). La couche molle est supposée non drainée (la nappe d'eau est à 1m de profondeur). Une surcharge, uniformément répartie ($q=20\text{ kN/m}^2$), est appliquée en amont, sur une surface de ($5\text{ m} \times 3\text{ m}$), à une distance de 1m du bord (Figure 4.18). Pour notre étude, on a fait varier la valeur de la cohésion non drainée (C_u), de la couche molle, de 5 à 30 kPa, avec un pas de 5 kPa.

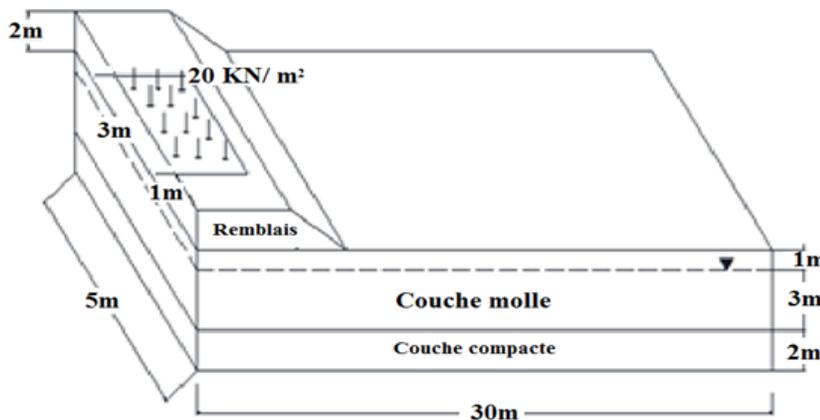


Figure 4.16 Géométrie du modèle, pour la configuration N°01

➤ **Remarques et discussions**

L'analyse de la stabilité, pour cette première configuration, a été effectuée. A chaque fois, on a calculé le facteur de sécurité, correspondant aux différentes approches : MEL par Géo-slope, MEF2D par Plaxis2D, MEF3D par Plaxis3D. On les a comparés et portés sur le tableau suivant :

Tableau 4.9 – Valeurs des facteurs de sécurité, lors de la variation de la cohésion.

C_u (kPa)	F_s		
	MEL* (Géoslope)	MEF2D* (Plaxis2D)	MEF3D* (Plaxis3D)
5	0.83	0.793	0.921
10	1.211	1,519	1.633
15	1.690	1.710	1.768
20	1.754	1.715	1.767
25	1.754	1.715	1.769
30	1.755	1.714	1.769

*MEL = Méthode d'Equilibre Limite. MEF2D = Méthode d'Eléments Finis en 2D. MEF3D = Méthode d'Eléments Finis en 3D.

➤ **Interprétation des résultats :**

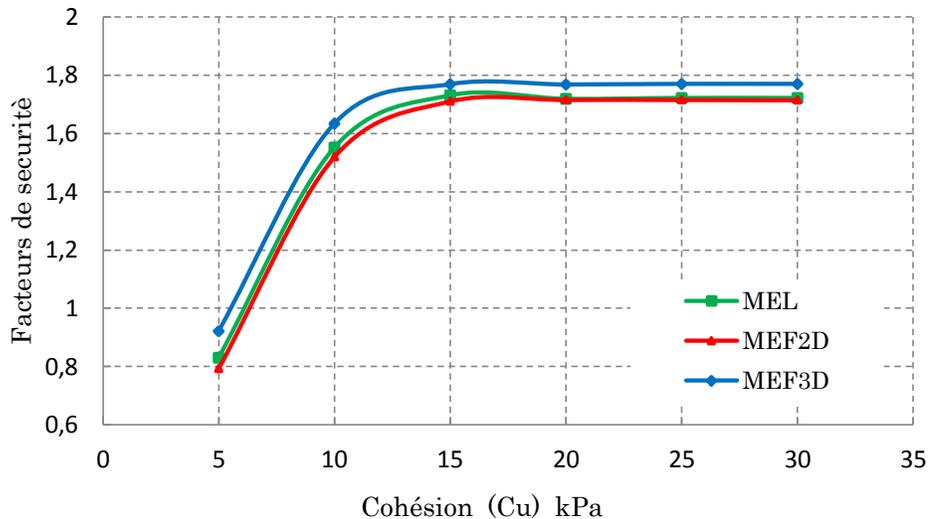


Figure 4.17 Représentation des graphes de la variation de C_u , pour les trois méthodes.

En comparant l'évolution des trois courbes (figure 4.19), lesquelles représentent les valeurs des différents facteurs de sécurité, calculées par les trois programmes, en fonction de la cohésion, on constate ce qui suit :

Pour les trois méthodes utilisées, les valeurs de la cohésion (de la couche molle), lorsqu'elles varient entre 5 et 20 kPa, entraînent une augmentation proportionnelle du facteur de sécurité F_s . Au-dessus de 20 kPa elles se stabilisent, et deviennent insensibles à l'augmentation de la cohésion. Ceci est attendu, puisqu'à partir de ce seuil, la surface de glissement se localise dans la couche de remblai uniquement.

On remarque aussi que, jusqu'à environs 20 kPa, de la valeur de la cohésion, l'écart entre les courbes est appréciable. Au-delà, l'écart se réduit, car les courbes tendent à se rapprocher.

Par ailleurs, on observe que, pour toutes les valeurs de la cohésion (de 5 à 30 kPa), les facteurs de sécurité F_s , de la méthode des éléments finis en 3D, restent constamment supérieurs aux deux autres.

Et enfin, nous observons que l'allure des surfaces de rupture, pour les trois analyses, est d'aspect similaire.

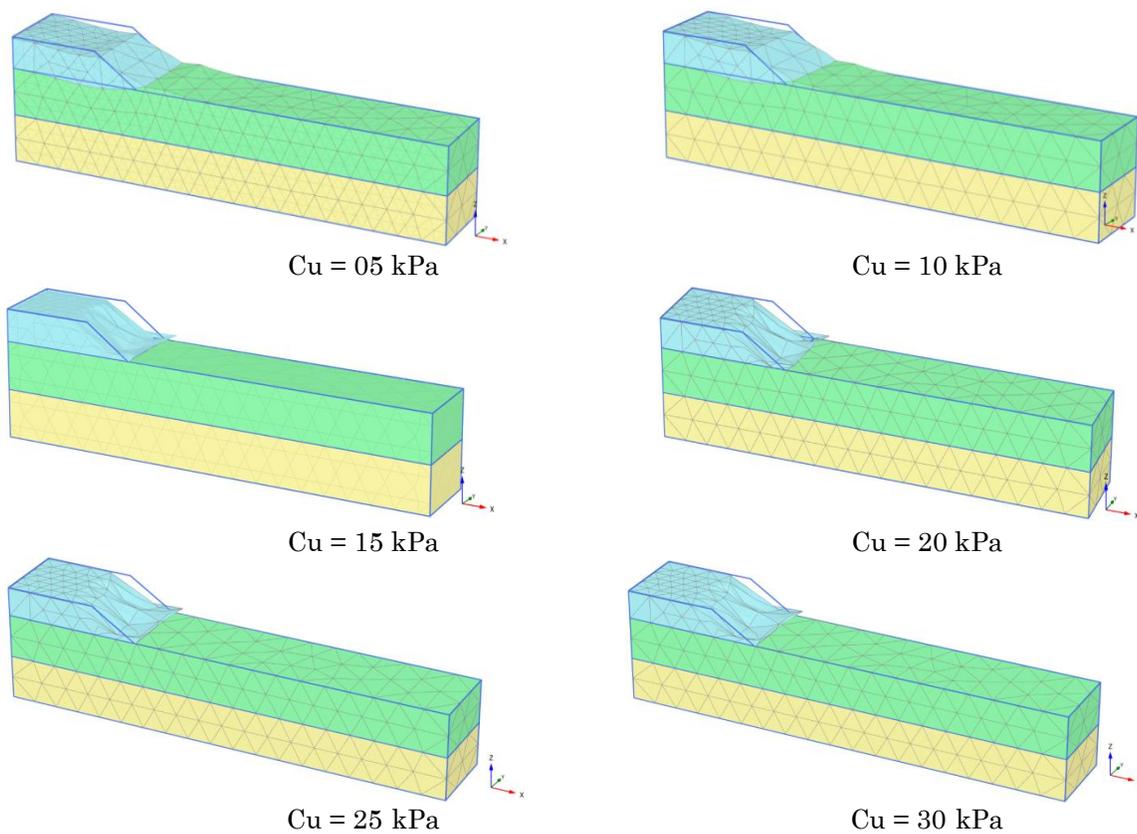


Figure 4.18 Les déformations du modèle d'étude sur Plaxis3D.

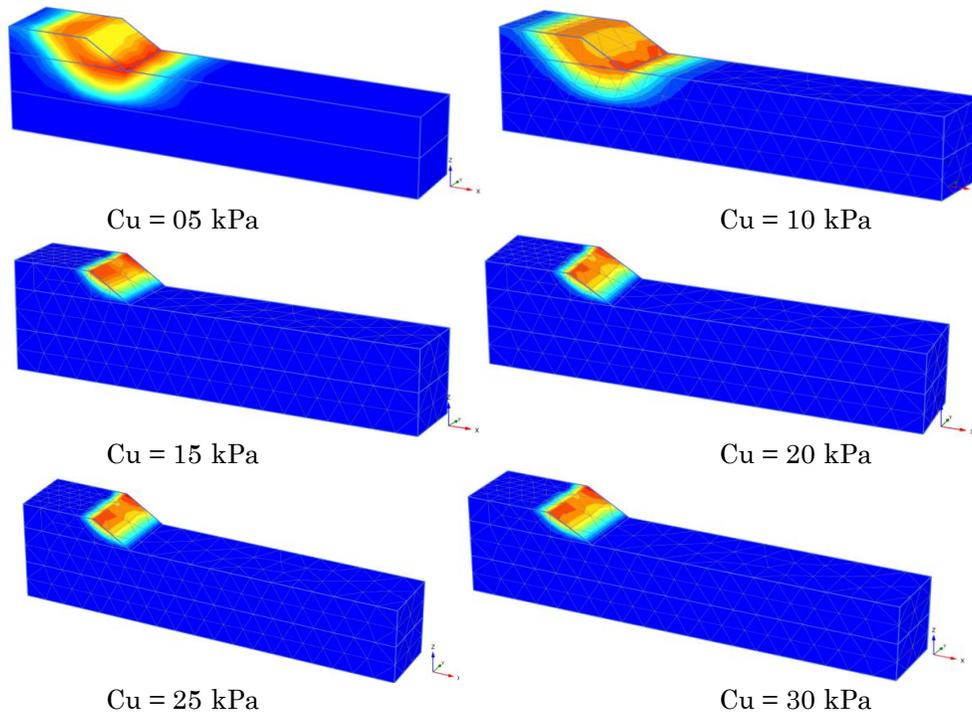


Figure 4.19 Représentation des gradients de déplacements Plaxis3D.

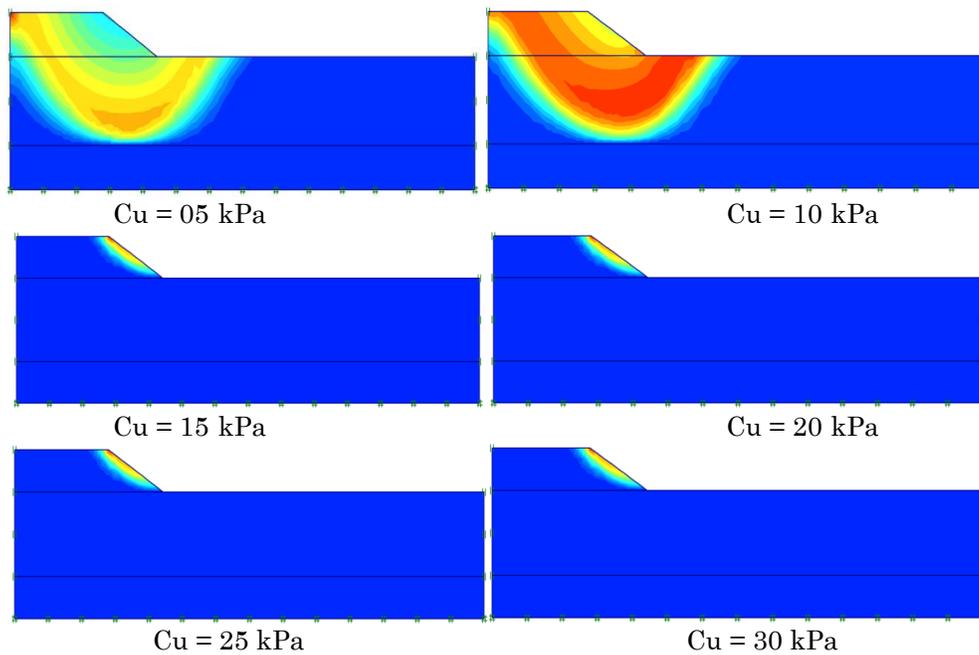


Figure 4.20 Représentation des gradients de déplacements Plaxis2D.

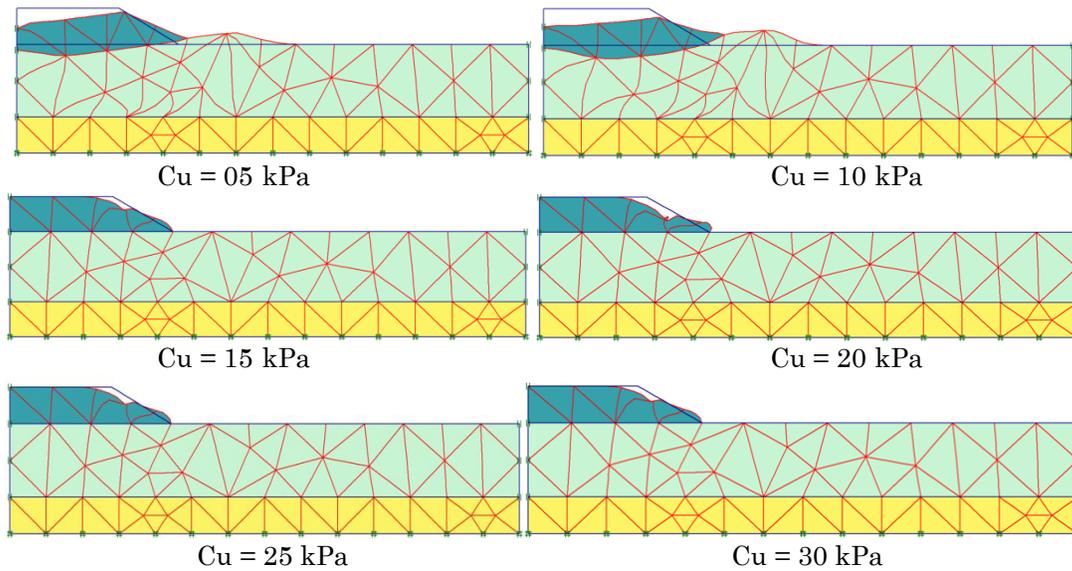


Figure 4.21 Représentation des déformations sur Plaxis2D.

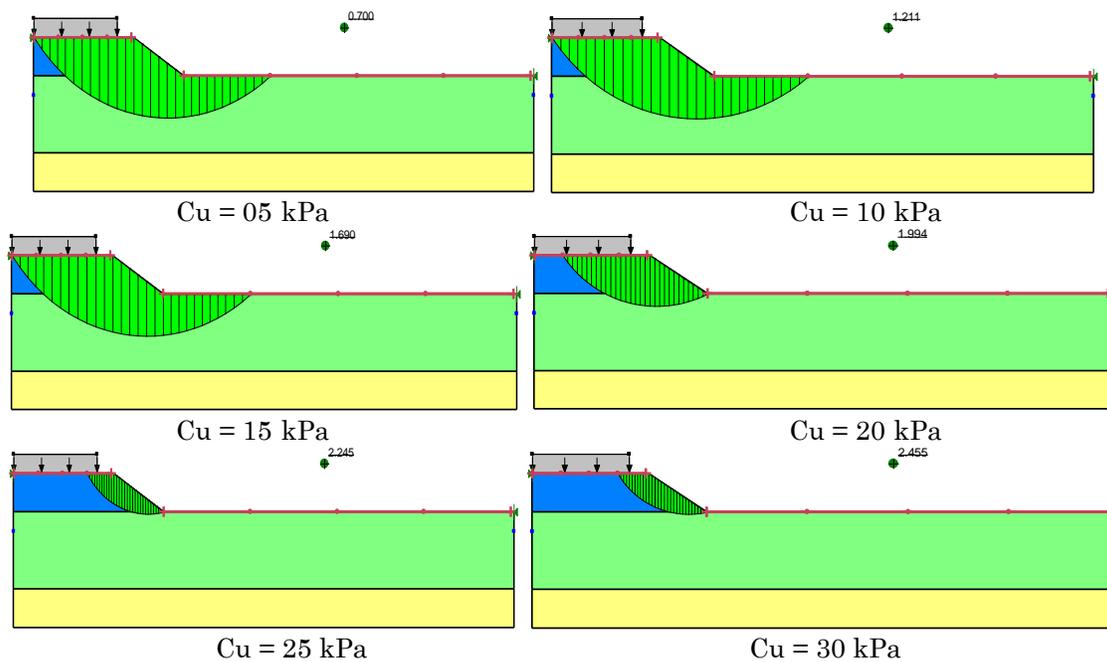


Figure 4.22 Représentation des déformations sur Géo-slope (Méthode de Bishop).

4.4.1.2 Configuration N°02 :

Pour cette configuration, le talus étudié est de grande largeur ($Z= 100\text{m}$). La couche molle, ainsi que le remblai, sont supposés drainés (la nappe d'eau est à 1m de profondeur). Une surcharge répartie ($q= 20 \text{ kN/m}^2$), a été appliquée en amont du talus, sur une longueur de 30 m, et à une distance du bord de $D=1\text{m}$ (Figure 4.18). L , est la distance ente le bord du talus et la surcharge répartie (Figure 4.18).

Dans le but de déterminer l'impact qu'a le positionnement de la surcharge (le long de la largeur du talus), sur le facteur de sécurité, on a fait varier la valeur du rapport L/Z de 0.1 à 0.6, avec un pas de 0.1.

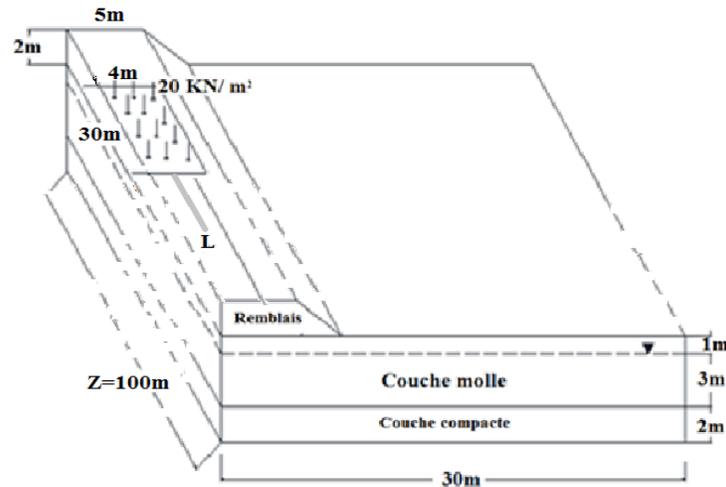


Figure 4.23 Géométrie du modèle de la configuration N°02

➤ Remarques et discussions

L'analyse de la stabilité a été effectuée de la manière suivante : A chaque fois, on a calculé les facteurs de sécurité, correspondant aux différentes approches (MEL par Géoslope, MEF2D par Plaxis2D et MEF3D par Plaxis3D). Les valeurs trouvées sont portées sur le tableau suivant:

Tableau 4.10 – Valeurs des facteurs de sécurité, pour différentes positions de la surcharge.

L/Z	Fs Géo-slope	Fs Plaxis2D	Fs Plaxis3D
0,1	1,765	1,755	1,987
0,2	1,765	1,755	1,989
0,3	1,765	1,755	1,989
0,4	1,765	1,755	1,990
0,5	1,765	1,755	1,954
0,6	1,765	1,755	1,940

➤ Interprétation des résultats :

On constate que les valeurs des facteurs de sécurité, obtenues par les deux méthodes (MEL et MEF2D), sont quasi-identiques, et cela pour toutes les différentes valeurs du rapport L/Z. Cependant, les résultats obtenus par le Plaxis3D, sont légèrement supérieurs aux précédents. Comme pour les deux autres, les valeurs sont quasi-identiques pour toutes les variations du rapport L/Z.

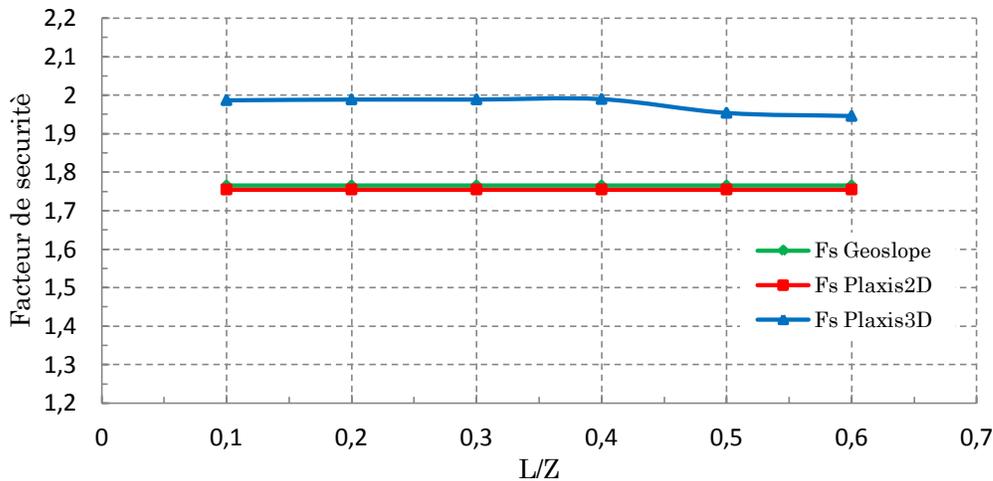


Figure 4.24 Représentation des graphes de la variation de L/Z, pour les trois méthodes

Au terme de ces constatations, il apparaît que les valeurs du facteur de sécurité, obtenues par l'analyse tridimensionnelle, restent insensibles aux variations du rapport L/Z. Cependant, comme la surcharge a été appliquée sur une longueur n'excédant pas 30 m, l'hypothèse de la déformation plane, ne peut être vérifiée sur tout le long du modèle, qui est de 100 m. Donc, pour mieux apprécier la largeur finie de la masse glissée, l'approche en 3D se justifie.

4.4.1.3 Configuration N°03 :

Dans le but de déterminer, la capacité des deux programmes à modéliser, et donner une analyse fiable de la stabilité des talus, sur sol mou et de géométrie variable, on a établi un talus de grande largeur ($Z=100\text{m}$), qui comporte une couche non drainée, d'une épaisseur qui augmente de 2 m à $Z=0$, jusqu'à 4 m à $Z=100$, le long du talus. La nappe d'eau est à 1m de profondeur. Une surcharge, uniformément répartie ($q= 50 \text{ kN/m}^2$), est appliquée en amont, sur une surface de ($30\text{m} \times 4\text{m}$), à une distance de 1m du bord (figure 4.18). Les propriétés du sol sont portées sur le tableau 4.8. On fait varier la longueur L, qui est la distance entre le bord du talus et la surcharge répartie (figure 4.18). Dans le but de déterminer l'impact qu'a le positionnement de la surcharge (le long de la largeur du talus), sur le facteur de sécurité, on a fait varier la valeur du rapport L/Z de 0.1 à 0.9, avec un pas de 0.1.

Etant donné que le modèle complet est de géométrie complexe, vu que l'épaisseur de la couche molle varie constamment en largeur, ceci ne nous permet pas de considérer l'hypothèse de la déformation plane. Donc pour le calcul du facteur de stabilité 2D, on a procédé à plusieurs coupes verticales, espacées de 10 m de longueur; Ensuite, les facteurs de sécurité 2D, ont été comparés au facteur calculé par Plaxis3D.

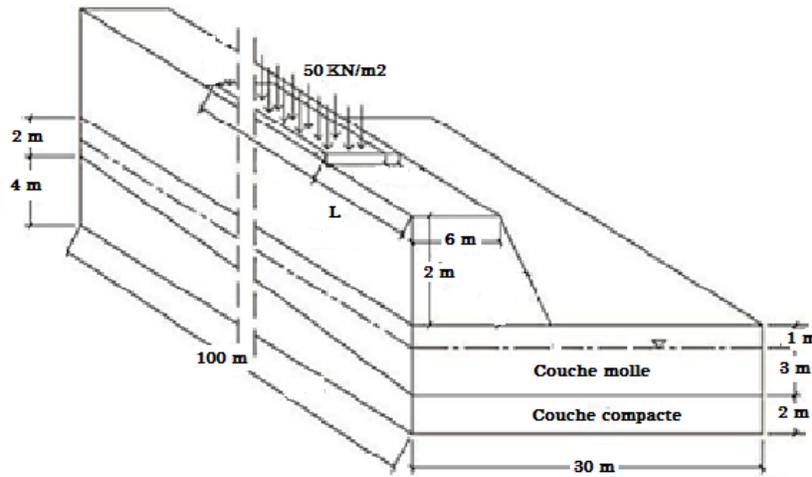


Figure 4.25 Géométrie du modèle de la configuration N°03

➤ Remarques et discussions

Pour toutes les valeurs de L/Z , On a calculé les facteurs de sécurité de neuf coupes verticales, espacées de 10 mètres sur toute la longueur du modèle, par Plaxis2D et Géo-slope ; ainsi que le facteur de sécurité du modèle global par Plaxis3D. Les valeurs trouvées sont portées sur le tableau suivant:

Tableau 4.11 – Valeurs des facteurs de sécurité, pour différentes positions de la surcharge.

L/Z	Fs Géo-slope	Fs Plaxis2D	Fs Plaxis3D
10	1,765	1,771	1,695
20	1,588	1,567	1,695
30	1,638	1,571	1,695
40	1,558	1,461	1,695
50	1,625	1,462	1,695
60	1,607	1,472	1,695
70	1,630	1,460	1,695
80	1,772	1,768	1,695
90	1,780	1,777	1,695

➤ Interprétation des résultats :

En comparant les résultats des trois programmes, on note déjà, que la différence entre les valeurs calculées pour les deux analyses 2D et 3D, peut varier jusqu'à 50%.

Sur toute la largeur du talus, l'écart des valeurs de F_s calculées par Plaxis2D, ne change pas de manière significative, puisqu'il varie de 1,4 à 1,8 seulement. Ce n'est pas le cas pour la méthode d'équilibre limite, où on constate un écart allant jusqu'au double.

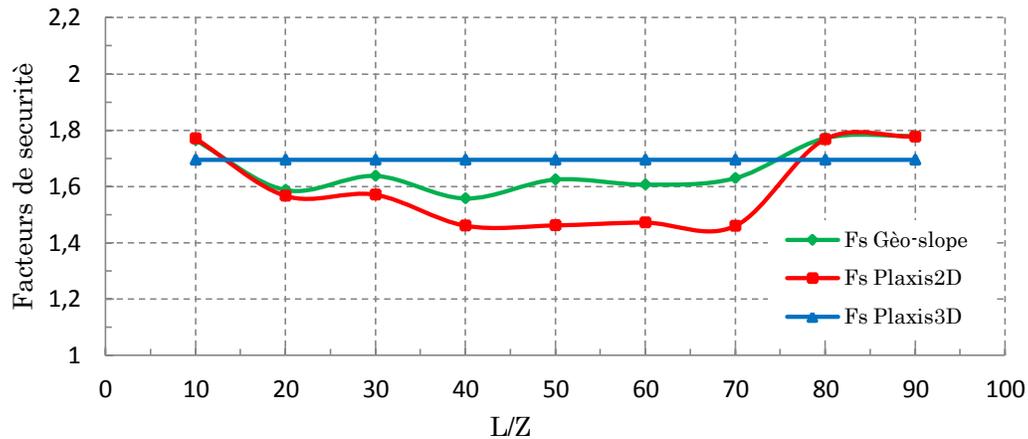


Figure 4.26 Représentation des graphes de la variation de F_s , pour les trois méthodes

Ce cas de figure, nous pousse à nous interroger sur le choix de l'approche que nous allons privilégier, pour établir le facteur de sécurité 2D global, qui sera comparé à celui issu du Plaxis3D :

- Soit en considère un facteur de stabilité moyen, que l'on supposera comme le facteur de sécurité global.
- Soit en comparant le facteur de sécurité de chaque profil, sachant que les paramètres géométriques et géotechniques, pour chacune d'elles, sont différents ; ce qui nous fera dans ce cas, un facteur de sécurité pour chaque dix mètres, soit au total dix valeurs de F_s à comparer !
- Au vu de ces résultats, un couplage des deux méthodes serait à étudier, car, la procédure serait de commencer avec une modélisation 3D, afin de repérer les zones les plus faibles (déplacements potentiellement importants), ensuite, concevoir des profils au niveau de ces zones, afin d'étudier la stabilité locale en 2D. Ceci nous permettra de réduire le nombre de profils et d'avoir un facteur de sécurité localisé.

4.5 Conclusion

Ce chapitre, a fait l'objet d'une étude de l'impact qu'ont certains paramètres sur les mécanismes de ruptures des pentes, puis une analyse concernant leur facteurs de sécurité F_s ; ceci lors de l'utilisation des modèles bi ou tridimensionnels. Cette conclusion a été partagée en trois parties :

1. L'effet de la géométrie, et des paramètres géotechnique :

- Concernant la variation de la largeur : on a remarqué que pour des valeurs très petites, l'effet 3D, ne peut pas être négligé ; il découle que les résultats calculés à base d'un modèle 2D, sont insuffisant pour le calcul de la stabilité des pentes. Cependant lorsque les valeurs de la largeur augmentent, le coefficient de sécurité obtenu à partir du modèle 3D, tend à être identique à celui calculé à partir du modèle 2D.

- Pour ce qui est de l'inclinaison de la pente, nous avons remarqué que, tous les facteurs de sécurité calculés diminuent quand l'inclinaison des pentes augmente. Les facteurs de sécurité calculés par le modèle 3D, restent plus élevés que ceux du modèle 2D (déformation plan).

- L'effet de variation de la cohésion sur les résultats obtenus, nous montre que les valeurs des coefficients de sécurité, calculées à base du modèle 3D, sont constamment supérieures à celles du modèle 2D. Nous avons remarqué aussi que, la différence relative entre les deux courbes 3D et 2D, reste constante avec l'augmentation de la cohésion.

- Les valeurs des deux facteurs, F_{s2D} et F_{s3D} , augmentent avec l'augmentation de l'angle de frottement. Toutefois, la différence relative entre les deux modèles ne change pas, quand l'angle de frottement augmente.

2. L'Effet des contraintes le long des flancs :

Lors de notre étude, on a constaté l'importance de la variation de l'épaisseur de la couche de base du modèle. On a remarqué en premier, que l'augmentation de cette épaisseur, réduit le coefficient de sécurité des deux modèles 2D et 3D.

Ensuite, on les comparant, on a constaté que leur rapport été constamment supérieur à 1, donc $F_{s3D} > F_{s2D}$: Car, la méthode de réduction des paramètres mécaniques (C et ϕ), utilisée par Plaxis, opère au niveau de chaque nœud de tous les éléments, y compris ceux des parois latérales, qui ont pour déplacement nul ($u_y = u_z = 0$).

On constate que la considération ou non des contraintes latérales au niveau des flancs lors des analyses en 3d, influe considérablement sur le facteur de sécurité est l'un des points de base d'une étude en 3D.

3. Le cas d'un talus sur sol mou.

Pour ce cas, trois différentes configurations de talus ont été établies : pour chacune d'elles on a fait varier le paramètre d'étude et on a calculé le facteur de sécurité, puis on a tiré les conclusions suivantes:

- Les surfaces de rupture dans l'analyse 3D, sont susceptibles d'être moins profondes que dans le modèle 2D correspondant.

- Pour les remblais fondés sur des dépôts d'argiles (sols mous), les surfaces de rupture, représentées par le code de calcul Plaxis3D, sont mieux représentées et plus réalistes, comparées à celles en 2D.

- La variation de l'épaisseur de la couche molle, nous donne un seul F_s . Cependant, pour le calcul en 2D, un choix pour la localisation du profil d'étude doit se faire. Parfois les résultats d'essais sont tellement dispersés qu'on ne peut juger de son emplacement, d'où la proposition d'utiliser les deux méthodes conjointement.

Chapitre 5

Etude de cas :

Glissement de Bouhlou à Sidi Aich

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter les résultats d'une étude de stabilité, portant sur un cas de glissement localisé à la cité Bouhlou (Sidi Aich), dans la vallée de la Soummam, wilaya de Bejaia. Ce glissement a provoqué d'importantes instabilités, causant des dégâts à des bâtis construites en amont, et l'affaissement de la route le traversant. On a procédé, en premier lieu, à la recherche des causes probables qui ont conduit à son déclanchement, ou sa probable réactivation; et cela grâce à la caractérisation du site par une investigation géologique et géotechnique. Ensuite, une étude de stabilité a été effectuée en deux et trois dimensions, grâce aux logiciels suivants : Le Gèò-slope, le Plaxis2D et le Plaxis3D. Les résultats obtenus, nous ont permit, en pratique, d'appliquer un confortement adéquat au glissement, pour palier à son éventuelle réactivation, et en théorie de déduire quelques différences sur les deux approches bi et tridimensionnelle.

5.2 Présentation du site d'étude

La vallée de la Soummam, qui longe presque toute la wilaya de Bejaia, se caractérise par une plaine alluviale, que sépare en deux l'Oued portant son nom. Notre site d'étude (figure 2), se situe à la cité Bouhlou (Sidi Aïch), à environ 40 km au Sud de la ville de Bejaia, sur la rive Nord de la vallée, et en aval du col de l'Akfadou [51].

5.2.1 Contexte géographique

Il peut être déterminé par les coordonnées géographiques suivantes : 36°36'48.00"N et 4°41'44.27"E. Cette zone d'étude, fortement urbanisée, a subi, lors de l'hiver 2012-2013, un mouvement de terrain important. Celui-ci a affecté notablement la chaussée, et quelques bâtisses alentours. La zone d'étude est caractérisée par une morphologie accidentée. Sa pente est inclinée vers le Sud-Est, pour atteindre les 20% par endroit, ce qui révèle un talus favorable au glissement.



Figure 5.1 Photographie aérienne du versant instable du site Bouhlou (Sidi Aïch)



Figure 5.2 Vues globale du terrain de glissement de Bouhlou (Sidi Aïch)

5.2.2 Contexte géologique régional

Le bassin versant de la Soummam est formé par des dépôts alluvionnaires, anciens et récents, sur tout le long de l'Oued. Un substrat siliceux règne sur le versant exposé au Nord (le massif de l'Akfadou et du Djurdjura), tandis qu'un substrat calcaire domine la majeure partie du versant exposé au Sud (le Gouraya et la chaîne des Babors) ; avec, en plus une zone marno-argileuse qui s'étend d'El Kseur à Sidi Aich.

La zone de Sidi Aich, fait partie du domaine tellien, d'où se développent de grandes unités charriées d'allochtones et de parautochtones. La région est caractérisée par un relief accidenté, dont la morphologie s'explique par sa structuration en anticlinaux, faite de calcaires jurassiques épais. Elle est d'orientation suivante : Est à Nord-Est et Ouest à Sud-Ouest, chevauchant les syndicaux, constitués de marnes et de calcaires marneux crétacés. Les plans de chevauchement vers le Sud, Sud-est, sont injectés d'argiles gypseuses du Trias.

On remarque bien, le long de la route nationale qui relie Bejaia à Sidi-Aich, que le Trias s'observe sous deux formes :

- L'une, jalonnant des accidents en paquets gypseux, englobant des éléments anguleux de dolomies et de roches vertes (ophites).
- L'autre, re-sédimentée dans les argiles noires de l'époque Pliocène, sous forme d'Olistolites (plus ou moins circulaires), d'argiles et de grès rouges.

Ces accidents tectoniques sont souvent masqués par de vastes nappes d'éboulis quaternaires, qui s'étendent au pied des parois calcaires. Ils dominent les fonds des bassins, par des dénivelées de 1.000 à 1.500 m. Les calcaires sont très fracturés en diaclases et s'éboulent facilement. Les oueds entaillent profondément les bassins, et sapent les bas de versant, en raison de leur forte charge en alluvions [15].

Une coupe géologique, de la région Sidi Aich, orientée du Nord-ouest vers le Sud-est, a été faite au 1/50.000^{ème}. Elle nous permet de visualiser l'évolution de la séquence stratigraphique, depuis la vallée de la Soummam, jusqu'aux sommets de l'Akfadou, selon le schéma suivant :

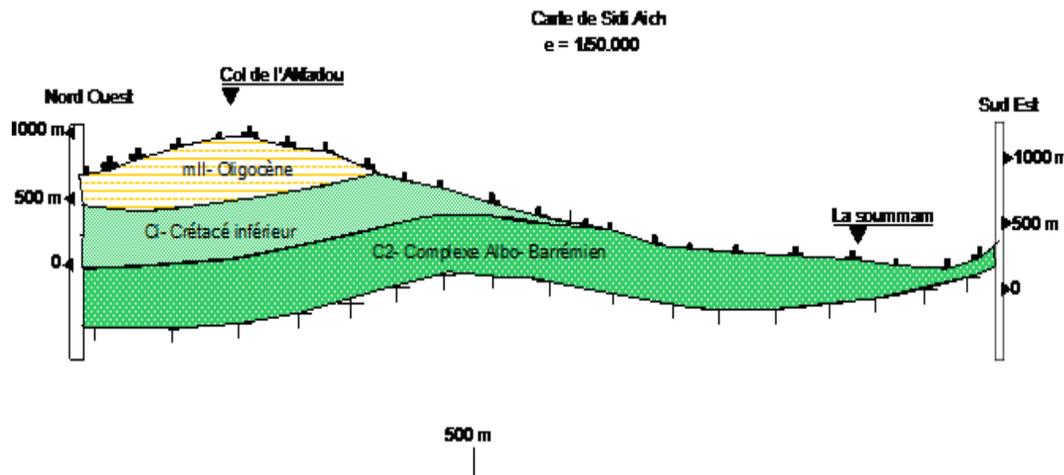


Figure 5.3 Coupe géologique (Soummam – Col d'Akfadou)

Au niveau de la plaine de la Soummam, on rencontre les formations suivantes :

- ✚ Des alluvions récentes, sur le lit des oueds.

- ✚ Des alluvions anciennes :

- Niveau inférieur : Ce sont les basses terrasses, formées de limons de sables, et de cailloutis.
- Niveau moyen : Ce sont des terrasses, à environ 10 m au-dessus du cours de la Soummam, caractérisées par des limons et cailloutis.
- Niveau supérieur : Des terrasses à environ 40m au-dessus du cours de la Soummam, formées de sables et cailloutis.

- ✚ Cônes de déjections anciennes : Largement développés en piedmont. Les éléments, peu roulés, sont mélangés à des limons jaunes et rouges. Ces formations sont caractérisées par l'absence de stratification nette.

- ✚ Le Burdigalien : Marnes grises, dans lesquelles sont inter-stratifié, des grès et des conglomérats.

- ✚ L'Oligocène : Deuxième période de l'ère tertiaire s'étendant sur une durée de vingt millions d'années entre l'éocène et le miocène.

- ✚ Le Crétacé inférieur : Localisé au Nord de la Soummam. Il est caractérisé par un faciès flysch très uniforme, ayant une épaisseur de l'ordre de 400m ; et d'une lithologie, formée par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec des intercalations de grès siliceux.

✚ Les formations du cénoomanien cartées sont représentées par l'alternance de marnes et de calcaires. Les marnes, d'une couleur parfois verdâtre sombre, sont compactes et ont une structure pélitomorphe. Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

5.2.3 Contexte géologique local

D'après les deux sondages effectués sur site, le terrain se présente comme un sol hétérogène, alluvionnaire, et non saturé. Il est constitué en surface, essentiellement de limons, de sables et de graviers en conglomérats; et en profondeur de marnes grises schisteuses.

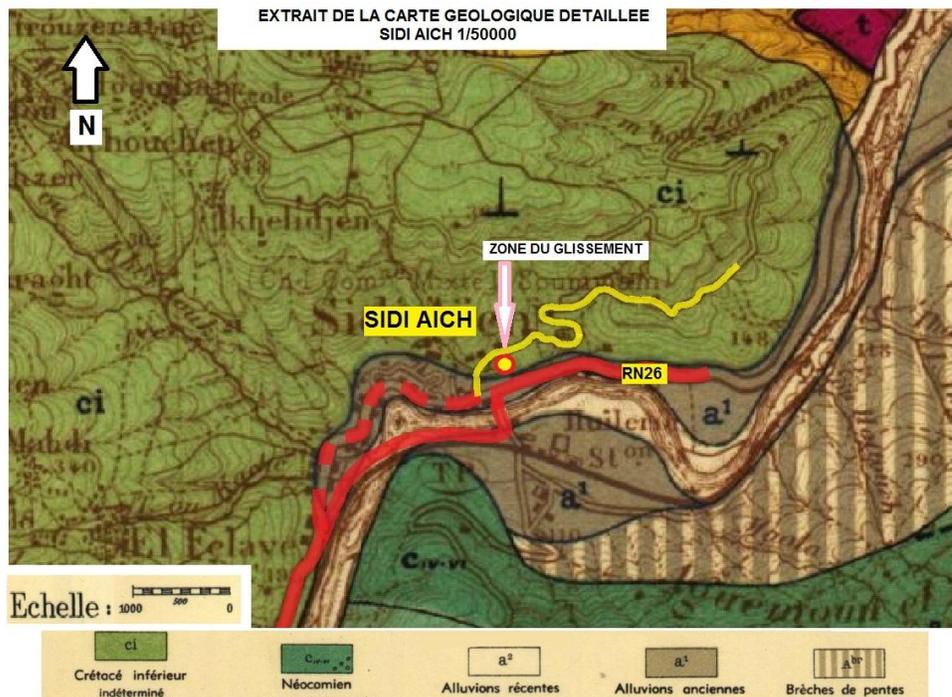


Figure 5.4 Extrait de la carte géologique de l'Algérie région de Sidi Aich, Bejaia, A l'échelle 1/50.000^e établie entre 1946 et 1948.

5.3 Sismicité de la région de Bejaia

Les analyses basées sur les modèles numériques de terrain, ont permis d'observer et d'étudier des indices d'une activité tectonique récente, le long de la rupture de pente, entre les reliefs du massif Kabyle et l'étroite vallée de l'oued Sahel-Soummam. Sur la rive gauche de cette vallée, des escarpements de pente, d'origine tectonique, sont observés dans le glaciais quaternaire, et suggèrent que ces déformations sont associées à des séismes de forte magnitude.

Sur la base d'un catalogue publié par le docteur D. Benouar (Département Génie Civil, USTHB Alger. Edité par le CTC centre), nous avons pu recenser les séismes importants enregistrés au cours de la période 1900-1990, auxquels nous avons ajouté ceux de la période récente.

- Séisme du 13/01/1901 (M = 9.0).
- Séisme du 12/02/1950 (M = 5.6).
- Séisme du 29/11/2012 (M = 5.1).
- Séisme du 19/05/2013 (M = 5.5).

D'après la nouvelle classification du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique, faite en 2003, la région de Bejaia est classée dans la zone IIa, de sismicité moyenne.

5.4 Etude hydrologique

Le climat de la région de Sidi Aich se caractérise par de fortes précipitations (l'une des zones les plus pluvieuses d'Algérie). Un taux d'humidité élevé en hiver et un été chaud et sec. Selon la carte pluviométrique, établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), les précipitations moyennes annuelles varient entre 800 et 1 500 mm par an. La moyenne, des températures minimales quotidiennes, du mois le plus froid, varie entre $-2,2^{\circ}\text{C}$ et $+1,5^{\circ}\text{C}$. Celle des températures maximales quotidiennes du mois le plus chaud, se situe entre $+25,8^{\circ}\text{C}$ et $+29,1^{\circ}\text{C}$.

Selon le système d'Emberger, la partie méridionale de la région d'étude, se situe dans l'étage bioclimatique : Humide, frais à froid entre 1000 et 1400 m d'altitude, et humide et froid entre 1400 et 2000 m [53].

5.4.1. La température

Elle est un élément majeur dans les phénomènes de condensation et d'évaporation de l'eau. Elle constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement. Dans le bassin versant considéré, nous possédons des relevés de températures recueillies auprès de l'Office National de la Météorologie, durant la période 1967/1997.

Tableau 5.1 : Répartition des températures mensuelles, station de Bejaia.

T (C°)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
Moy/ mois	10.3	12.0	13.8	14.4	17.7	21.5	24.1	25.2	24.7	20.3	15.8	11.9

Suite à l'observation des histogrammes, on constate que la température moyenne annuelle est de 17.7°C . Les mois les plus chauds sont Juillet, Août, Septembre, les mois les plus froids sont Décembre, Janvier et Février. On souligne un écart important (13°C) entre les températures moyennes des mois les plus chauds et les plus froids.

5.4.2 La pluviométrie

Les données pluviométriques de la région de Sidi Aich, sont récapitulées sur le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Evolution des précipitations mensuelles de Bejaia (année 2011).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
Précipitations mensuelles en (mm)	81.8	82.0	53.1	48.1	34.2	10.1	4.5	10.9	15.8	38.8	65.3	70.3

Le tableau 5.2 montre l'existence de deux périodes climatiques au cours du cycle annuel : Une première période pluvieuse, allant de novembre à mars, avec un maximum de 81.8mm (janvier). Une seconde période sèche, allant d'avril à octobre, avec un minimum de précipitation en juillet et août.

5.5 Reconnaissances géotechniques

Afin de définir les caractéristiques du terrain, il a été procédé à une campagne d'investigation, comprenant des essais In-Situ (figure 5.6), et au laboratoire[53].

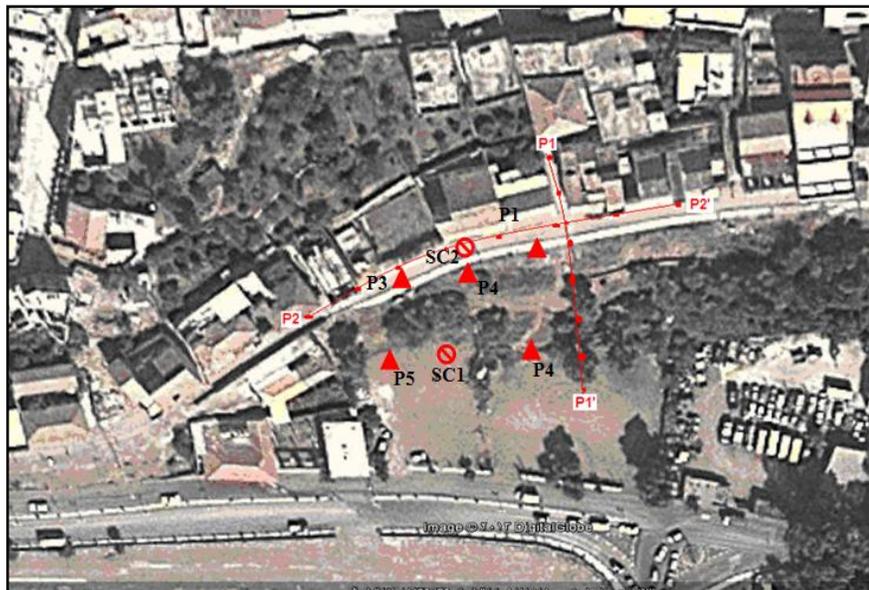


Figure 5.5 Implantations des essais IN-SITU

- PE : Profil électriques
- ▲ PDL : Pénétrömètre Dynamique Lourd.
- ⊗ SC : Sondage Carotté .

5.5.1 Caractéristiques géotechniques des formations

Afin de déterminer et apprécier, les différentes couches lithologiques du terrain étudié, deux sondages carottés ont été effectués. L'un en amont et l'autre en aval (figure 5.6).



Figure 5.6 Equipe In Situ, au glissement de Bouhlou, Sidi Aich

Une description visuelle des échantillons prélevés, nous a permis d'établir la coupe lithologique suivante :



Caisses du SC N°01



Caisses du SC N°02

Figure 5.7 Caisses des échantillons des sondages réalisés.

Tableau 5.3 : Récapitulatif de la lithologie des deux sondages

N° du Sondage	Profondeur (m)	Description lithologique
N° 01	00.00 – 00.80	• Couche de tout-venant, compactée.
	00.80 – 05.00	• Colluvions, formés de limons, de graviers et de cailloutis, de diamètre décimétrique à centimétrique, enrobés dans une matrice marneuse.
	05.00 – 06.50	• Marne schisteuse, friable, altérée, grisâtre, avec des fissures remplies de calcaire.
	06.50 – 12.00	• Marne calcaire, compacte de couleur grisâtre.
N° 02	00.00 – 00.20	• Couche de bitume.
	00.20 – 01.00	• Couche de forme (0/40).
	01.00 – 04.50	• Limons graveleux, avec présence de cailloutis, de diamètre décimétrique à centimétrique, enrobés dans une matrice marneuse.
	04.50 – 08.00	• Marne schisteuse, friable, altérée avec présence de zones marno-calcaires.
	08.00 – 12.00	• Marne calcaire, compacte de couleur grisâtre.

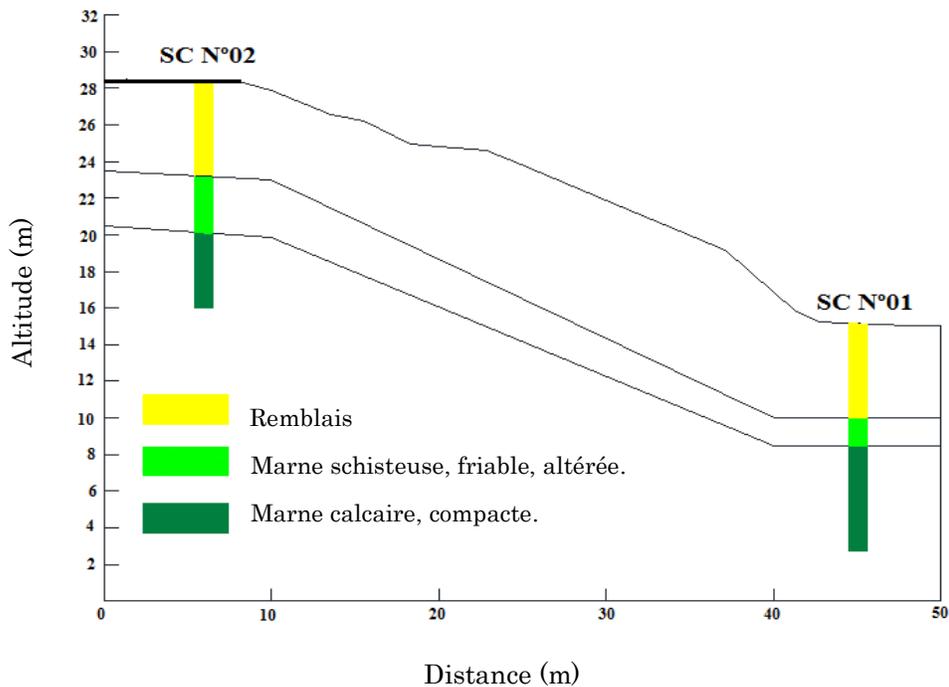


Figure 5.8 Logs lithologiques en 2D, du site de Bouhlou à Sidi Aich

5.5.2. Campagnes d'essais au laboratoire

Les résultats des essais d'identification, que nous présentons ci-après, ont été effectués à partir d'échantillons, récupérés des deux sondages carottés, de 12 mètres de profondeur chacun (figure 5.4). Ces essais ont porté sur la granulométrie, la sédimentométrie, la plasticité (limites d'Atterberg), l'essai de cisaillement rectiligne (à la boîte de Casagrande) et enfin, l'essai de compressibilité à l'œdomètre. Les principaux résultats sont présentés sur les tableaux suivants [53]:

Tableau 5.4 : Récapitulatif des résultats granulométriques et Sédimentométriques

N°	Profondeurs (m)	> 5mm	> 2mm	> 0.08mm	20 µm	2 µm
SC 1	2,50 – 3,00	96	84	22	-	-
	5,50 – 6,00	60	44	12	-	-
	8,60 – 9,10	82	72	43	24	16
SC 2	2,50 – 3,00	64	32	4	-	-
	8,50 – 9,00	80	74	62	34	16

Les courbes granulométriques, montrent une granulométrie caractéristique d'un sol très hétérogène : Sableux et graveleux en surface, limoneux et argileux en profondeur.

Tableau 5.5 : Récapitulatif des résultats des limites de plasticités et de densités

N°	Profondeurs (m)	W _L %	W _P %	I _p %	γ _d (t/m ³)	γ _h (t/m ³)	Sr %
SC 01	8,60 – 9,10	42,37	22,00	20,37	1,94	2,18	> 95
SC 02	8,50 – 9,00	45,40	23,67	21,73	1,78	2,12	> 95

La fraction fine des échantillons de sol, soumise au test de plasticité (au moyen de l'essai aux limites d'Atterberg), a révélé, selon le diagramme de Casagrande, une marne en profondeur limoneuse, peu plastique et saturée. Les échantillons testés, montrent que le sol est de densité moyenne, qui augmente au fur et à mesure de la profondeur.

Tableau 5.6 : Récapitulatif des résultats au cisaillement et à l'œdomètre

N°	Profondeurs (m)	C (bar)	φ (°)	P _c (bar)	C _c (%)	C _g (%)
SC 01	8,60 – 9,10	1,23	27,9	1,26	18,02	2,75
SC 02	8,50 – 9,00	0,53	16,2	1,70	15,67	3,42

L'essai de cisaillement rectiligne, de type non-consolidé, non-drainé (UU), effectué au laboratoire sur les deux échantillons de marne, nous révèle de faibles caractéristiques mécaniques, du fait que le sol en place a déjà subi un remaniement antérieur. Les résultats de l'essai de compressibilité, montrent que l'échantillon testé est normalement consolidé et peu gonflant.

Des analyses chimiques, effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, indiquent une faible agressivité par les sulfates et les matières organiques ; cependant, un taux élevé de carbonates, nous indique un sol à caractère marneux.

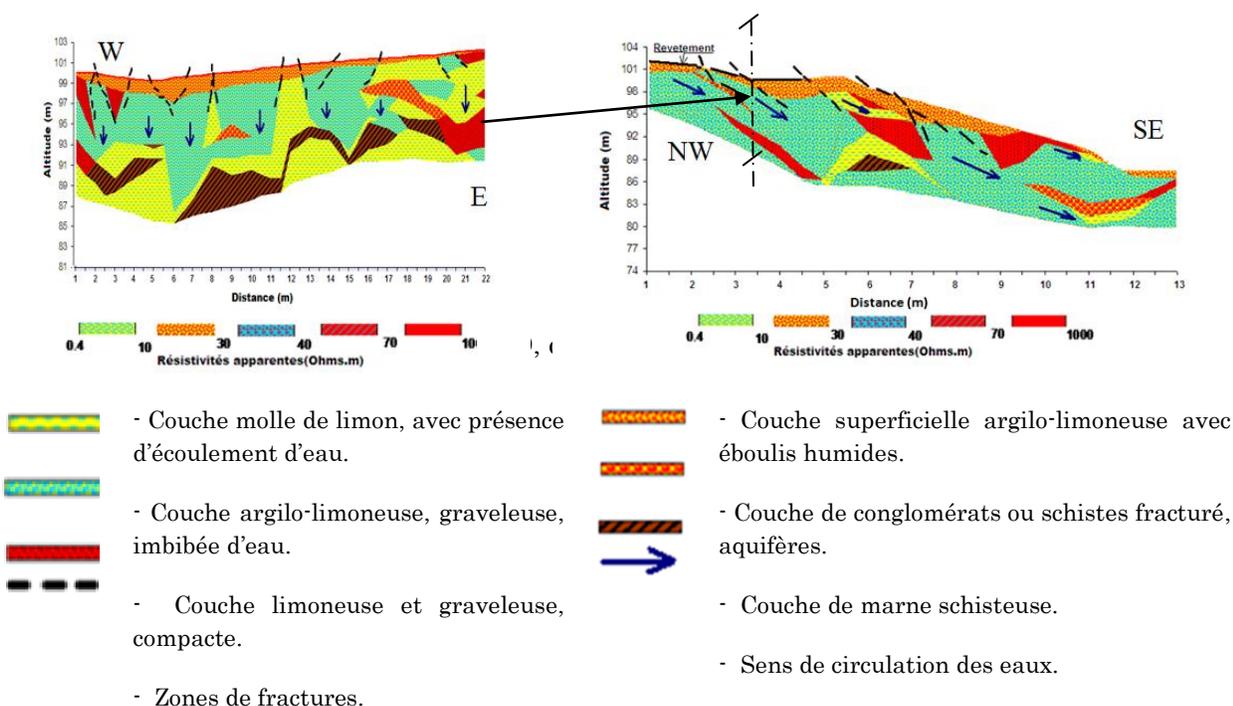
Tableau 5.7 : Récapitulatif des caractéristiques chimiques du sol, en %.

N°	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ²⁻	Carbonates CaCO ₃	Matières organiques
SC 01	2,50 – 3,00	Traces	34,50	1,67

5.5.3 Campagne d'essais In-Situ :

5.5.3.1 Caractérisation géophysique du site

Dans le but de mieux appréhender la nature, l'épaisseur et la géométrie des formations, au niveau de la zone glissée, une campagne de mesures géophysiques a été réalisée. Elle comprend deux profils électriques, positionnés en croix, ayant leur croisement au centre du glissement (figure 5.9) [51].



L'investigation par la méthode électrique, à l'aide d'un dispositif Wenner-Schlumberger, a permis de confirmer : d'une part la présence de fractures et de cavités pleines d'eau, et d'autre part un changement des caractéristiques mécaniques des masses existantes, sous l'action du transport des eaux.

L'information donnée par la figure (5.9), de la coupe de résistivité électrique, perpendiculaire au sens du mouvement des terres, nous montre que ce sol a une nature lithologique hétérogène.

Par ailleurs, on note que les mesures géophysiques du profil électrique, lequel est positionné perpendiculairement au sens du glissement (figure 5.9 b), confirme que dans ce sens, le sous-sol a une morphologie lithologique irrégulière. En effet, sur toute la largeur du glissement, les différentes couches, et notamment alluviales, sont d'une part discontinues, et d'autre part d'épaisseur variables ; ce constat nous interpelle sur les probables possibilités d'erreurs, lors du choix du profil, pour le calcul du facteur de sécurité, et la détermination de la position de la surface de rupture. Pour diminuer le risque d'erreurs, et mieux représenter ce phénomène, l'approche tridimensionnelle et dans ce cas intéressante.

5.5.3.2 L'essai au Pénétrromètre Dynamique Lourd

L'analyse des pénétrogrammes, présentés en annexes, montre une allure différente pour chacun des cinq essais réalisés. Les résistances sont faibles sur les premiers mètres, et correspondent au remblai de nature argileuse. Au-delà de 5 m et jusqu'à 7.00 m de profondeur, les résistances varient considérablement : Il s'agit de la couche alluvionnaire enrobée dans une matrice marneuse. Les résistances augmentent à partir de 7.20m et atteignent une résistance au refus très élevée.

5.6 Analyse du glissement

Les observations effectuées sur le terrain, et les résultats de l'investigation géotechnique, permettent de constater qu'il s'agit d'un glissement peu profond, qui se situe dans la couche supérieure de dépôts de bas de pente. Lors de la construction de la route, les matériaux en excès (remblais) étaient déposés vers l'aval. Ces matériaux non stabilisés, non protégés en surface, sont très sensibles à l'érosion, et aux écoulements souterrains. Les instabilités visibles le long de la section en glissement, caractérisés principalement par : Un affaissement de la chaussée, des arbres inclinés, de multiples fissures au niveau du cadre bâtis...etc, sont causées par plusieurs facteurs. Parmi ces derniers on cite:

- Le drainage : Les infiltrations d'eaux sur les versants, passent dans les remblais et entraînent sa désorganisation, avec lessivage des matériaux fins et chute de leurs caractéristiques intrinsèques. Les ouvrages de drainage existants sont insuffisants.

- Les dégâts sur le corps de la chaussée (fissures ouvertes, affaissements). Ils peuvent être liés au fluage de la couche sous remblai.

- Le terrassement effectué en aval : c'est l'un des facteurs, qui a contribué au mouvement de la couche supérieure ; car une suppression de la buté, engendre automatiquement un déséquilibre probable des forces agissant sur le talus.

5.6.1 Illustration par des photos du glissement étudié



Figures 5.10 Sens du glissement, déplacement latéral et affaissement de la chaussée



Figures 5.11 Contour du glissement et décrochement profond de la chaussée



Figures 5.12 Torsion de la longrine et renversement du mur de soutènement dû à la poussée du terrain

5.6.2 Illustration de quelques éléments du glissement



Figures 5.13 Escarpement d'environ un mètre



Figures 5.14 Fissures de traction ou de régression



Figures 5.15 Terrassement en aval et Inclinaison des arbres

5.6.3 Suivi de l'évolution du glissement

La visite des maisons, et l'observation des ouvrages affectés par les instabilités du sol, constituent une approche importante dans l'étude du glissement. Lors de mes multiples visites du site, j'ai fait quelques photos représentatives de l'avancement du glissement, qui semble évoluer chaque période hivernale.



Figures 5.16 Evolution de dégradations observées sur la bâtisse en amont



Figures 5.17 Evolution des dégradations observées sur la chaussée

5.6.4 Principales constatations relevées sur la zone dégradée

- On observe une rupture rotationnelle, de forme sensiblement circulaire, avec un escarpement d'un mètre environ.

- Des fissures de traction très ouvertes sur la chaussée, attestent d'un mouvement continu du remblai sous-jacent.
- La tête du glissement, marquée par un escarpement très net, est située à la limite de la bâtisse en amont.
- Tout le long du talus en aval, des escarpements ainsi que des bourrelets de masse de terrain, plus ou moins importantes, sont visibles.
- On note aussi un écoulement d'eau à travers les barbacanes du mur de soutènement en aval du glissement, qui atteste la présence d'une nappe souterraine ; qui a été confirmée lors de la réalisation des sondages carottés et des essais au pénétromètre dynamique, à une profondeur variant entre 2 et 3m [51].

5.6.5 Principales causes du déclenchement du glissement

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est la combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui provoquent l'instabilité. Dans le cas étudié, deux types de facteurs interagissent: Des facteurs actifs et des facteurs passifs.

a. Facteurs Actifs

Il nous semble, à la lumière de nos investigations, que les facteurs actifs, qui influent sur la cinématique de ce mouvement, donc son déclenchement, ainsi que sa probable réactivation, se résument principalement [53]:

- D'une part par l'action climatique : après constat et selon plusieurs témoins, il semble que le mouvement du talus s'est déclenché après de fortes précipitations pendant l'hiver 2012-2013, auxquelles s'ajoutent de mauvaises conditions de drainage des eaux. De la sorte, le sol se sature et perd ses caractéristiques intrinsèques.

- D'autre part, par le facteur anthropique : malgré les risques d'instabilités des terrains dans cette région, des travaux de construction, en amont du site, continuent à proliférer. Ces derniers, modifient considérablement le relief, surchargent la zone et obstruent les chemins des écoulements naturels. Ajoutons à cela, l'influence des surcharges et vibrations induites par les passages répétés des véhicules sur la chaussée détériorée.

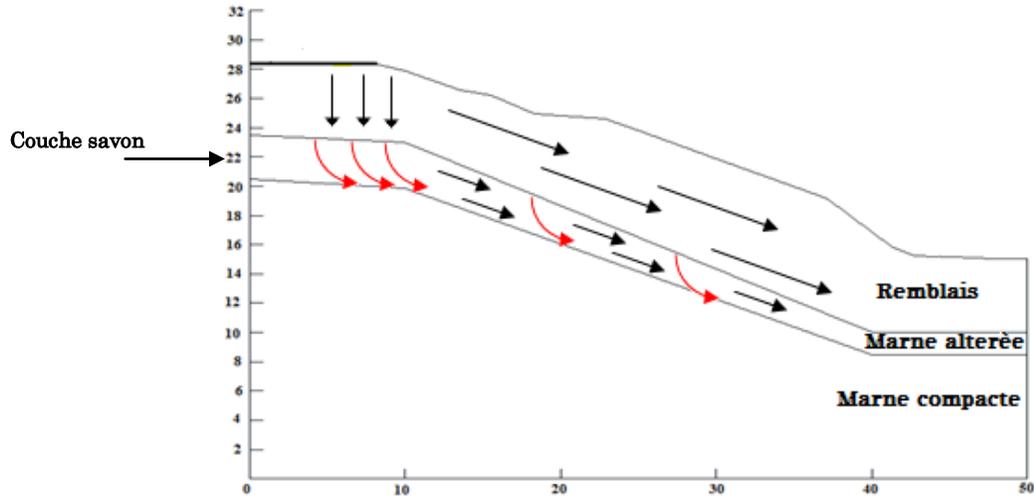
b. Facteurs Passifs

En général ils sont liés à la géologie, l'hydrologie et la géomorphologie du site. Pour notre cas, le talus n'étant pas trop abrupt, l'influence géomorphologique devenant restreinte, donc le glissement a été induit par l'interaction de deux facteurs seulement : Géologique et hydrogéologique.

Cette interaction a été favorisée par les événements suivants : les fortes précipitations de l'hiver 2012-2013, qui ont généré l'accroissement considérable des sources existantes et la montée du niveau de la nappe phréatique.

Ces derniers ont provoqué une migration des particules fines de la couche supérieure (figure 5.18), qui sont déviées par la couche de marne compacte vers l'aval. Conjointement, la partie supérieure de la couche marneuse en contact immédiat avec

l'eau, s'altère et perd ses caractéristiques mécaniques. Elle se transforme en couche glissante (couche savon) [53].

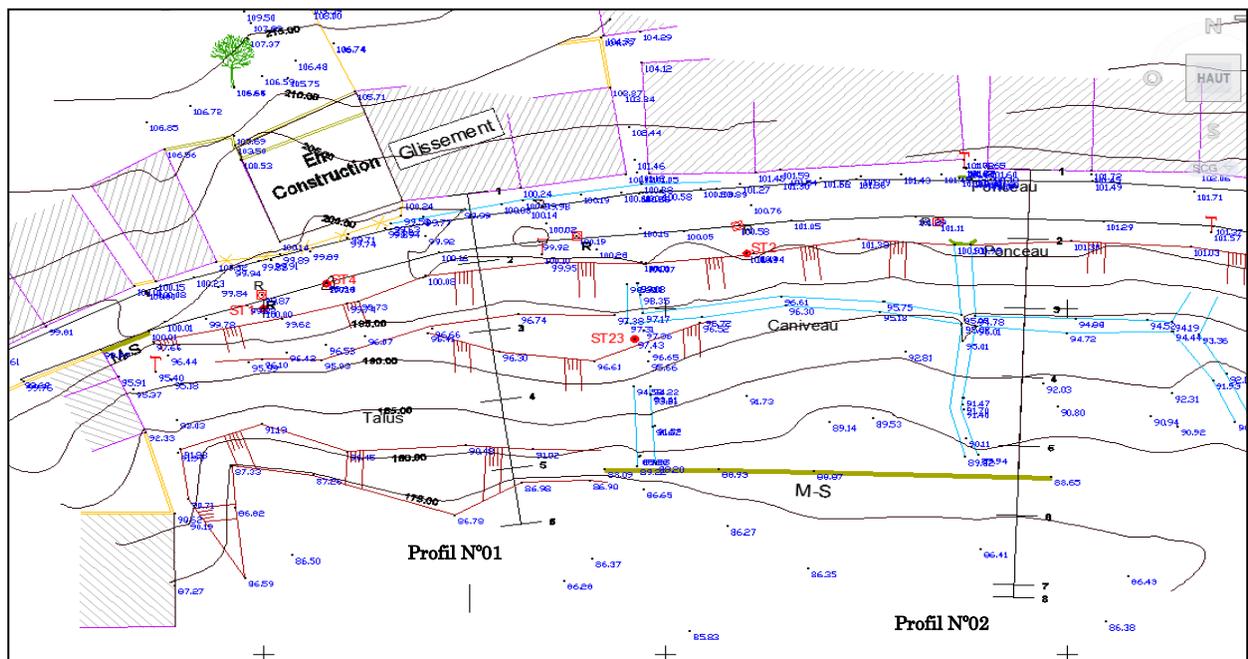


Figures 5.18 Mécanisme du glissement de Bouhlu, Sidi Aich

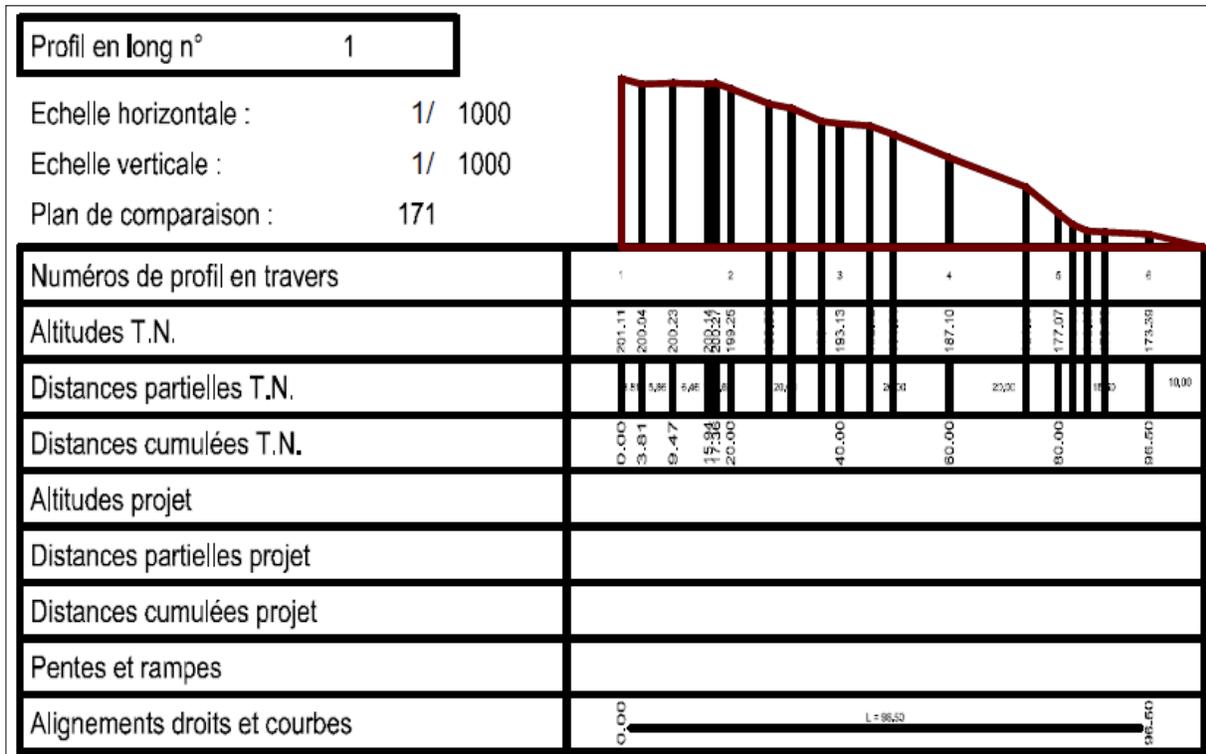
5.6.6 Etude de la stabilité du site

5.6.6.1 Etude de stabilité du site en 2D

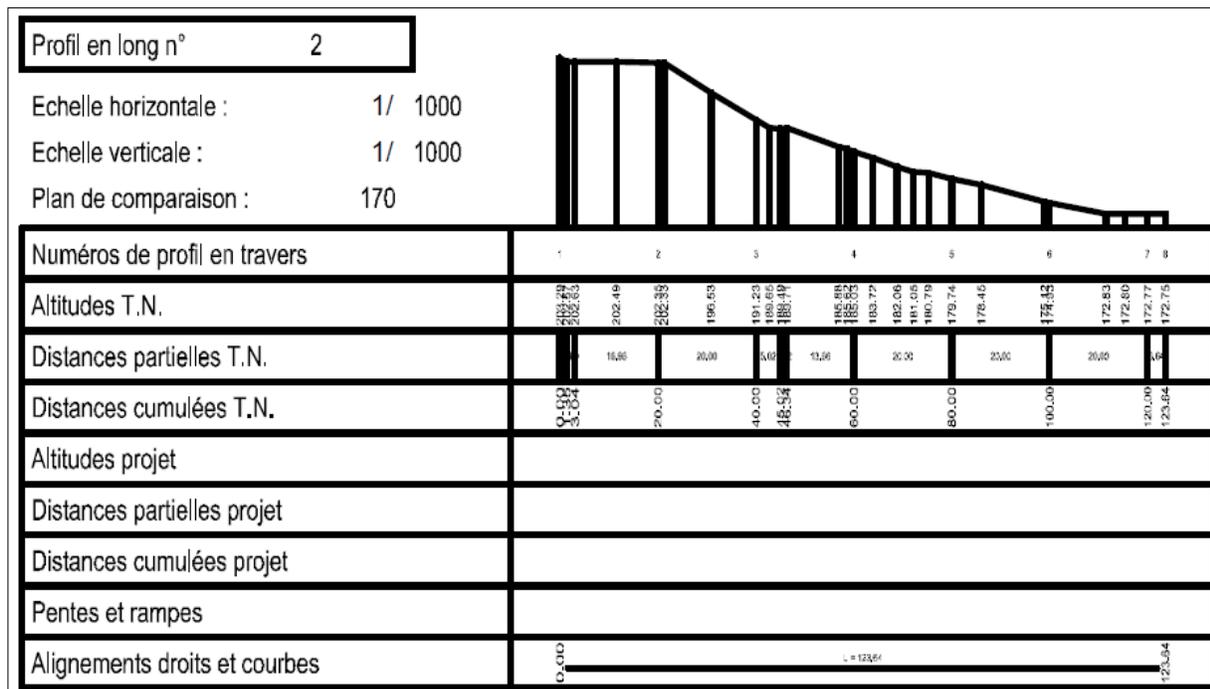
Afin d'étudier la stabilité actuelle du talus, et déduire l'éventualité de sa réactivation, nous avons effectué un calcul pour déterminer le facteur de sécurité, et pour se faire on a mit à contribution différentes méthodes d'équilibre limite (géo-slope), ainsi que la méthode des éléments finis(Plaxis2D). Deux profils, qui coupent perpendiculairement la zone du glissement, ont été choisis (figure 5.19), et représentés sur les figures (5.20) et (5.21).



Figures 5.19 Localisation des deux profils choisis pour l'analyse 2D



Figures 5.20 Profil en travers N°01 pour l'étude en 2D

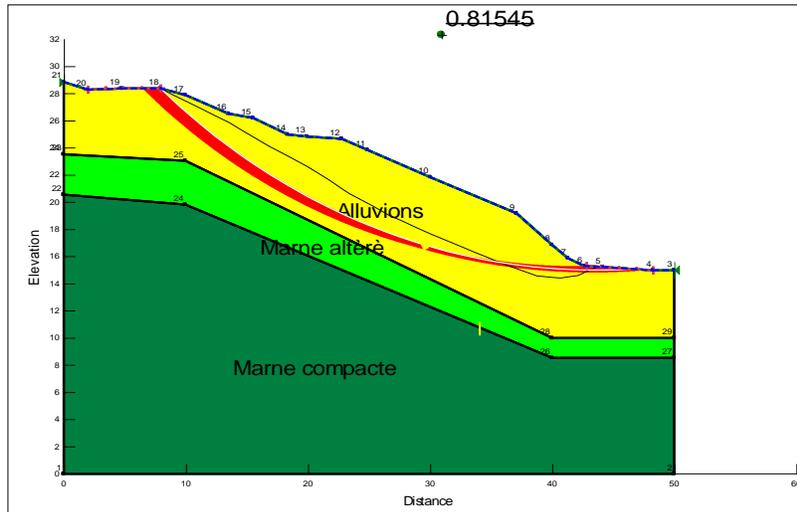


Figures 5.21 Profil en travers N°02 pour l'étude en 2D

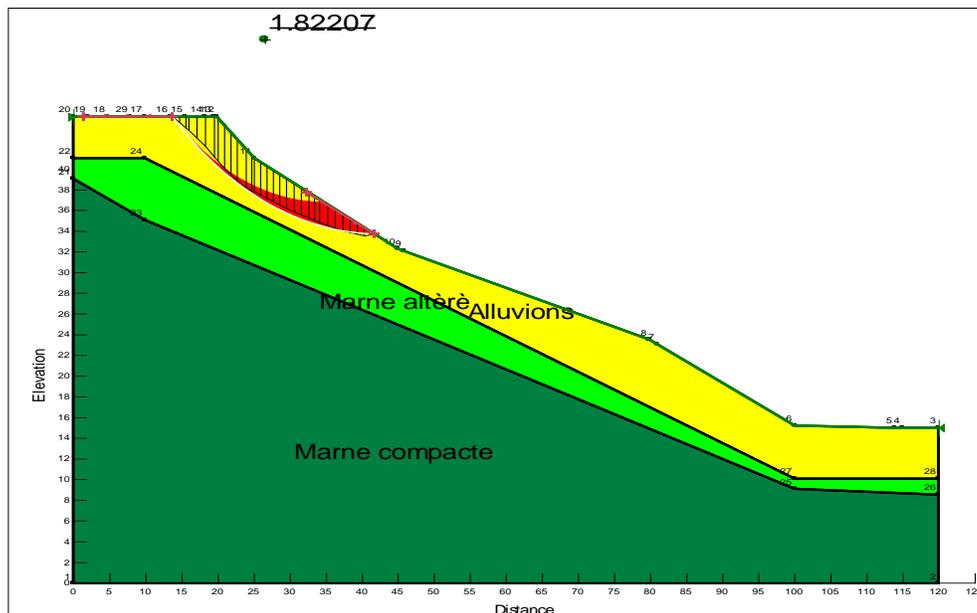
A travers les deux profils, on remarque que les côtes altimétriques du terrain actuel (après mouvement), sont différentes le long du talus. De ce fait, on fera une analyse sur les deux profils : celui qui aura le F_s le plus défavorable sera utilisé pour dimensionner le mode de confortement. Les paramètres géotechniques utilisés sont issus des essais au laboratoire [51].

- Géo-slope

Représentation des cas les plus défavorables des cercles potentiels de rupture du sol :

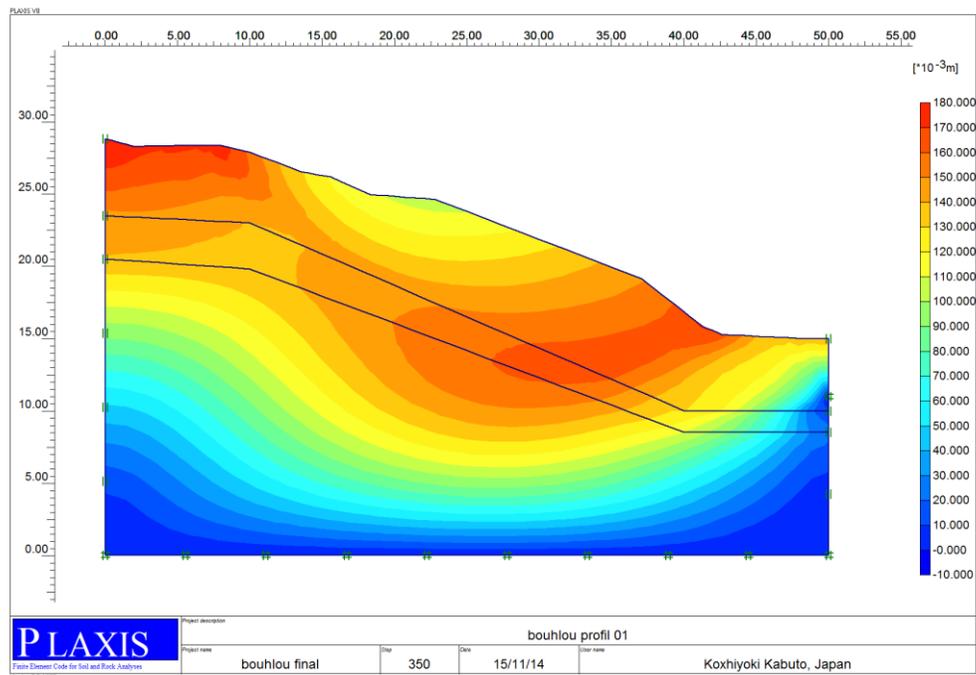


Figures 5.22 Cercles de glissement et F_s profile N°01 (Geo-slope)

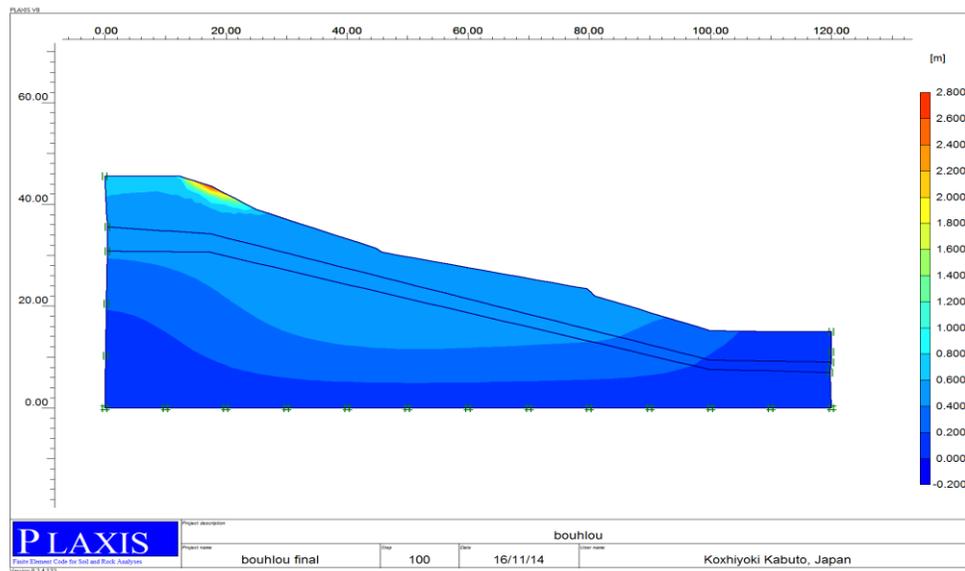


Figures 5.23 Cercles de glissement et F_s profile N°02 (Geo-slope)

- Plaxis2D



Figures 5.24 Cercles de glissement et F_s , profil N°01 (Plaxis2D)



Figures 5.25 Cercles de glissement et F_s , profil N°02 (Plaxis2D)

La récapitulation des valeurs minimales, du coefficient de sécurité pour la méthode de Bishop, par le logiciel Geo-slope, et celle de la réduction des paramètres ϕ et C avec Plaxis2D, sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 5.8 : Les valeurs minimales des coefficients de sécurité.

Profil	Logiciel	
	Geo-slope	Plaxis2D
N°01	0.85	1.23
N°02	1.82	1.76

- **Effet des précipitations sur la réactivation du glissement**

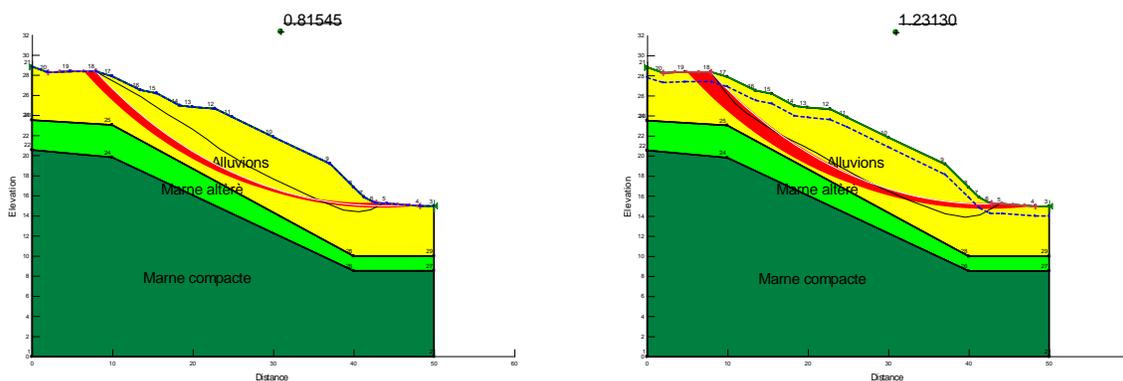
La pluie influence le mécanisme de rupture. Celui-ci implique la connaissance des données fournies par plusieurs domaines de l'ingénierie, à savoir : la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols. Les effets des précipitations précédentes, la végétation et d'autres paramètres, doivent être pris en compte lors de l'analyse de la stabilité.

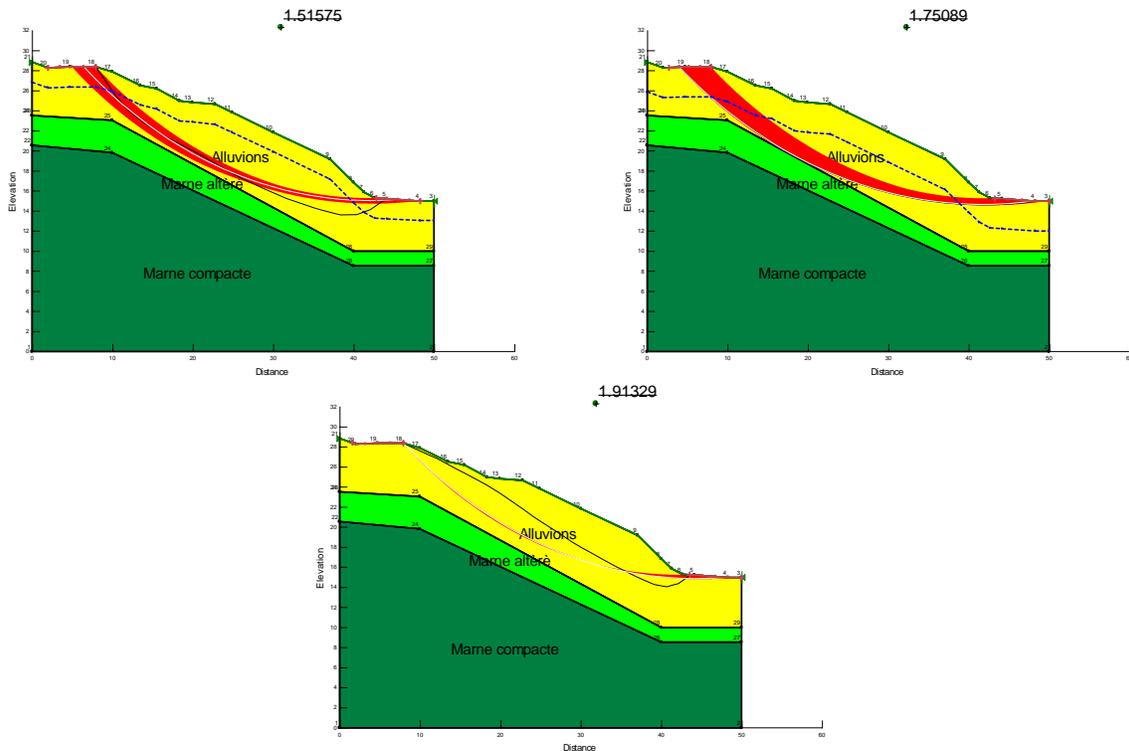
Afin d'étudier la possible réactivation de ce glissement, sous différentes conditions, lors de la fluctuation de la nappe, et au vu des résultats obtenus précédemment, on a considéré le profil dont le F_s est le plus défavorable (Profil N°01, Geo-slope), pour lequel on a fait varier le niveau de la nappe, en simulant les différents états d'humidités du sol. Cinq cas de figures ont été pris en considération : On a fait varier le niveau de la nappe de 0 m (côte du terrain actuel) jusqu'à 3m de profondeur, avec un pas de 1 ; et pour le dernier cas, le terrain est considéré à l'état sec.

Les valeurs des facteurs de sécurité calculés, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par différentes méthodes

PROFONDEURS	METHODES			
	ORDINAIRE	BISHOP	JAMBU	M-P
CAS N°01 (niveau 00 m)	0,74	0,81	0,75	0,77
CAS N°02 (niveau -01 m)	1,09	1,23	1,10	1,14
CAS N°03 (niveau -02 m)	1,33	1,51	1,34	1,40
CAS N°04 (niveau -03 m)	1,68	1,75	1,69	1,75
CAS N°05 (sans nappe)	1,88	1,91	1,81	1,84





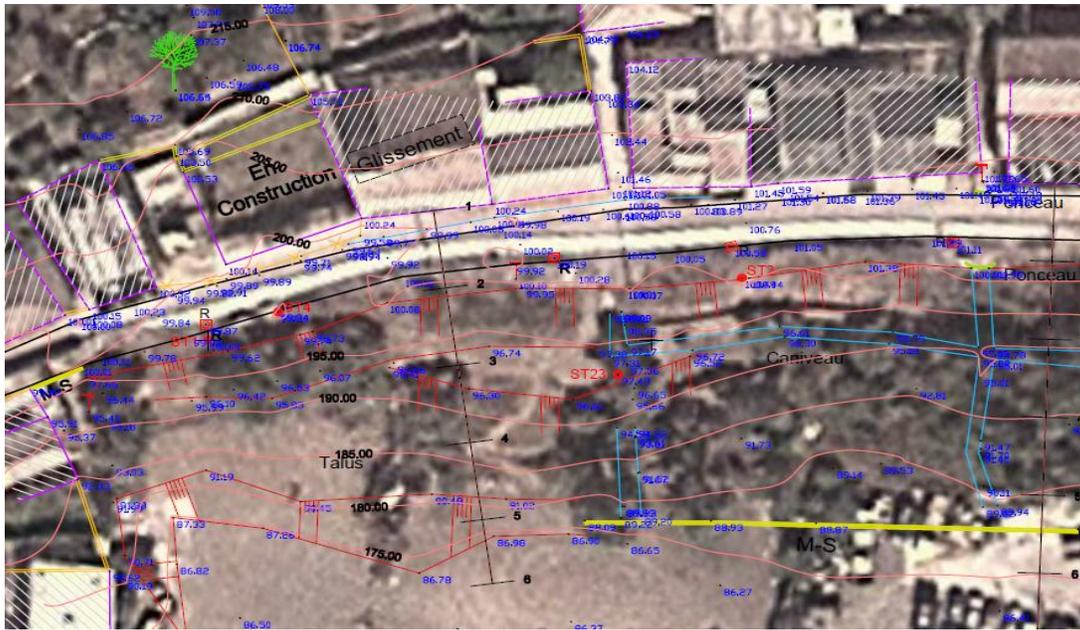
Figures 5.26 Cercles de glissement et F_s , pour différents niveaux de la nappe (méthode Bishop)
 Les résultats obtenus, grâce aux différentes méthodes d'équilibre limite (Tableau 5), montrent qu'à partir du cas N°04 (état du sol sec), le facteur de sécurité, est supérieur à 1.5, montrant ainsi la stabilité actuelle du talus. On remarque également, que lorsque le niveau de la nappe croît (jusqu'à atteindre la couche superficielle du sol), le facteur de sécurité F_s décroît et devient inférieur à 1, provoquant ainsi une diminution de la stabilité du talus et donc la réactivation du glissement.

5.6.5.2 Etudes de stabilité en 3D

a. Le modèle géométrique de référence et méthodologie d'étude 3D

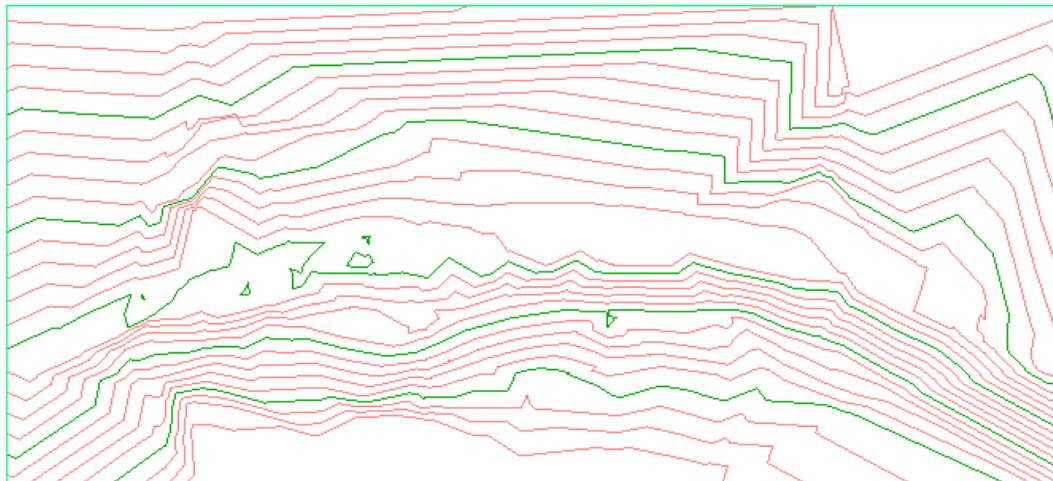
Afin de pouvoir créer le modèle 3D du site du glissement, on a, au préalable, réalisé sur site un levé topographique altimétrique, contenant les coordonnées des points prélevés, mais aussi leurs hauteurs par rapport à un repère matérialisé par une station fixe (figure 5.9). La spécificité établie dans notre étude, est que la 3^{ème} dimension : soit l'épaisseur du modèle, donc la largeur du glissement, n'est pas supposée constante, mais elle retranscrit à l'identique la morphologie en largeur du glissement [4].

Après avoir finalisé le levé topographique, un traitement de surface par un logiciel de dessin en 3D, a été établi dans le but d'interpoler tous les points relevés et créer une surface (figure 5.27).



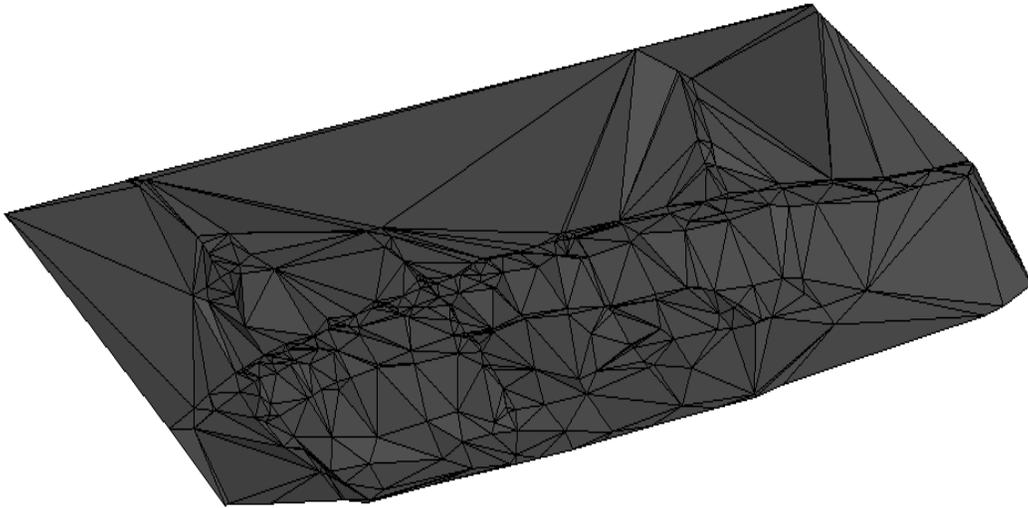
Figures 5.27 Levé topographique transposé sur une photo satellite

On a numérisé le levé topographique, et choisi la section qui nous intéresse, pour notre étude (figure 5.29).

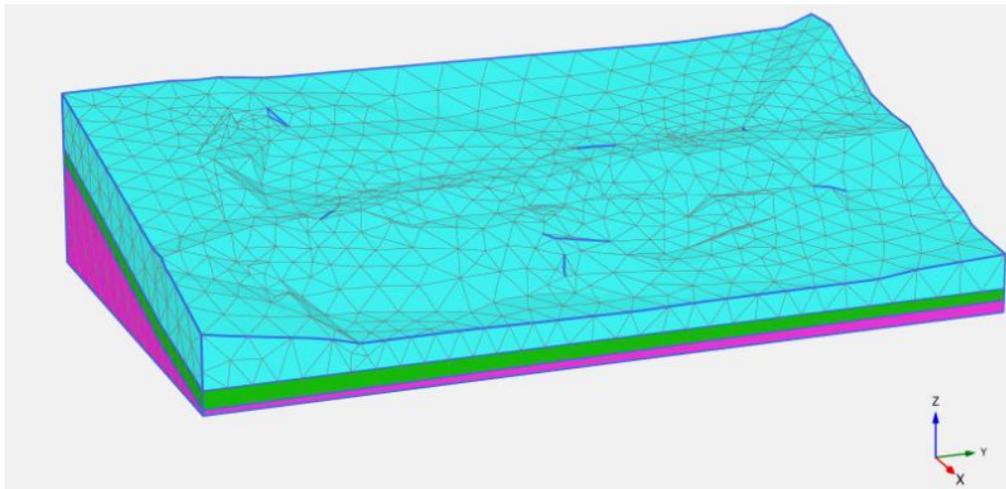


Figures 5.28 Courbes altimétriques numérisées en 2D

Enfin, une interpolation des coordonnées altimétriques des points, nous permettra de recréer la lithologie superficielle du site (figure 5.28). Cette dernière sera intégrée dans Plaxi3D (après avoir conçu les couches lithologiques grâce aux puits de forage “boreholes”), lors de la création du modèle du site en 3D (figure 5.29).



Figures 5.29 Morphologie du site après traitement par un logiciel de dessin 3D



Figures 5.30 Modèle 3D du site d'étude sur Plaxi3D

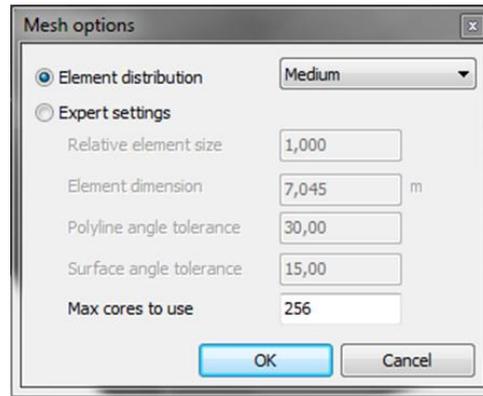
b. Les conditions aux limites du modèle 3D

- Le modèle est entièrement fixé à la base ($u_x = u_y = u_z = 0$).
- Les 2 plans verticaux, correspondants à $y = 0$ et à $y = 200\text{m}$, sont fixés dans le sens des x ($u_x = 0$).
- Les 2 plans verticaux, correspondants à $x = 0$ et à $x = 30\text{m}$, sont fixés dans le sens des x ($u_z = 0$).

c. Le modèle de comportement du sol

Le modèle de comportement du sol adopté, est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, caractérisé par les paramètres cités dans le chapitre 3, est prit en compte dans l'étude de stabilité.

d. La génération du maillage avec Plaxis3D

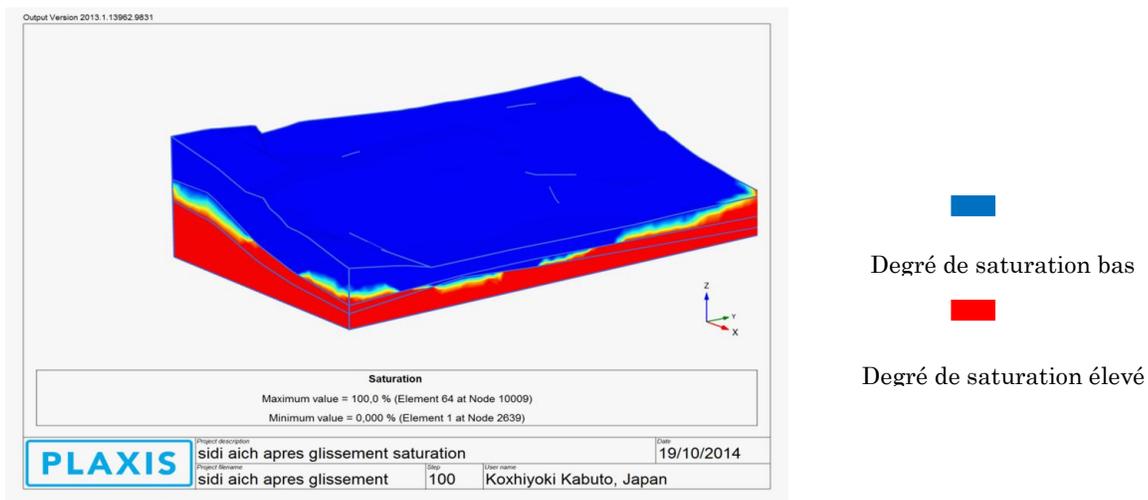


Figures 5.31 Options de maillage du modèle dans Plaxis3D

La génération du maillage en 3D se fait : en premier, par la génération des éléments triangulaires à 15 nœuds, en deux dimensions; en second lieu, l'extension dans la troisième dimension se fait en précisant la coordonnée dans le sens « z » de tous les plans verticaux.

e. Le degré de saturation

Pour le modèle, le niveau de la nappe est prit au même niveau que la couche de marne altérée, car la couche supérieure étant de granulométrie grossière, elle n'est donc pas rétentrice d'eau, et du coup elle est donc considérée comme drainée.



Figures 5.32 Répartition des pressions interstitielles initiales Plaxis3D

f. Génération des contraintes effectives initiales

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contrainte est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale $\sigma'_{v,0}$. La contrainte effective horizontale initiale $\sigma'_{h,0}$ est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 , selon la formule:

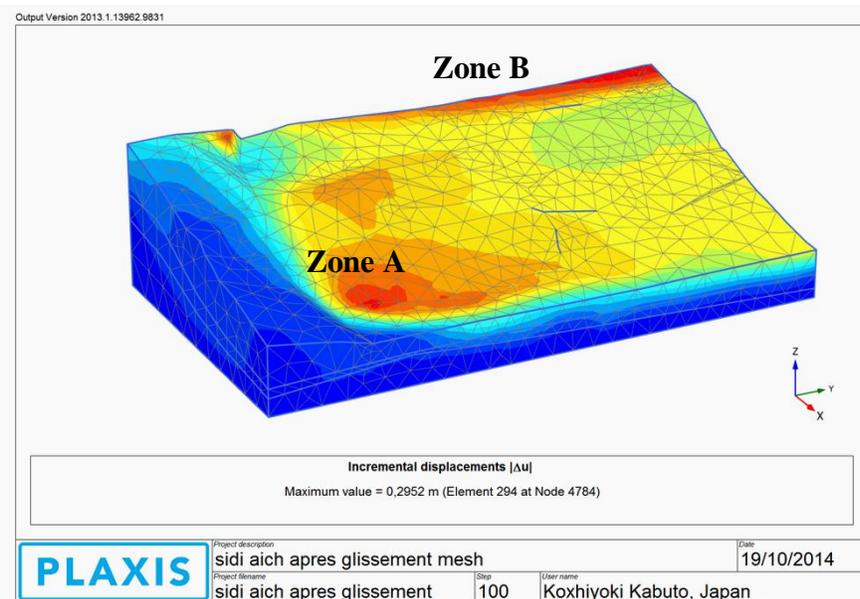
$$\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$$

Dans Plaxis, les contraintes initiales peuvent être générées, soit en spécifiant K_0 , soit en utilisant le chargement gravitaire. La procédure K_0 peut être utilisée uniquement dans le cas où la surface est horizontale, et où les couches de sol et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans notre cas le chargement gravitaire sera adopté [12].

g. Le calcul du facteur de sécurité

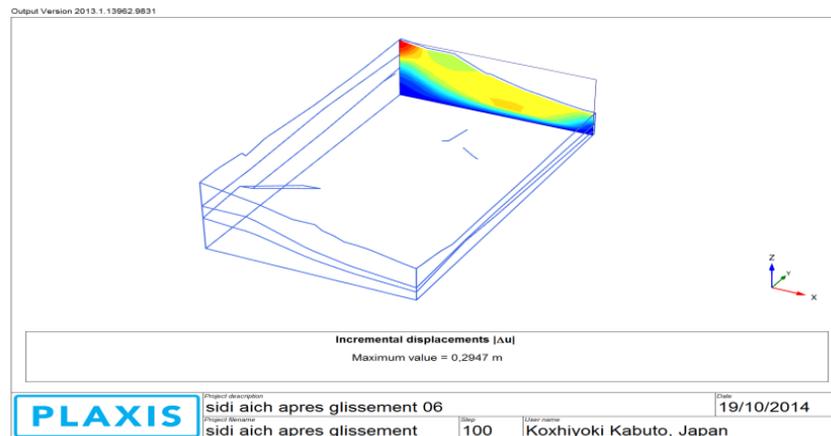
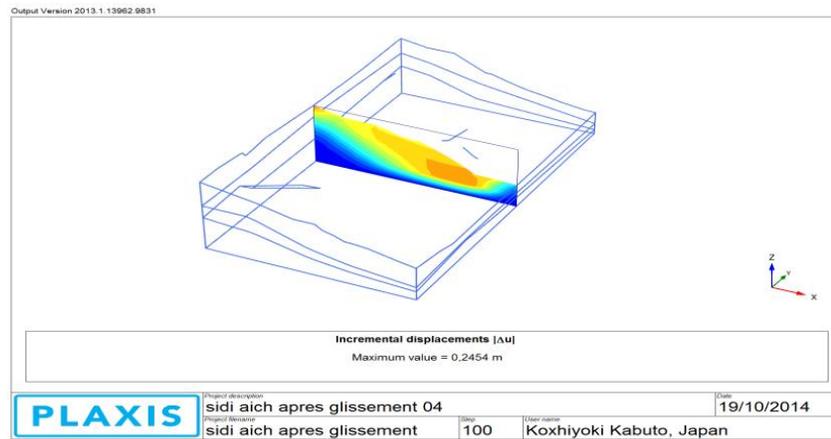
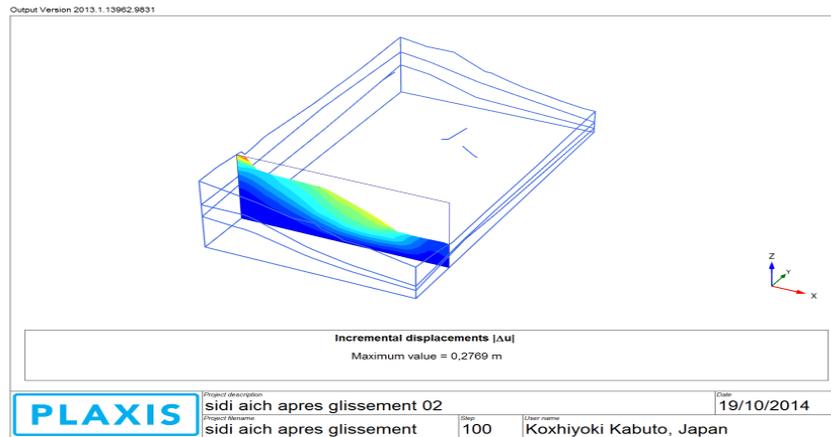
Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb, et se déroule en trois phases :

1. Le calcul de l'état des contraintes effectives initiales, sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire.
2. Un second calcul en plasticité sera effectué, en remettant à zéro les déplacements engendrés par le chargement gravitaire.
3. Un calcul du coefficient de sécurité par la méthode « Phi-C réduction », qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol, sera effectué.



Figures 5.33 Répartition du gradient des déplacements totaux dans Plaxis3D

L'étude du modèle nous révèle deux zones, où les déplacements sont importants (zone A et B sur la figure 5.33). En faisant un parallèle avec le cas réel, il s'avère que ce résultat représente bien l'état du site actuel, car la zone A se localise au niveau d'un terrassement effectué (figures (5.15) et (5.13)) ; et la zone B au niveau de l'escarpement et l'affaissement de la route en amont.



Figures 5.34 Répartition du gradient des déplacements, pour quatre différents profils

On constate un faible déplacement ($\Delta U = 0.2952$) au niveau de l'élément 294, du nœud 4784, situé dans la zone A. Ceci nous indique que le site à l'état d'étude est stable. Cependant, un changement, morphologique ou hydraulique, peut déstabiliser le système en place.

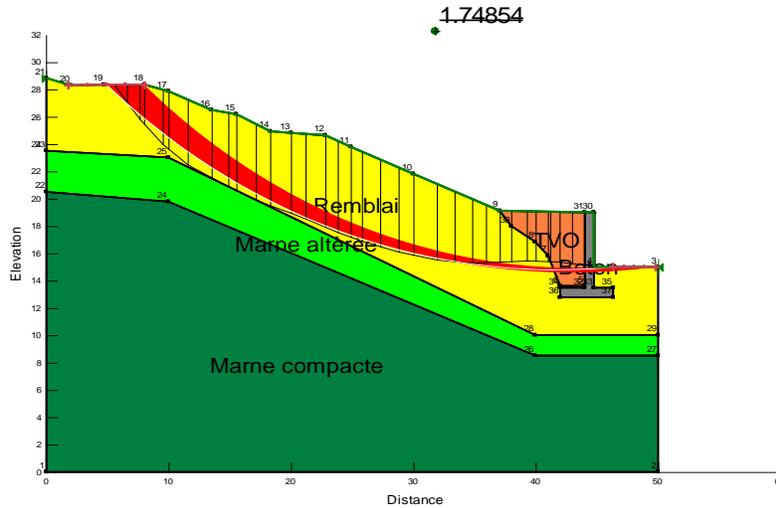
Afin de constater l'hétérogénéité du comportement du talus, et la différence entre les modes de ruptures, tout au long de la largeur, on a procédé à quatre coupes représentatives des cercles de ruptures.

Concernant, le facteur de sécurité F_s : paradoxalement aux études paramétriques du chapitre précédant, où on avait conclu que F_{S3D} était toujours supérieur à F_{S2D} , dans le cas présent, le $F_{S3D} = 0.95$, et c'est là l'un des inconvénient de la modélisation 3D, par la méthode C- ϕ réduction : car cette méthode considère tous les nœuds du modèle ponctuellement, et donc, même si on avait des zones d'instabilité isolées ou superficielles, sans impact sur l'ensemble, néanmoins le Plaxis3D considérera le plus faible F_s du modèle.

5.6.7 Etude du confortement du glissement

Suite à notre analyse et ses résultats, et dans le but de stabiliser au maximum ce glissement et d'empêcher sa réactivation, il nous semble justifier de proposer la mise en place d'un nouveau système de drainage adéquat et d'entretien facile. Il comprendra des ouvrages drainants, en forme d'éperons ou de tranchées. Il faut également changer l'ensemble des matériaux glissés ou susceptible de glisser, et les remplacer par un matériau de meilleur qualité. Ceci nous permettra de reconstituer le profil initial. Par ailleurs, il est nécessaire de stabiliser la masse de sol, par l'installation d'un organe résistant (mur de soutènement ou butée de pied ou palplanches) en l'aval du talus, en prenant en compte le contour du cercle du glissement le plus défavorable, pour s'assurer de son encrage (la méthode, du mur renforcé par des géotextiles, peut également être efficace, à condition que son coût soit bien étudié).

Après avoir comparé les facteurs de sécurité, nous avons jugé utile d'utiliser le profil N°01, pour le confortement du glissement étudié précédemment : Pour cela nous préconisons la solution suivante :



Figures 5.35 Talus modélisé, avec butée de pied (mur en béton armé)

Le rabattement de la nappe, et la mise en place d'un mur en béton armé, d'une hauteur de 5 m, avec une assise de 2 m, donnent un coefficient de sécurité de $F_s = 1.74$, qui est supérieur au seuil fixé par la réglementation algérienne ($F_s > 1.5$). L'approbation de la méthode de confortement par les services de contrôle, a permis la réalisation du mur de soutènement (figures (2.36), (2.37) et (2.38)).



Figures 5.36 Réalisation d'un nouveau système de drainage



Figures 5.37 Réalisation d'un mur en béton armé en aval du glissement



Figures 5.38 Matériaux drainants (type TVO) et tubes perforés, pour le drainage derrière le mur

5.7 Conclusion

A la suite du glissement de Bouhlou (commune de Sidi Aich), survenu pendant l'hiver 2012-2013, on a effectué des investigations géophysiques et géotechniques, dans le but de caractériser et d'établir les causes de déclenchement de ce glissement et comprendre son mécanisme. Pour se prononcer sur la réactivation éventuelle du glissement, on a effectué des calculs, en utilisant différentes méthodes (équilibre limite, éléments Finis).

Il est clairement établi que les causes principales de son déclenchement sont d'origine naturelle (fortes précipitations et géologie spécifique et hétérogène); quoique, le facteur anthropique, ne peut être négligé, au vu de l'accroissement du bâti et des mauvaises conditions de drainage des eaux.

L'étude de stabilité, effectuée en deux et en trois dimensions, a montré que ce site est stable à l'état actuel. Cependant il devient instable dès lors que le sol est saturé : ce qui nous amène à préconiser dans les plus brefs délais (avant la prochaine période pluvieuse) un confortement rigoureux du site.

L'étude établie en 3D, nous a indiqué deux zones potentiellement fragiles, qui sont respectivement la zone de terrassement, et celle de l'affaissement de la voie en amont; Ce qui influe sur la valeur du coefficient de sécurité, qui paradoxalement est plus petit que ceux des deux profils choisis. Donc, le choix de l'emplacement du profil est important.

En se basant sur les données géologiques et géotechniques disponibles, les conclusions, qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes : l'analyse de stabilité par le logiciel Géo-slope, donne un facteur de sécurité inférieur à 1; d'autre part l'étude de la déformation par la méthode d'éléments finis (modèle Plaxis), a permis de constater que les déplacements (déformations) du talus sont toujours importants.

Conclusion générale

Le présent travail avait pour but, de mettre en exergue les différences entre les deux approches, bi et tridimensionnelle, lors de l'analyse de la stabilité des terrains en pente, à travers le calcul du facteur de sécurité. Des conclusions spécifiques ont été présentées à la fin de chaque chapitre, cependant les principaux points peuvent être résumés comme suit :

La valeur du facteur de sécurité F_s , ainsi que la profondeur de la ligne de rupture des talus, sont étroitement liés au choix des méthodes d'analyses en 2D ou en 3D; car chacune d'elles considère un mécanisme de rupture différent.

Les méthodes bidimensionnelles d'équilibre limite, sous estiment toujours le facteur de sécurité, comparativement aux méthodes tridimensionnelles.

Les conditions aux limites des modèles d'études, sont à considérer lors du calcul en 3D, car elles influent sur la masse en mouvement, et donc sur le facteur de sécurité.

L'étude paramétrique nous a révélé ce qui suit :

- Nous constatons que lorsque la largeur du modèle prend des valeurs très petites, le facteur de sécurité 3D est différent de celui en 2D, donc l'effet 3D doit être considéré. Toutefois, lorsque ces valeurs augmentent, les deux coefficients de sécurité obtenus tendent à être identiques, de ce fait l'étude en 3D n'est plus bénéfique.

- La variation de l'inclinaison de la pente influe sur les deux types d'approches (2D et 3D) ; leurs deux facteurs de sécurité, diminuent quand l'inclinaison des pentes augmente. Notons que les facteurs de sécurité calculés par le modèle 3D, restent toujours plus élevés que ceux du modèle 2D (déformation plan).

- Les résultats obtenus, lors de la variation de la cohésion, nous indiquent que, les valeurs des coefficients de sécurité, calculées à base du modèle 3D, restent constamment supérieures à celles du modèle 2D. Par ailleurs, la différence relative entre les deux courbes 3D et 2D, reste constante avec l'augmentation de la cohésion.

- Les valeurs des deux facteurs F_{s2D} et F_{s3D} , augmentent avec l'accroissement de l'angle de frottement. Tandis que, simultanément, leur différence relative diminue.

- L'augmentation de l'épaisseur de la couche de base du modèle, réduit le coefficient de sécurité pour les deux modèles 2D et 3D. ce qui nous indique que la profondeur du model influe sur le F_s . Aussi, le facteur de sécurité en 3D, est dans tous les cas supérieur à celui en 2D. Ce qui nous a amené à constater l'influence des contraintes latérales sur le facteur de sécurité 3D.

Enfin, à travers l'étude du site du glissement de Bouhlou, nous avons constaté, que l'analyse de la stabilité en 3D, grâce à la méthode de réduction des paramètres mécaniques, nous donne un facteur de sécurité qui ne représentait pas réellement, l'état de stabilité de l'ensemble du site.

- L'étude de stabilité effectuée en deux et trois dimensions, montre que ce site est stable à l'état actuel (au moment de l'investigation). Cependant il deviendra instable dès lors que le sol sera saturé (période pluvieuse): ce qui nous amène à préconiser, dans les plus brefs délais, un confortement rigoureux du site.

- En se basant sur les données géologiques et géotechniques disponibles, nous retiendrons les deux idées suivantes : d'une part l'analyse de stabilité par le logiciel Géo-slope, donne un facteur de sécurité inférieur à 1; d'autre part l'étude de la déformation par la méthode d'éléments finis (modèle Plaxis), a permis de constater que les déplacements (déformations) des talus sont toujours importants.

Recommandations

Au terme de cette étude, et en se basant sur les résultats précédemment obtenu, nous recommandons ce qui suit:

- D'utiliser les méthodes en 2D pour analyser des talus à géométrie peu variable en largeur, vu leur conservatisme comparativement aux méthodes 3D.
- D'utiliser les méthodes en 3D, afin de ne pas surévaluer la résistance au cisaillement recherché lors des analyses inverses des glissements.
- Pour des talus de nature plus complexes, effectuer de préférence un couplage des deux méthodes 2D et 3D : Procéder à une modélisation 3D, afin de repérer les zones les plus faibles (déplacements potentiellement importants), ensuite, concevoir des profils au niveau de ces zones, afin d'étudier la stabilité locale en 2D. Ceci permettra de réduire le nombre de profils et d'avoir un facteur de sécurité localisé.

Perspectives

A la fin de ce travail, nous nous rendons compte que quelques points précédemment discutés, gagneraient à être approfondis; et c'est pourquoi quelques perspectives peuvent être envisagées:

- Utiliser d'autres modèles de comportements, plus avancés que celui de Mohr-Coulomb.
- Utiliser des techniques probabilistes pour rechercher la surface critique la plus représentative (Monte Carlo).
- Etudier la stabilité, des talus soumis à des sollicitations sismiques, et les comparer aux études pseudo-statiques.
- Effectuer des analyses inverses, sur d'autres glissements, survenus à Bejaia ; afin de les cartographier.
- Comparer la méthode des éléments finis 3D, avec d'autres méthodes d'analyses, telle que la méthode des différences finis.
- Mettre en relief l'influence d'autres paramètres (seuls ou combinés), sur le coefficient de sécurité.
- Afin d'estimer l'écart, entres les résultats des méthodes numériques et les mesures expérimentales, il y a lieu de procéder à des tests sur un site à échelle réelle, grâce à des outils de mesure, tels des inclinomètres ou des geo-radars.

Bibliographie

- [1] N. Albataineh. Slope Stability Analysis Using 2D and 3D Methodes. Master of Science, University of akron, 2006.
- [2] H. Lin, W. Zhong, P. Cao and T. Liu. Variational Safety Factors and Slip Surfaces of Slope Using Three-dimensional Strength Reduction *Analysis*. Geological society of India, 82: 545-552, 2013.
- [3] Z. Ke, C. Ping, L. Zi-yao, et *al*. Simulation analysis on three-dimensional slope failure under different condition. Transaction of Nonferrous Metals Socity of China. Elsevier, 21: 2490-2502, 2011.
- [4] L. Medjitna Nasri. Les glissements de terrains en 2D et 3D : Etude comparative entre Flac et Plaxis. Faculté des sciences de l'ingénieur, Département de Génie civil. Université de Skikda, p 126, 2008.
- [5] Z. Habibnezhad. Stability Analysis of Embankments Founded on Clay: Acomparision between LEM and 2D/3D FEM. Master of Science thesis, Royal Institue of technology Stockholm, 2004.
- [6] A. Totsev, J. Jellev. Slope stability using conventional method and FEM. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 1503-1505, 2009.
- [7] R. Hammah, T. Yacoub, B. Corkum, J. Curran. A Comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. Rocscience Inc., Toronto, Canada.
- [9] H. Bendadouche, S. Lazizi. Glissements de terrain et confortements. Edition Pages Bleues Internationales, 2013 .
- [10] K. P. Aryal. Differences between LE and FE Methodes used in Slope Stability Evaluations. The 12th International Conference for Computer Methods and Advances in geomechanics (IACMAG), Norwegian Public Road Administration, Region West, Norway, Goa India, 2008.
- [11] A. Anagnostopoulos, V. Papadopoulos. Stabilité des talus dans les sols cohérents anisotropes. Division de géotechnique Département de génie civil Université National Technique d'Athènes. 1989,p.164.
- [12] P. Mestat. Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. Bulletin des laboratoires des points et chaussées. 1998, pp. 15-32.
- [13] M. Feregotto, G. Bievre, S. Garambois, et al. Etude d'un glissement de terrain par des méthodes de prospection géophysique. Journées de géotechnique et de géologie de l'ingenieur JNGG2010 –Grenoble, 2010.
- [14] L. Djerbal, B. Melbouci. Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution. Bull Eng Géol. Environ (2012) 71 :587-597.
- [15] G. Grandjean, A. Bitri, J. Gourry. Apport de la géophysique à l'étude des glissements de terrain : Glissements de super-sauze et de ballandaz. Journées Nationales de géotechnique et de geologie de l'ingenier. Lyon (France), 2006.
- [16] J. Cauvin, M. Lesauvage. Principales caractéristiques des alluvions de la Marne. Bull. Liaison Labo, 1971.
- [17] G. Cartier. Recherches et études sur les glissements de terrains. Bull. Liaison Labo, 1981.
- [18] JP. Magnan, A. Guilloux, La pratique des calculs tridimensionnels en Géotechnique>>. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1998.
- [19] M. Popescu, Quelques considérations sur l'analyse de la stabilité au glissement des talus et des versants.
- [20] F. Dadouche-Zeroual. Stabilité des talus en remblai sur sols mous, Université de Jijel- Algerie- Institut de Génie Civil, 25^e rencontre de l'AUGC, Bordaux.2007.
- [21] A. Benaissa, Glissements de terrain : Calcul de stabilité, Office des publications universitaires, 2^{ème} Ed., Alger, 2003.

- [22] K. Baba, L. Bahi, L. Ouadif, A. Akhssas. Slope Stability Evaluation by Limit Equilibrium and Finite Element Methods Applied to a Railway in the Moroccan Rif. *Open Journal of Civil Engineering*, 2012, 2, 27-32.
- [23] J. Thomaz. A general method for three dimensional slope stability analysis. School of civil engineering Indiana department of highways, joint highway research project, P86, 2012.
- [24] J. Magnan, P. Mestat. Lois de comportement et modélisation des sols, Techniques de l'ingénieur, traité Construction.
- [25] T.-K. Nian, R.-Q. Huang, S.-S. Wan, and G.-Q. Chen. Three- dimensional strength-reduction finite element analysis of slopes: geometric effects. *Can. Geotech. J.* 49:574-588,2012.
- [26] G. Dhatt, G. Touzot. Une présentation de la méthode des éléments finis. Maloine,1984.
- [27] Duncan, J.M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of geotechnical Engineering, ASCE*, 129(2): 577-596. 1996.
- [28] K. Akhtar. Three dimensional slope stability analyses for natural and manmade slopes. Submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of doctor of philosophy in civil engineering in the graduate college of the University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011.
- [29] O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. La méthode des éléments finis: formulation de base et problèmes linéaires, Afnor, 1991.
- [30] G. Auvinet, J.L. Gonzalez. Three-dimensional reliability analysis of earth slopes, Instituto de ingenieria, UNAM, Ciudad universitaria, Mexico, D.F. Computers and geotechnics, 2006.
- [31] A. K. Chugh. Discussion of "Three-dimensional slope stability based on stresses from a stress-deformation analysis" by J. R. Stianson, D.G. Fredlund, and D. Chan. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011.
- [32] L. Abramson, T. Lee, S. Sharma, G. Boyce. Slope stability and stabilization methods. Second edition. New York. 2002.
- [33] P. Reiffsteck. Mécanique des sols avancée: Stabilité des pentes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [34] T. Stark, Member. Three-dimensional slope stability methods in geotechnical practice. 51st annual geotechnical engineering conference, University of Minnesota, 2003.
- [35] M. Al Hayari. Une détermination des caractéristiques mécaniques résiduelles des versants naturels méthodes à l'équilibre limite et des éléments finis. Institut de recherches international de géologie et de mécanique, 1989.
- [36] J. M. Duncan, S. G. Wright. *Soil Strength and Slope Stability*,2005.
- [37] R. L. Michalowski, A. Drescher. Three-dimensional stability of slopes and excavations. *Géotechnique* No.10, 839-850. 2009.
- [38] A. K. Kondalamahanthi. 2D and 3D Back Analysis of the Forest City Landslide (South Dakota). Graduate Theses and Dissertations, 2013.
- [39] RBJ. Brinkgreve. Plaxis 3D version 2013.01. Delft University of Technology & Plaxis.b.v. Pays Bas.
- [40] G. Songlerat, J. Costet. Cours pratiques de mécanique des sols, tome 2 , édition. Dunod.
- [41] A. Totonchi, F. Askari and O. Farzaneh. 3D stability analysis of concave slopes in plain view using linear finite element and lower bound method. *IJST, Transaction of civil Engineering*, printed in the Islamic Republic of Iran, Shiraz University. Vol. 36, No. C2, pp 181-194, 2012.
- [42] D. V. Griffiths, and P.A. Lane. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 387-403. 1999.
- [43] D. V. Griffiths, and R. M. Marquez. Three-dimensional slope stability analysis by elastoplastic finite elements. *Geotechnique*, 537-546. 2007.
- [44] D. Leshchinsky, and R. Baker. Three-dimensional slope stability: end effects. *Soils and Foundations*, 98-110. 1986
- [45] T. Stark, and H. T. Eid. Performance of three-dimensional slope stability methods in practice. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 2003.

- [46] H. Zheng, L. G. Tham, and D. Liu. One two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis. *Computers and Geotechnics*. 2006.
- [47] J. Costet, G. Sanglerat. Cours pratique de mécanique des sols 2, Calcul des ouvrages. Dunod.
- [48] T. Sharma, S. Abramson. Slope stability and Stabilisation méthodes, second édition, John Wiley & Sons New York.
- [49] JL. Durville, G. Séve, Stabilité des pentes, Techniques de l'Ingénieur.
- [50] N. Debabi, A. Seghir, A. Tahakourt. Investigation sur le glissement de Bouhlou, commune de Sidi Aïch. 3^{ème} Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique, Alger, 2013
- [51] M. Chibani,. Investigation géophysique du site du glissement de Bouhlou à Sidi Aïch, Bejaia, Algerie. Etude géophysique, avril 2013.
- [53] N. Debabi, M. Abdous, Etudes géotechniques d'urbanisations du site de Bouhlou, commune de Sidi Aïch, Bejaia. Rapport de Sol, LHC-EST Bejaia, avril 2013.

INVESTIGATION SUR LE GLISSEMENT DE BOUHLOU

COMMUNE DE SIDI AICH

DEBABI Nacim^{1,2} & SEGHIR Abdelghani¹ & TAHAKOURT Abdelkader¹

Nacim.Debabi@gmail.com

¹Laboratoire du Génie de la Construction et Architecture, Université A.Mira de Béjaia, LGCA, Algérie

²Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de Bejaia (LHC-EST), Algérie

Résumé : La vallée de la Soummam, du nom de l'Oued qui la longe, occupe un large couloir au sein de la wilaya de Bejaia. Cette rivière sépare deux plaines alluviales, formées en surface de limons et de cailloutis ; tandis qu'en profondeur elles sont constituées d'une couche de marnes schisteuses grises, dans laquelle s'intercalent des grès et des conglomérats. Cette hétérogénéité lithologique, ignorée par la population locale lors de la construction de leurs bâtisses, représente une caractéristique majeure, car elle influe sur la stabilité des talus. Pour cette raison, nous nous sommes intéressés, dans cette étude, au cas spécifique du glissement qui s'est produit au niveau de la commune de Sidi Aïch. Ce glissement a causé l'affaissement d'une route et la destruction des maisons en amont. Il constitue, à ce jour, une menace sérieuse pour les habitations voisines. Certes, on peut croire que l'action des eaux d'infiltrations soit la seule cause du déclenchement de ce glissement ; mais dans les faits, deux grands ensembles ont prédisposé le versant à subir ce processus. Ce sont d'une part, les facteurs passifs : c'est à dire la lithologie et la disposition structurale de la pente ; et d'autre part, les facteurs actifs : climatiques et anthropiques. Après avoir déterminé les causes et les mécanismes liés directement à ce glissement, nous proposerons des solutions de stabilisation appropriées.

Mots-Clefs : Glissement, Soummam, Stabilité, Pente, Sidi Aïch.

Abstract : Soummam Valley, named as, referring to the river that runs through it, occupies a wide corridor in the midst of the province of Bejaia. The river delimits two floodplains constituted in surface by silt and gravel deposits, while, in depth, they are constituted of a layer of gray marl shale in which sandstones and conglomerates are intercalated. This lithologic heterogeneity, ignored by the local population during the construction of their buildings, represents a major feature as it affects the stability of the slope. For this reason, we are going in this specific case study to examine the landslide that occurred in the Sidi Aich locality. This landslide has caused a road collapse and buildings damages in the upstream. Up to now, it still constitutes a serious danger. Certainly, we may believe that the action of water infiltrations is the unique cause of the outbreak of this slip, but in fact, two major sets have predisposed the slope undergo this process. Passive factors: lithology and structural arrangement of the slope, and active factors: climatic and anthropogenic. After determining the causes and mechanisms which are directly related to this slip, appropriate stabilization solutions are proposed.

Key-Words : Slip, Soummam, Stability, Slope, Sidi Aich.

Introduction

La vallée de la Soummam qui longe presque toute la wilaya de Bejaia, se caractérise par une plaine alluviale, que sépare en deux l'Oued. Elle est formée en surface de limons et de cailloutis ; tandis qu'en profondeur elle est constituée d'une couche de marne compacte grise, dans laquelle s'intercalent des grès et des conglomérats. Cette hétérogénéité lithologique jumelée à d'autres facteurs climatiques ou morphologiques, peut déclencher des glissements de terrains et par conséquent la dégradation du cadre bâtis. Le glissement qui s'est produit à Sidi Aïch, pendant l'hiver 2013, a attiré notre attention, non seulement par sa gravité, mais surtout par les causes de son activation, car sachant que l'une d'elles, n'est autre que l'interaction des deux actions suivantes : l'infiltration dans le sol des eaux (d'origine pluviales ou ménagères) et la lithologie alluvionnaire en surface et marneuse compacte en profondeur. Ces deux actions jumelées, ont provoqué le phénomène de lessivage, c'est à dire une migration des sédiments limoneux vers l'aval et création de pores; d'où l'affaissement de la route. Donc au vu de ces constats, des travaux de confortement et de stabilisation doivent être effectués avant la prochaine période hivernale, car de fortes précipitations, peuvent induire la réactivation du glissement, et menacer les constructions limitrophes. D'ailleurs, une étude de stabilité du talus, en faisant varier le niveau de la nappe, a été effectuée [3].



Figure 1. Vue du glissement de Bouhlou (Sidi Aïch)

Présentation de la zone d'étude

Le site du glissement (Figure 2) se situe à la cité Bouhlou (Sidi Aïch), sur la rive Nord de la vallée de la Soummam, à environ 40 km au Sud de la ville de Bejaïa. Il peut être repéré par les coordonnées géographiques suivantes : 36°36'48.00"N et 4°41'44.27"E. Cette zone d'étude, fortement urbanisée, vient de subir au courant de l'hiver 2012-2013, un mouvement de terrain. Celui-ci a affecté notablement la chaussée, et quelques bâtisses alentours.



Figure 2. Photographie aérienne du versant instable de Bouhlou (Sidi Aïch)

A ce sujet, un escarpement, qui apparaît au niveau de la bâtisse la plus endommagée, atteint une profondeur d'environ 80 cm et celui-ci nous renseigne sur la position du flanc du glissement (Figure 1). Par ailleurs des indices visuels, tels que des niches d'arrachement, la déformation de la chaussée (Figure 1), l'inclinaison des arbres ou encore les fissures dans les bâtisses, permettent de constater la présence de ce mouvement. Ce versant a subi aussi, une intense érosion superficielle, due essentiellement aux ruissellements des eaux de pluies ou ménagère non canalisées.

Cadre géologique et géomorphologique

Contexte géologique régional

Le bassin versant de la Soummam est formé par des dépôts alluvionnaires anciens et récents sur le lit majeur de l'Oued Soummam. Un substrat siliceux règne sur tout le versant exposé au Nord et un substrat calcaire dominant la majeure partie du versant exposé au Sud, avec une zone Marno-argileuse s'étendant d'El Kseur à Sidi Aïch. On peut apercevoir aussi, à la périphérie de ce bassin, des ensembles pétrographiques : siliceux pour le massif d'Akfadou et du Djurdjura, calcaire pour le Gouraya et la chaîne des Babors.

Contexte géologique local

D'après deux sondages effectués sur site (Figure 3), le terrain est caractérisé par un sol hétérogène alluvionnaire et non saturé, constitué de limons, de sables, de graviers, en conglomérats et de marnes grises schisteuses.

Description hydrogéologique

Le climat de la région de Sidi Aïch se caractérise par de fortes précipitations (l'une des régions les plus pluvieuses d'Algérie). Un taux d'humidité élevé en hiver, sec en été. La période des fortes pluies s'étend du mois de novembre au mois de mars. Ces précipitations nourrissent les sources du massif de l'Akfadou qui alimentent Sidi Aïch en eau potable. Ce changement climatique, influe considérablement sur le niveau de la nappe d'eau et induit donc d'importantes modifications des caractéristiques mécaniques du sol.

Caractéristiques géotechniques du terrain

Afin de définir les caractéristiques géotechniques du terrain, nous avons procédé à des essais In-Situ et au laboratoire, ces essais nous ont permis de déduire les caractéristiques suivantes :

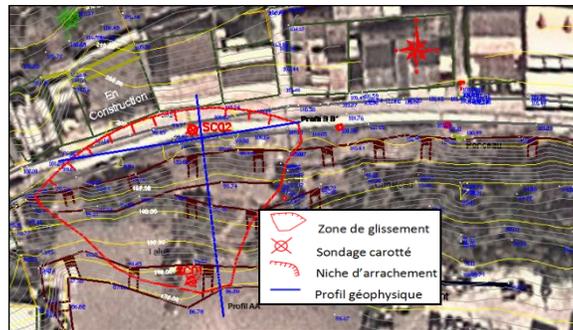


Figure 3. Implantation des essais In-Situ et délimitation de la zone de glissement

Caractérisation géophysique du site

Dans le but de mieux appréhender la nature, l'épaisseur et la géométrie des formations, au niveau de la zone glissée, une campagne de mesures géophysiques a été réalisée, comprenant deux profils en croix (Figure 4) ayant leurs croisement au centre du glissement (Figure 3) et cela, en utilisant la méthode électrique, à l'aide d'un dispositif Wenner-Schlumberger.

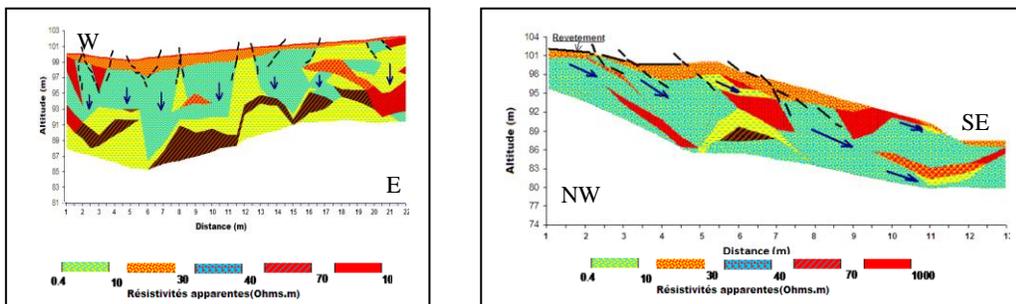


Figure 4. Model 2D de résistivité électrique des deux profiles

- Couche molle de limon avec présence d'écoulement d'eau
- Couche Argileuse-limoneuse, graveleuse imbibée d'eau
- Couche limoneuse-graveleuse compacte
- Zones de fractures
- Couche superficielle argileuse-limoneuse et éboulis humides
- Couche de conglomérats ou schistes fracturé aquifères
- Couche de marne, schisteuse
- Sens de circulation des eaux

L'investigation par la méthode électrique [2] a permis de confirmer: la présence de fractures et de cavités pleines d'eau ; ainsi qu'un changement des caractéristiques mécaniques, des masses composantes, sous l'action du transport des eaux. On note que l'investigation électrique à été réalisée dans des conditions climatiques humides.

Caractéristiques géotechniques des formations

Les essais d'identification que nous présentons ci-après, ont été effectués à partir d'échantillons, récupérés des deux sondages carottés de 12 m de profondeur [3], réalisés sur le site du glissement (Figure 3). Les études ont porté sur la granulométrie, la plasticité (limites d'Atterberg), la sédimentométrie, l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande et enfin l'essai de compressibilité à l'œdomètre. Les principaux résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 1. Récapitulatif des résultats des essais granulométriques et Sédimentométriques en %

N°	PROFONDEURS (m)	> 5mm	> 2mm	> 0.08mm	20 µm	2 µm
SC 01	2,50 – 3,00	96	84	22	-	-
	5,50 – 6,00	60	44	12	-	-
	8,60 – 9,10	82	72	43	24	16
SC 02	2,50 – 3,00	64	32	4	-	-
	8,50 – 9,00	80	74	62	34	16

Les courbes granulométriques montrent une granulométrie caractéristique d'un sol très hétérogène : sableux et graveleux en surface, limoneux et argileux en profondeur.

Tableau 2. Récapitulatif des résultats Limites de plasticités et Densités

N°	PROFONDEURS (m)	W _L %	W _P %	I _p %	γ _d (t/m ³)	γ _h (t/m ³)	Sr %
SC 01	8,60 – 9,10	42,37	22,00	20,37	1,94	2,18	> 95
SC 02	8,50 – 9,00	45,40	23,67	21,73	1,78	2,12	> 95

La fraction fine des échantillons de sol, soumise au test de plasticité, au moyen de l'essai des limites d'Atterberg, a révélé, selon le diagramme de Casagrande, une marne limoneuse plastique saturée en profondeur. Les échantillons testés, montrent que le sol est de densité moyenne et que celle-ci est évolutive en profondeur.

Tableau 3. Récapitulatif des résultats cisaillement et oedomètre

N°	PROFONDEURS (m)	C(Bar)	φ (°)	Pc (Bar)	Cc (%)	Cg (%)
SC 01	8,60 – 9,10	1,23	27,9	1,26	18,02	2,75
SC 02	8,50 – 9,00	0,53	16,2	1,70	15,67	3,42

L'essai de cisaillement rectiligne, de type non-consolidé, non-drainé (UU), effectué au laboratoire, sur les deux échantillons de Marne, nous donne de faibles caractéristiques mécaniques, du fait que le sol en place a déjà subi un remaniement. Les résultats de l'essai de compressibilité, montrent que l'échantillon testé est normalement consolidé et peu gonflant.

Caractéristiques chimiques du sol

Des analyses chimiques, effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, indiquent une faible agressivité par les sulfates et les matières organiques ; cependant, un taux important de carbonate montre un sol à caractère marneux.

Tableau 4. Récapitulatif des résultats chimiques en %

N°	PROFONDEURS (m)	SULFATES So ₄ ⁻	CARBONATES CaCo ₃	MATIÈRES ORGANIQUES
SC 01	2,50 – 3,00	Traces	34,50	1,67

Causes du déclenchement du glissement

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est la combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui provoquent l'instabilité. Dans le cas étudié, deux types de facteurs interagissent [1] : Des facteurs actifs et des facteurs passifs.

Facteurs Actifs

Il nous semble, à la lumière de notre investigation, que les facteurs actifs, qui influent sur la cinématique du mouvement donc son déclenchement, ainsi que sa probable réactivation, se résument principalement d'une part par l'action climatique : car après constat et selon les témoins, il nous semble que le mouvement du talus s'est déclenché après de fortes précipitations enregistrées pendant l'hiver 2012-2013, auxquelles s'ajoutent de mauvaises conditions de drainage des eaux ; de la sorte, le sol se sature et perd ses caractéristiques intrinsèques. D'autre part par le facteur anthropique : car malgré les signes d'instabilités des terrains dans cette région, des travaux de construction du cadre bâtis, en amont du site, continuent à proliférer. Ceux-ci, non encadrés, modifient considérablement le relief, surchargent la zone et obstruent les chemins des écoulements naturels. Ajoutons à cela, l'influence des surcharges et vibrations induites par les passages répétés des véhicules sur la chaussée détériorée.

Facteurs Passifs

En général ils sont liés à la géologie, l'hydrologie et la géomorphologie du site. Pour le cas du site d'étude, le talus n'étant pas trop abrupt, l'influence géomorphologique devenant restreinte, donc le glissement a été induit par l'interaction de deux facteurs : Géologique et hydrogéologique. Cette interaction a été favorisée par les événements suivants : les fortes précipitations de l'hiver 2012-2013, ont généré l'accroissement considérable des sources existantes et la montée du niveau de la nappe phréatique. Ces phénomènes ont provoqué une migration des particules fines de la couche alluvionnaire, vers le bas, qui, stoppées par la couche de marne compacte, sont déviées vers l'aval. En même temps, la partie superficielle de la couche marneuse en contact immédiat avec l'eau, s'altère et perd ses caractéristiques mécaniques.

Etude de stabilité

Afin d'étudier la stabilité actuelle du talus à court terme, et déduire l'éventualité de sa réactivation, nous avons effectué un calcul de stabilité, en utilisant différentes méthodes d'équilibre limite. On a fait varier le niveau de la nappe, en simulant les différents états d'humidité du sol. Cinq cas de figures ont été pris en considération : les quatre premiers en variant le niveau de la nappe de 0m, 1m, 2m et 3m de profondeur et le dernier lorsque la nappe est asséchée. Les valeurs des facteurs de sécurité correspondantes sont présentées dans le tableau 5.

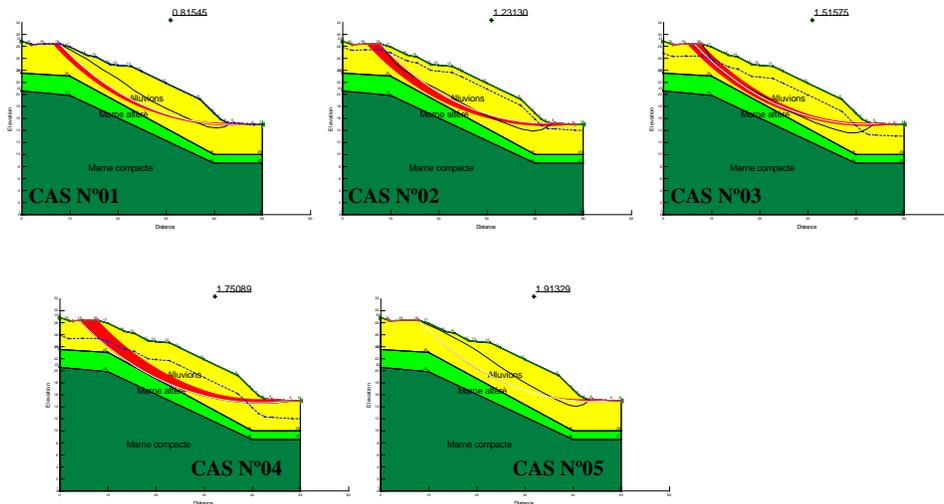


Figure 5. Cercles de glissement et F_s pour différents niveaux de la nappe (méthode Bishop)

Tableau 5. Valeurs des coefficients de sécurité calculés par différentes méthodes

METHODES PROFONDEURS	ORDINAIRE	BISHOP	JAMBU	M-P
CAS N°01 (niveau 00 m)	0,74	0,81	0,75	0,77
CAS N°02 (niveau -01 m)	1,09	1,23	1,10	1,14
CAS N°03 (niveau -02 m)	1,33	1,51	1,34	1,40
CAS N°04 (niveau -03 m)	1,68	1,75	1,69	1,75
CAS N°05 (sans nappe)	1,88	1,91	1,81	1,84

Les résultats obtenus grâce aux différentes méthodes d'équilibre limite (Tableau 5), montrent qu'à partir du CAS N°04 (soit l'état du sol sec), le facteur de sécurité, est supérieur à 1,5, montrant ainsi la stabilité actuelle du talus. On remarque également, que lorsque le niveau de la nappe croît (jusqu'à atteindre la couche superficielle du sol), le facteur de sécurité F_s , décroît et devient inférieur à 1, provoquant ainsi une diminution de la stabilité du talus.

Solutions de stabilisation appropriées

Suite à notre analyse et résultats, et dans le but de stabiliser au maximum ce glissement et d'empêcher sa réactivation, il nous semble primordial de proposer la mise en place d'un nouveau système de drainage adéquat et d'entretien facile. Il comprendra des ouvrages drainants, en forme d'éperons ou de tranchées. Il faut également changer l'ensemble des matériaux glissés ou susceptible de glisser, et les remplacer par un matériau de meilleur qualité. Ce qui nous permettra de reconstituer le profil initial. Par ailleurs, il est nécessaire de stabiliser la masse de sol, par l'installation d'un organe résistant (Mur de soutènement ou butée de pied ou palplanches) en l'aval du talus, en prenant en compte le contour du cercle de glissement le plus défavorable, pour s'assurer de son encastrage. Enfin, la méthode du mur, renforcé par des géotextiles, peut également être efficace, à condition que son coût soit bien étudié.

Conclusion

A la suite du glissement de Bouhlou (commune de Sidi Aïch), survenu pendant l'hiver 2012-2013, on a effectué des investigations géophysiques et géotechniques, dans le but de caractériser et d'établir les causes de déclenchement de ce glissement et comprendre son mécanisme. Pour se prononcer sur la stabilité future du site, on a effectué des calculs (en utilisant différentes méthodes d'équilibre limite) en faisant varier la profondeur de la nappe d'eau. Il est clairement établi que les causes de son déclenchement sont d'origine naturelle (fortes précipitations et géologie spécifique et hétérogène). Cependant, le facteur anthropique, ne peut être négligé, au vu de l'accroissement du bâti et des mauvaises conditions de drainage des eaux. Ce glissement se caractérise par une structure complexe : un escarpement et affaissement en amont et un déplacement horizontal des terres en aval. Les essais géotechniques et géophysiques montrent que le sol se divise en deux parties : alluvionnaire en surface et marneuse en profondeur. L'étude de stabilité effectuée (en faisant varier le paramètre du niveau de la nappe d'eau), a montré que ce site devient instable dès lors que le sol est saturé ; ce qui nous amène à préconiser dans les plus brefs délais (avant la période pluvieuse) un confortement rigoureux du site. Enfin, ce fléau doit être pris en considération par la population concernée (ingénieurs et bâtisseurs) car l'événement de Bouhlou (Sidi Aïch) peut se répéter sur tout le long de la vallée. Au mieux et pour une meilleure prise en charge des éventuels cas similaires, il est nécessaire d'instituer des bureaux d'études spécialisés, devenus incontournables.

Bibliographie

- [1] L. Djerbal, B. Melbouci, "*Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algerie) : causes et evolution,*" Bull eng Geol Environ , 2012, pp. 587-597, juin 2012.
- [2] M. Chibani, "*Investigation geophysique du site du glissement de Bouhlou à Sidi Aïch, Bejaia, Algerie,*" Etude geophysique, avril 2013.
- [3] N. Debabi, M. Abdous, "*Etudes geotechniques d'urbanisations du site de Bouhlou, commune de Sidi Aïch, Bejaia* " Rapport de Sol, LHC-EST Bejaia, avril 2013.