

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou.

Faculté du Génie de la Construction.

Département de Génie Civil.

**Laboratoire de Géo matériaux
Environnement et Aménagement
(LGEA)**



Mémoire de fin d'étude

**En vue de l'obtention du diplôme de Master 2
académique**

Spécialité: Génie Civil

Option : Géotechnique et Environnement

Thème :

**Etude de la stabilité des talus d'une digue
en terre, cas des digues du barrage de
Souk Tlata**

Présenté par : FALI massinissa

Dirigé par : M. GABI S.

Promotion : 2013 / 2014



Remerciements

*Je remercie en premier lieu Dieu de m'avoir
donné la force et la patience de terminer ce
travail,*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à
toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long
de ce travail.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement
à mon promoteur Mr. GABI S. pour sa
contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

*J'exprime mon respect aux membres du jury qui
me feront l'honneur d'examiner ce modeste
travail.*

*Que l'ensemble des enseignants qui m'ont suivi
durant mon cycle d'étude soient tout aussi
remerciés.*

Massinissa



DEDICACE



*Je dédie ce travail :
A Mes très chers parents qui m'ont toujours
encouragé et Que Dieu les protège.*

*A Mes chers frères et sœurs en particulier
mon frère Mohammed.
A ma sœur Dihia.*

*Mes amies : Mahrez, Hocin, Radwen
Kamal, Massi, Karim, Ali.*

*A toute la promotion 2014 de géotechnique
et tous ceux qui ont contribué de près ou de
loin à ma formation.*



Massinissa

SOMMAIRE

| | |
|--|----------|
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus | 2 |
| Introduction | 3 |
| I.1.Généralités sur les mouvements de terrain | 3 |
| I.2- les mouvements de terrain et les différents types | 3 |
| I-2-1-Les mouvements rapides et discontinus | 4 |
| a) Les écroulements et chutes de blocs..... | 4 |
| b) Les coulées boueuses | 5-6 |
| c) Les effondrements..... | 7 |
| I-2-2- Les mouvements lents et continus | 7 |
| a) Le fluage | 7 |
| b) Les affaissements | 8 |
| c) Les glissements de terrains..... | 9 |
| I.3.1. Glissement plan..... | 9 |
| I.3.2. Glissement rotationnels | 10 |
| a). Glissement rotationnel simple | 10 |
| b) Glissement rotationnel complexe | 11-12 |
| I.4.Vitesse moyenne de glissement | 13 |
| I.4.1. La cinématique et dynamique des glissements de terrains..... | 13 |
| a). La cinématique | 13 |

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| b). Dynamique d'un glissement..... | 14-15 |
| c). Profondeur de glissement | 16 |
| I.4.2. Origine et causes des glissements de terrain | 16 |
| I.4.3. Les causes augmentant les moments moteurs | 16 |
| I.4.4. Les causes diminuant les moments résistants | 16 |
| I.5. Calcul de la stabilité d'un glissement | 17 |
| I.5.1. Généralités | 17 |
| I.5.2. Calculs à la rupture | 18-19 |
| I.6. Calcul du coefficient de sécurité F_s | 20 |
| I.6.1. Hypothèses générales pour le calcul de F_s | 20 |
| I.6.2. cas d'un glissement plan : [MELBOUCI Bachir, 2010]..... | 21 |
| A. Généralisation de la méthode..... | 22 |
| I.6.3. Cas d'un glissement circulaire..... | 23 |
| I.6.3.1. Méthodes des tranches..... | 23 |
| 1. Définition..... | 23 |
| 2. Mise en équation du problème..... | 23-24 |
| Conclusion..... | 25 |
| Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues | 26 |
| Introduction..... | 27 |
| II.1. Stabilité des talus des digues en terre..... | 27 |
| II.1.1. Généralités | 27 |
| II.1.2. Définitions générales | 27-28 |
| 1). fin de construction | 29 |
| 2). opération ou exploitation (barrage plein) | 30 |

Sommaire

| | |
|---|----------|
| 3). vidange rapide | 30 |
| II.1.3 : Notion de facteur de sécurité | 31 |
| II.2 : Le choix du type de méthode de calcul | 32 |
| II.3 : Méthodes à l'équilibre limite | 33 |
| Introduction | 33 |
| II.3.1 : Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite | 34-35 |
| II.3.2 : Pour une tranche | 36 |
| II.3.2.1. En projetant verticalement toutes les forces | 36 |
| II.3.2.2. En projetant horizontalement toutes les forces | 36 |
| II.3.2.3. Equilibre global des moments | 37 |
| II.3.2.4. Equilibre global des forces | 37 |
| II.3.3.Méthode de Fellenius [1927] | 37 |
| Hypothèses | 37 |
| II.3.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955] | 38 |
| Hypothèses | 38-39 |
| II.3.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956] | 40 |
| Hypothèses | 40 |
| II.3.6. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970] | 41 |
| Hypothèses | 41 |
| II.3.7. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] | 41 |
| Hypothèses | 41-42 |
| II.4. Limitations des méthodes d'équilibre limite | 43 |
| II.5. Prise en compte de l'effet de la succion..... | 44-45 |
| II5.1. Modification de l'analyse de la stabilité en tenant compte de la succion | 46-47-48 |
| Conclusion | 48 |

| | |
|---|-----------|
| CHAPITRE III : Présentation du barrage de SoukTlata | 49 |
| Introduction | 50 |
| III.1. Terminologie des barrages en terre | 50 |
| III.1.1. Définition..... | 50 |
| III.1.2. Effets des barrages | 50 |
| III.1.3. Cas particuliers de barrages | 50 |
| III.1.4. Principaux éléments du barrage | 51 |
| III.1.5. Principaux usages des eaux mobilisées par les barrages | 51 |
| III.1.6. Critères de choix du type de barrage..... | 51 |
| III.2. Types de barrages en terre | 52 |
| III.2.1. Barrage homogène | 52 |
| III.2.2. Barrages à noyau | 52 |
| III.2.3. Barrages à masque amont | 53 |
| III.3. Présentation générale du projet [barrage de Souk Tlata] | 54 |
| III.3.1. Type du barrage | 54 |
| III.3.2. Localisation du barrage SoukTleta..... | 54 |
| III.3.3. Situation géographique du site | 55 |
| III.3.4. Destination | 56 |
| III.3.5. Problématique..... | 56 |
| III.3.6. Caractéristiques hydrologique | 56 |
| III.3.7. Composition et description de l'aménagement | 56 |
| A). Barrage principal | 56 |

Sommaire

| | |
|---|----|
| Digue : en remblai zoné | 56 |
| B).Digue de col : en remblai zoné | 56 |
| III.3.8.Ouvrages annexes | 57 |
| a).Evacuateur de crue | 57 |
| b).Emplacement | 57 |
| c).Dérivation provisoire | 57 |
| d).Ouvrage de prise..... | 57 |
| e).Vidange de fond | 57 |
| f).Volume des travaux | 57 |
| III.4.Dimensionnements du barrage | 58 |
| Introduction | 58 |
| III.4.1Dimensionnement de la digue principale | 58 |
| III.4.2.Hauteur du barrage | 58 |
| III.4.3.Niveau normal de retenue | 58 |
| III.4.4.Niveau des plus hautes eaux | 58 |
| III.4.5.Niveau de la crête du barrage | 59 |
| III.4.6.Calcul de la revanche | 59 |
| III.5.Détermination de la hauteur de la vague | 60 |
| A. Formule de Stevenson Gaillard | 60 |
| B.Formule de Stevenson reprise par Mallet et Paquant..... | 61 |
| III.5.1.Largeur en crête | 61 |
| III.5.2.Longueur en crête | 61 |
| III.5.3.Pente des talus | 62 |
| III.5.4.Dimensionnement du noyau | 62 |
| III.5.5.Largeur en crête du noyau | 62 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| III.5.6.Pentes du noyau | 63 |
| III.5.7.Calcul de la longueur du drain | 63 |
| III.6.Réseau d'infiltration à travers les digues en terre | 64 |
| III.6.1.Détermination de la parabole de Kozeny et la ligne de saturation pour la digue principale..... | 65 |
| III.6.1.1.Détermination de parabole de Kozeny pour la digue principale..... | 65 |
| III.6.1.2.Détermination la ligne de saturation pour la digue principale..... | 66 |
| III.6.2.Détermination de la parabole de Kozeny et la ligne de saturation pour la digue de col..... | 67 |
| III.6.2.1 Détermination de la parabole de Kozeny pour la digue de col..... | 67 |
| III.6.2.2. Détermination de la ligne de saturation pour la digue de col..... | 68 |
| Conclusion..... | 69 |

CHAPITRE IV : Modélisation des deux digues avec le logiciel TALREN 04.....70

| | |
|--|----|
| Introduction | 71 |
| VI.1. Modélisation des deux digues avec le logiciel TALRENT 04 | 71 |
| VI.1.1. Présentation de TALREN 4..... | 71 |
| VI.1.2. Introduction | 71 |
| VI.1.3. Présentation du logiciel TALREN 4 | 71 |
| VI.2. Les principales caractéristiques de TALREN 4 | 71 |
| VI.2.1. L'interface graphique interactive | 71 |
| VI.2.2. La gestion du phasage | 72 |
| VI.2.3. La recherche automatique des surfaces de rupture | 73 |
| VI.2.4. La méthode de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) | 73 |
| VI.2.5. La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN, et avec PLAXIS | 73 |
| VI.3. Modélisation de la digue principale et de la digue de col | 73 |

Sommaire

| | |
|---|----------------|
| VI.3.1. Présentation de l'étude | 74 |
| VI.3.2. Description générale du projet | 75 |
| VI.3.3. Choix d'un jeu de pondérations/sécurités partielles | 76 |
| VI.3.4. Définition de la Géométrie | 76 |
| VI.3.5. Caractéristiques physiques et mécaniques du sol | 77 |
| VI.3.6. Les conditions hydrauliques | 78-79-80-81-82 |
| VI.6.1. Définition des conditions hydrauliques pour Néant | 82 |
| VI.6.2. Définition des conditions hydrauliques pour la nappe phréatique | 83-84 |
| VI.6.3. Définir le fond de la nappe | 85 |
| VI.6.4. Définir une nappe extérieure | 86 |
| VI.7. Insertion d'une phase | 87 |
| VI.7.1. Définition de la situation 1 | 88 |
| VI.7.2. Définir les surfaces de ruptures | 89 |
| VI.7.3. Prise en compte de l'effort sismique | 90 |
| VI.8. Exemple de calcul | 90 |
| VI.8.1. Calcul et résultats pour la situation 1 | 90-91 |
| VI.8.2. Calcul et résultats pour les autres situations | 92 |
| Conclusion | 92 |

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation des deux digues avec le logiciel TALREN 04.....93

| | |
|--|----|
| Introduction | 94 |
| 1). Résultat et interprétation de la modélisation de la digue principale | 94 |
| V.1. Vérification du talus aval et amont juste après la fin de la construction | 94 |
| V.1.1. Vérification du Talus aval (sans séisme) | 94 |

Sommaire

| | |
|--|-----|
| V.1.2. Vérification du Talus aval (avec séisme) | 95 |
| V.1.3. Vérification du Talus amont (sans séisme) | 96 |
| V.1.4. Vérification du Talus amont (avec séisme) | 97 |
| V.2. Vérification de la stabilité de la digue principale en service [Niveau de la retenue normal (NRN=122m)] | 98 |
| V.2.1. Vérification du Talus aval (sans séisme) | 98 |
| V.2.2. Vérification du Talus aval (avec séisme) | 99 |
| V.2.3. Vérification du Talus amont (sans séisme) | 100 |
| V.2.4. Vérification du Talus amont (avec séisme) | 101 |
| V.3. Vérification de la stabilité de la digue principale en service Niveau de la retenue maximal (NRM=125m) | 102 |
| V.3.1. Vérification du Talus aval (sans sismique) | 102 |
| V.3.2. Vérification du Talus aval (avec séisme) | 103 |
| V.3.3. Vérification du Talus amont (sans séisme) | 104 |
| V.3.4. Vérification du Talus amont (avec séisme) | 104 |
| V.4. Vérification de la stabilité de la digue principale à la vidange rapide | 106 |
| V.4.1. Vérification du Talus aval (sans sismique) | 106 |
| V.4.2. Vérification du Talus aval (avec séisme) | 107 |
| V.4.3. Vérification du Talus amont (sans séisme) | 108 |
| V.4.4. Vérification du Talus amont (avec séisme)..... | 109 |
| 2). Résultat et interprétation de la modélisation de la digue de col | 110 |
| V.5. Vérification du talus aval et amont juste après la fin de la construction | 110 |
| V.5.1. Vérification du Talus aval (sans séisme) | 110 |
| V.5.2. Vérification du Talus aval (avec séisme) | 111 |
| V.5.3. Vérification du Talus amont (sans séisme) | 112 |

Sommaire

| | |
|--|-----|
| V.5.4.Vérification du Talus amont (avec séisme) | 113 |
| V.6.Vérification de la stabilité de la digue de col en service Niveau de la retenue normal (NRN=122m)..... | 114 |
| V.6.1.Vérification du Talus aval (sans séisme) | 114 |
| V.6.2Vérification du Talus aval (avec séisme) | 115 |
| V.6.3.Vérification du Talus amont (sans séisme) | 116 |
| V.6.4.Vérification du Talus amont (avec séisme) | 117 |
| V.7.Vérification de la stabilité de la digue de col en service Niveau de la retenue maximal (NRM=125m) | 118 |
| V.7.1.Vérification du Talus aval (sans sismique) | 118 |
| V.7.2.Vérification du Talus aval (avec séisme) | 119 |
| V.7.3.Vérification du Talus amont (sans séisme) | 120 |
| V.7.4.Vérification du Talus amont (avec séisme) | 121 |
| V.8. Vérification de la stabilité de la digue de col à la vidange rapide | 122 |
| V.8.1.Vérification du Talus aval (sans sismique) | 122 |
| V.8.2.Vérification du Talus aval (avec séisme) | 123 |
| V.8.3.Vérification du Talus amont (sans séisme) | 124 |
| V.8.4.Vérification du Talus amont (avec séisme) | 125 |
| V.9.Synthese des coefficients de sécurité | 126 |
| V.9.1.Digue principale parement aval [Tableau VII.9.1] | 126 |
| V.9.2.Digue principale parement amont [Tableau VII.9.1] | 127 |
| V.10.Synthese des coefficients de sécurité | 128 |
| V.10.1.Digue de col parement aval [Tableau VII.10.1] | 128 |
| V.10.2digue principale parement amont [Tableau VII.10.2] | 129 |

Sommaire

| | |
|---------------------------|---------|
| Conclusion..... | 130 |
| Conclusion générale | 131 |
| Bibliographie | 132-133 |

Liste des figures :

• Chapitre I

| | |
|---|----|
| Figure I.1: Les chutes de blocs et les écroulements..... | 4 |
| Figure I.2 : Schématisation d'un éboulement..... | 4 |
| Photo 1.3 : Les coulées boueuses | 5 |
| Figure. I. 4 : Les coulées boueuses (www.encyclopédie.com) Cas réel d'une coulée boueuse à droite (Illilteneimai 2012 Tizi-Ouzou)..... | 6 |
| Figure I.5 : Progression d'un effondrement | 7 |
| Figure I.6 : Le phénomène du fluage | 8 |
| Figure I.7 : L'affaissement | 8 |
| Figure. I. 8: A glissements rotationnel B Glissement plan (transrotationnel) | 10 |
| Figure. I. 9 : Diagramme schématique d'un glissement de terrain..... | 11 |
| Figure I.10 : Glissement rotationnel simple | 11 |
| Figure I.11 : Glissement rotationnel complexe | 12 |
| Figure. I. 12: Figure illustrant la niche d'arrachement lors d'un glissement réel Azazga 18/03/2012..... | 12 |
| Figure. I. 13 : Diagramme schématique illustrant la dynamique du mouvement (d'après le déplacement de particules de sol dans le cas d'un glissement de terrain)..... | 15 |
| Figure1.14 : Illustration d'une rupture d'une pente | 17 |
| Figure. I.15 : Les différents cercles de glissement..... | 18 |
| Figure I.16 : Schéma d'analyse de stabilité à la rupture..... | 19 |
| Figure. I.17 : Les efforts appliqués sur une tranche..... | 21 |
| FigureI.18 : Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau..... | 23 |
| Figure. I.19 : Les différentes forces agissant sur une tranche..... | 24 |

Liste des figures

• Chapitre II

| | |
|--|----|
| Figure II.1: Exemple d'une rupture circulaire..... | 34 |
| Figure II.2: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius..... | 38 |
| Figure II. 3: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée..... | 39 |
| Figure II.4: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée..... | 41 |
| Figure II.5: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer..... | 42 |
| Figure II. 6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement DUNCAN et WRIGHT [2005]..... | 44 |
| Figure II.7: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau..... | 46 |

• Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III.1 : barrage homogène | 52 |
| Figure III.2: barrage à noyau..... | 53 |
| Figure III.3 : barrage à masque amont | 53 |
| Figure III.4: Vue générale d'un Barrage en terre | 54 |
| Figure III.5: plan de situation de l'ouvrage | 55 |
| Figure III.6: Paramètres de sécurité vis-à-vis des phénomènes naturels | 60 |
| Figure III.7: tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY..... | 65 |
| Figure III.8 : Détermination de parabole de Kozeny pour la digue principale..... | 66 |
| Figure III.9: Détermination de la ligne de saturation pour la digue principale | 66 |
| Figure III.10 : Détermination de parabole de Kozeny pour la digue de col..... | 67 |
| Figure III.11: Détermination de la ligne de saturation pour la digue de col | 68 |

Liste des figures

• Chapitre VI

| | |
|---|----|
| [Figure VI.1] : sélectionner un nouveau fichier | 74 |
| [Figure VI.2] : enregistrement un nouveau fichier | 74 |
| [Figure VI.3] : boîte de dialogue Description générale..... | 75 |
| [Figure VI.4] : Choix d'un jeu de pondérations/sécurités partielles..... | 76 |
| [Figure VI.5] : boîte de dialogue "Géométrie du projet", onglets "Points" et "Segments" et "Enveloppe"..... | 77 |
| [Figure VI.6] : boîte de dialogue des caractéristiques de sols avec les différentes couches..... | 80 |
| [Figure VI.7] : modélisation de la digue principale avec les différentes couches | 80 |
| [Figure VI.8] : modélisation de la digue principale avec les différentes couches saturées..... | 81 |
| [Figure VI.9] : modélisation de la digue principale avec les différentes couches | 81 |
| Figure VI.10] : modélisation de la digue principale avec les différentes couches saturées..... | 82 |
| [Figure VI.11] : Définition des conditions hydrauliques pour Néant | 82 |
| [Figure VI.12] : définition de coefficients ru pour les couches de sol..... | 83 |
| [Figure VI.13] : définition d'une nappe phréatique..... | 83 |
| [Figure VI.14] : définition des points formant le toit de la nappe phréatique..... | 84 |
| [Figure VI.15] : définition des points formant le fond de la nappe..... | 85 |
| [Figure VI.16] : définition des points formant la nappe extérieure..... | 86 |
| [Figure VI.17] : exemple de représentation graphique de nappe phréatique..... | 87 |
| [Figure VI.18] :insertion d'une phase..... | 88 |
| [Figure VI.19] : définition de la 1ère situation de la 1ère phase sans séisme | 89 |
| [Figure VI.20] : définition des surfaces de rupture pour la 1ère situation de la 1ère phase | 89 |
| [Figure VI.21] : définition de la 1ère situation de la 1ère phase avec séisme | 90 |
| [Figure VI.22] : calcul de la stabilité pour la première situation | 91 |

Liste des figures

| | |
|--|-----------|
| [Figure VI.23] : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction | 91 |
| | |
| • Chapitre V | |
| Figure V. 01 : vérification de la stabilité de la digue principal talus aval(sans séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 94 |
| Figure V.02 : vérification de la stabilité de la digue principaletalus aval (avec séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 95 |
| Figure V.03 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 96 |
| Figure V.04 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (avec séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 97 |
| Figure V.05 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval(sans séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 98 |
| Figure V.06 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 99 |
| Figure V.07 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 100 |
| | |
| Figure V.08 : vérification de la stabilité de la digue principale (talus amont): (avec séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 101 |
| Figure V.9 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 102 |
| Figure V.10 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 103 |
| Figure V.11 : vérification de la stabilité de la digue principale (talus amont) : (sans séisme) | |

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 104 |
| Figure V.12 :vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 105 |
| Figure V.13 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide N.R.Min=88m..... | 106 |
| Figure V.14 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide N.R.Min=88m..... | 107 |
| Figure V.15 :vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide N.R.Min=88m..... | 108 |
| FigureV.16 :vérification de la stabilité de la digue principal talus amont (avec séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide N.R.Min=88m..... | 109 |
| Figure V.17 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 110 |
| Figure V.18 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 111 |
| Figure V.19 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 112 |
| Figure V.20 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme) | |
| Cas 01 : fin de construction..... | 113 |
| Figure V.21 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 114 |
| Figure V.22 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 115 |
| Figure V.23 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme) | |
| cas02 : en service N.R.Norm=122m..... | 116 |

Liste des figures

| | |
|---|------------|
| Figure V.24 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme) | |
| Cas 02 : en service N.R.Norm=122m..... | 117 |
| Figure IV.25 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 118 |
| Figure V.26 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R. Max=125m..... | 119 |
| Figure V.27 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R. Max=125m..... | 120 |
| Figure V.28 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme) | |
| Cas 03 : en service N.R.Max=125m..... | 121 |
| Figure V.29 :vérification de la stabilité de la digue de col talus ava (sans séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide niveau=114m..... | 122 |
| Figure V.30 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide niveau=114m..... | 123 |
| Figure V.31 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme) | |
| Cas 04 : vidange rapide niveau=114m..... | 124 |
| Figure V.32 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec sismique) | |
| Cas 04 : vidange rapide niveau=114m..... | 125 |

Liste des tableaux

• Chapitre I

Tableau I.1 : Vitesses des mouvements de terrain (Varnes, 1978 et Crozier, 1986)13

Tableau I.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement16

Tableau I.3 : Différents exemples de déformations d'un coefficient de sécurité,
LAMBE [1973].....20

Tableau I.4 :Récapitulatif des principales méthodes de calcul (d'après Abelli, 1993).....25

• Chapitre II

Tableau II .1 :les coefficients suivants sont proposés (tiré de Pougatsch et Müller, 2000).....32

• Chapitre III

Tableau III.1: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)62

Tableau III.2 : Pente du noyau63

• Chapitre IV

[**Tableau VI.1**] : paramètres géotechnique de calcul (digue principale).....78

[**Tableau VI.2**] : paramètres géotechnique de calcul (digue de col).....79

• Chapitre V

Tableau V.1 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de
la digue principale parement aval126

Tableau V.2 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de
la digue principale parementamont.....127

Liste des tableaux

| | |
|--|------------|
| Tableau V.3 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue de col parement aval..... | 128 |
| Tableau V.4 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue de col parement amont | 129 |

INTRODUCTION GENERALE :

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des digues des barrages en terre. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes de vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus d'une digue en terre comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristique mécanique des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

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

Vu toutes ces considérations, il est important de dicter une méthodologie efficace pour la réalisation de ces ouvrages et notre étude fait l'objet d'une étude d'un barrage sur l'Oued Bougdoura dans la Willaya de Tizi-Ouzou qui sera destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

Le contenu comprendra cinq chapitres. Tout d'abord, dans le premier chapitre, nous établirons un état des connaissances sur la morphologie des glissements de terrains.

Dans un deuxième chapitre, nous montrons l'étude théorique sur la stabilité des talus des digues. Par la suite dans le troisième chapitre nous présenterons notre projet (barrage de Souk Tlata)

Dans un quatrième chapitre nous ferons une analyse de la stabilité des talus par le logiciel Talren 04 (méthode de Bishop).

Enfin, dans un cinquième et dernier chapitre, nous montrons les résultats et les interprétations de la modélisation.

CHAPITRE I

Recherche bibliographique sur la stabilité des talus

Introduction

Les glissements de terrains en pentes revêtent des fois des formes spectaculaires et laissent à penser que toute perturbation de l'équilibre initial des terres par réalisation d'un projet quelconque, peut conduire à des conséquences catastrophiques. Il va sans dire qu'il est impératif de prévoir les risques de mouvement du sol à chaque modification de cet état d'équilibre initial.

I.1. Généralités sur les mouvements de terrain

Description du phénomène

Les mouvements de terrain sont des déplacements du sol ou du sous-sol (ils peuvent affecter aussi bien le substrat rocheux que les couches plus superficielles des sols), d'origine naturelle (séismes, fortes pluies, cycle gel-dégel et la fonte des neiges, etc.) ou anthropique (terrassement, déboisement, etc.).

L'ampleur de ces phénomènes est très variable. Les volumes en jeu vont couramment de quelques mètres cubes à quelques millions de mètres cubes. Les mouvements de terrain peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse et effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent). Leur grande variété engendre un besoin de les classer pour mieux les appréhender et les étudier.

I.2- les mouvements de terrain et les différents types

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrain; Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes.

I-2-1-Les mouvements rapides et discontinus

a) Les écroulements et chutes de blocs

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à $0,1\text{m}^3$), à l'écroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3 avec, dans ce dernier cas, une extension importante des matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à cent kilomètre par heure.[9]

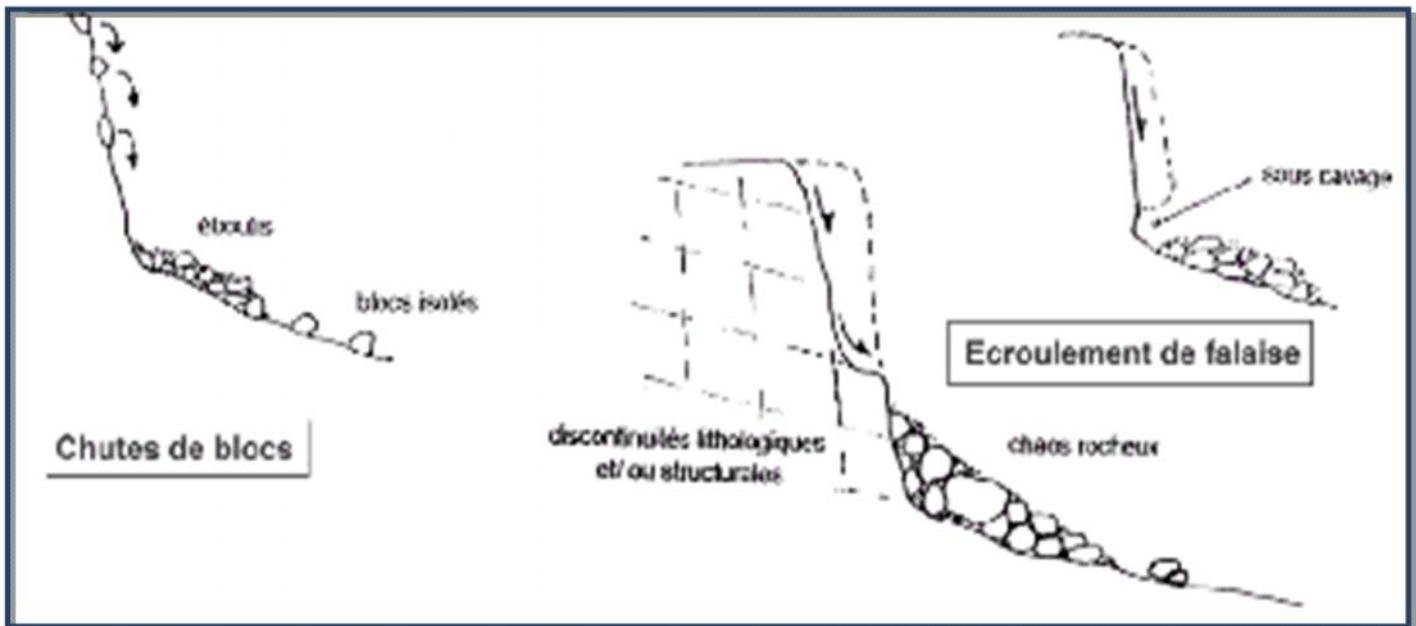


Figure I.1: Les chutes de blocs et les écroulements

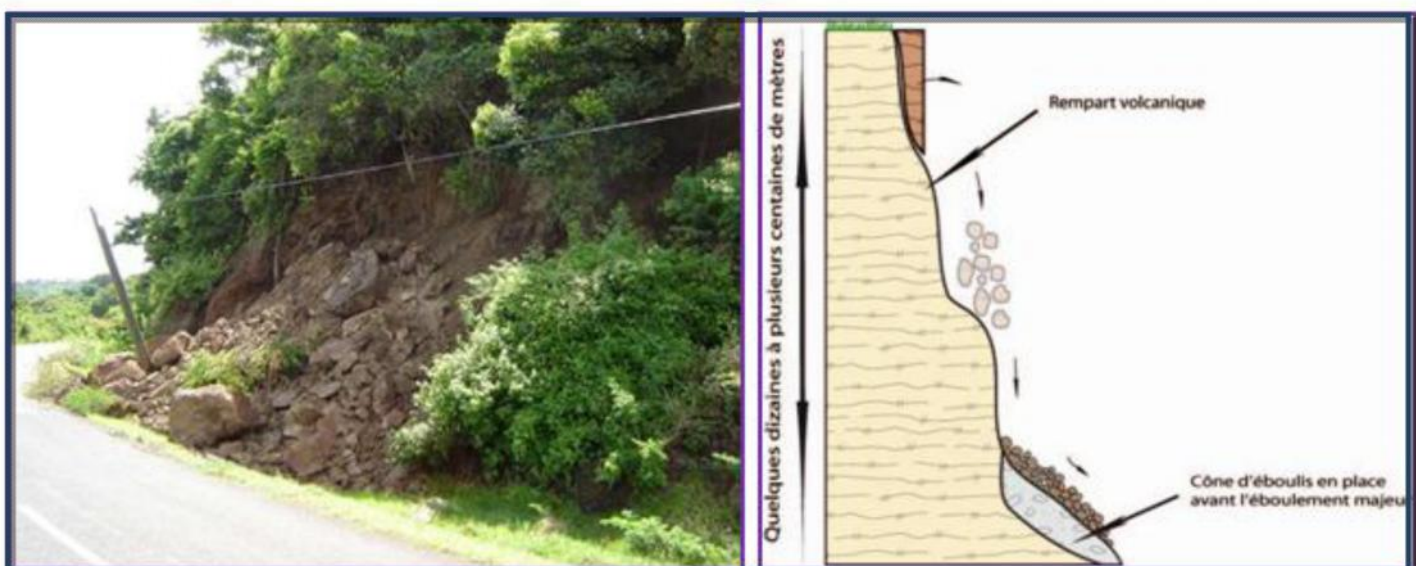


Figure I.2 :Schématisation d'un éboulement

b) Les coulées boueuses

Ce sont des écoulements de matériaux meubles, très riches en eau. Ces phénomènes sont dus à un apport massif d'eau sur des matériaux non consolidés. Les laves torrentielles sont confinées aux lits des torrents, tandis que les coulées de boue surviennent sur n'importe quel versant ; on les observe fréquemment à l'aval de glissements de terrain gorgés d'eau.

Laves torrentielles et coulées de boue sont caractérisées par leur comportement fluide de forte densité ; elles sont donc assez inféodées à la topographie, et peuvent parcourir de très grandes distances. De plus, elles ont une forte capacité à transporter et arracher des matériaux du substratum.



Photo 1.3 : Les coulées boueuses.

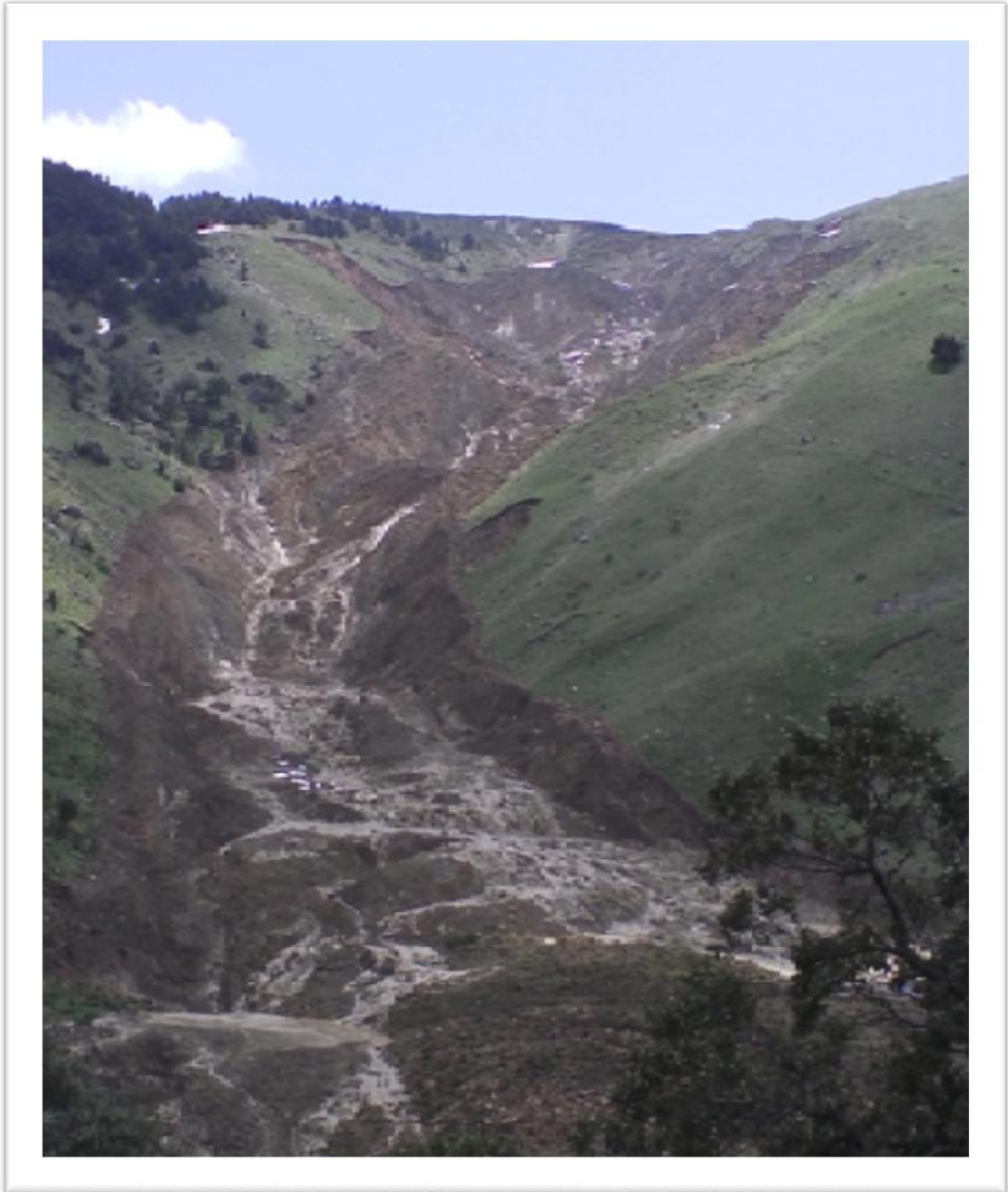


Figure. I. 4 : Les coulées boueuses (www.encyclopédie.com) Cas réel d'une couléesboueuse à droite (Illilten en mai 2012 Tizi-Ouzou)

c) Les effondrements

Déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations.[9]

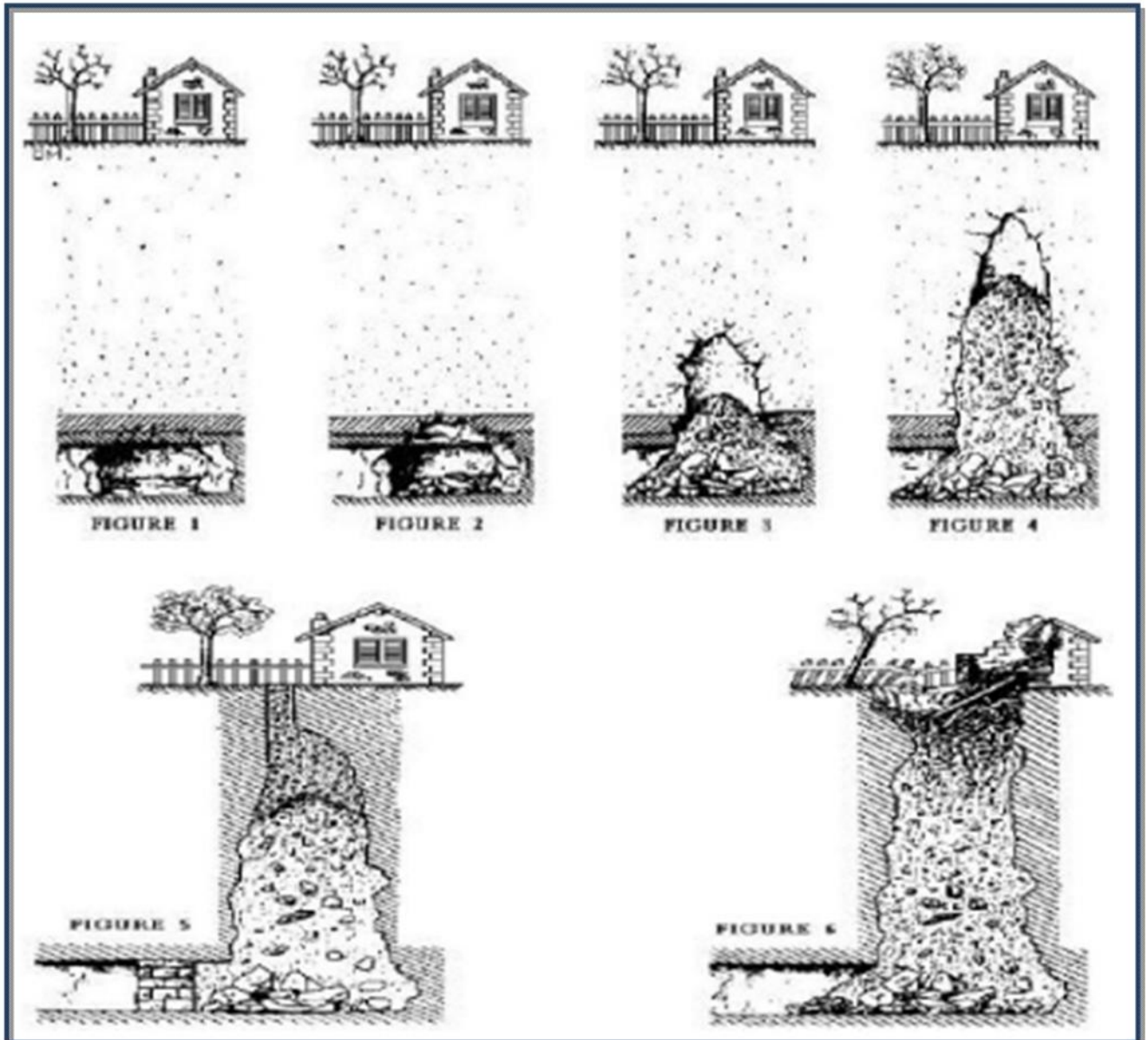


Figure I.5 : Progression d'un effondrement

I- 2-2- Les mouvements lents et continus

a) Le fluage

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.[9]

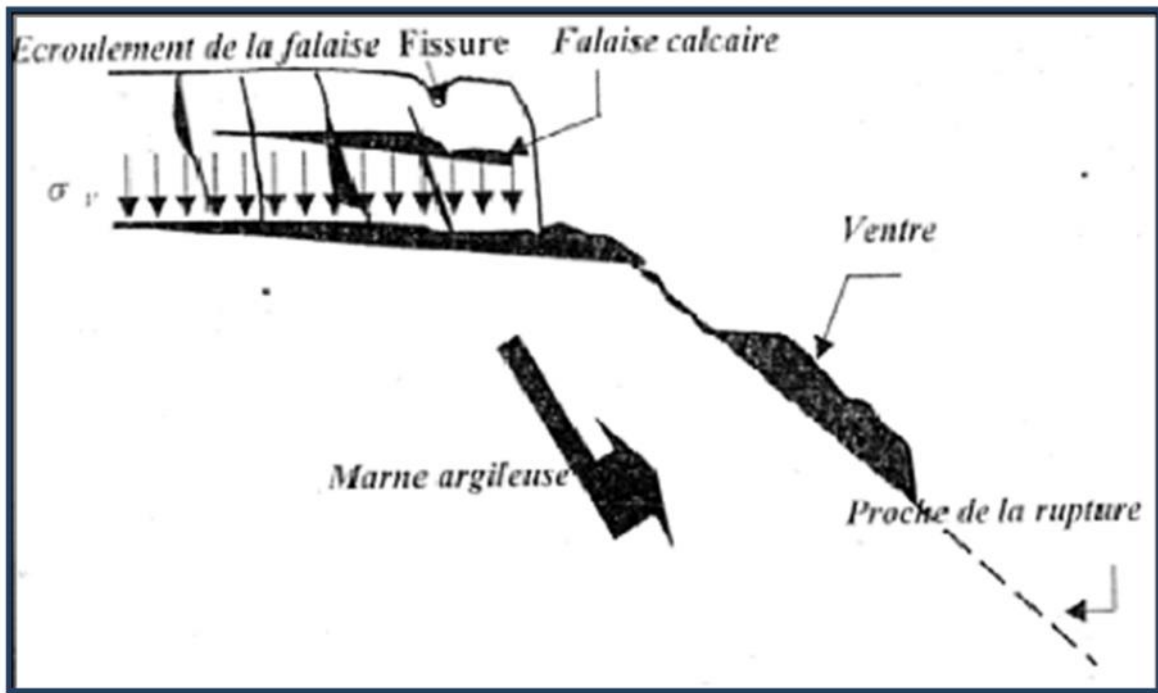


Figure I.6 : Le phénomène du fluage.

b) Les affaissements Evolution des cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels.[9]

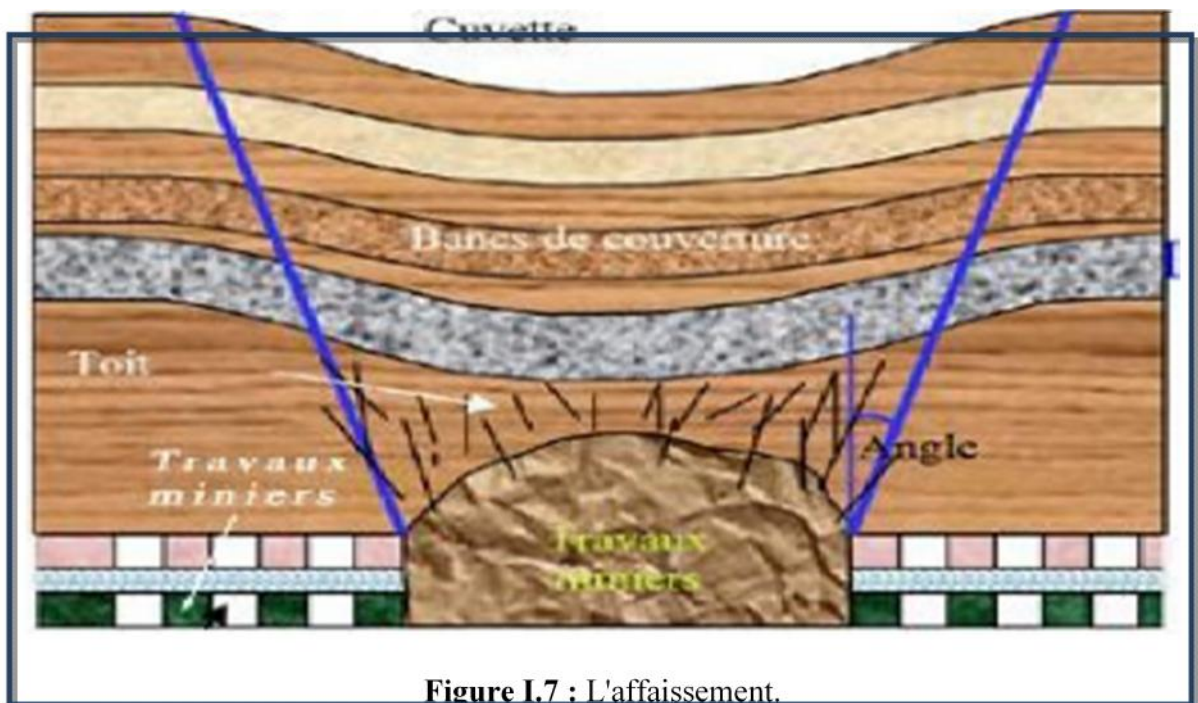


Figure I.7 : L'affaissement.

Ces cavités peuvent être

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...etc.
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...etc.).[9]

I.3. Les glissements de terrains

Les glissements de terrain se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Les glissements sont des mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- ✓ Glissement plan.
- ✓ Glissement rotationnels simples.
- ✓ Glissement rotationnels complexes (composés).[12]

I.3.1. Glissement plan

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification, La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « **couche savon** ».

Les glissements plans ou translationnels peuvent être parfois assimilés à des écroulements, car ils font intervenir des masses rocheuses qui glissent sur leurs joints de stratification en provoquant, de par leur soudaineté, une impression d'écroulement.

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont inclinées dans le sens de la pente et constituent des surfaces de glissements potentiels.

Lors d'un glissement translationnel, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, l'ampleur de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. [12]

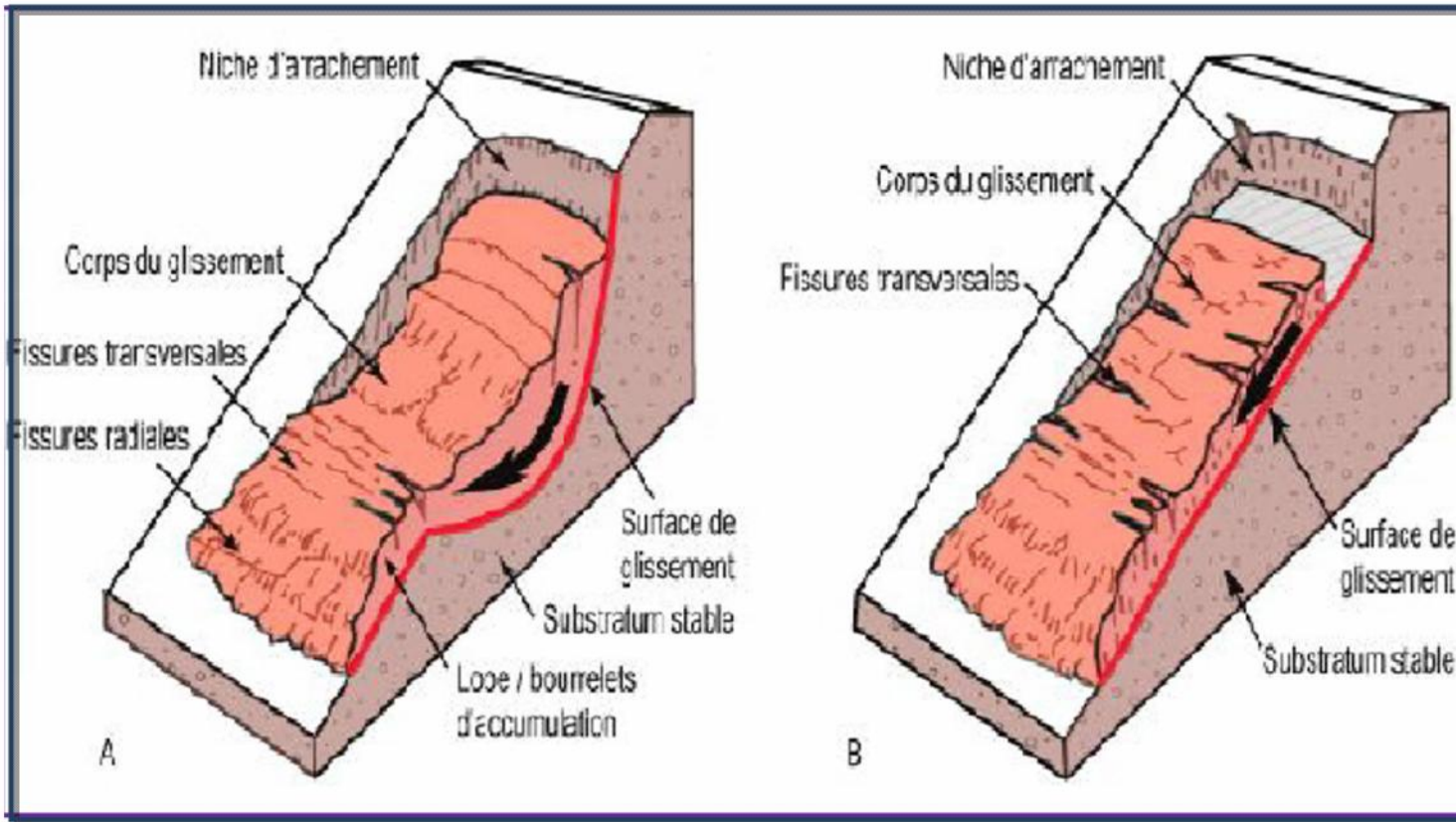


Figure. I. 8: A glissements rotationnel B Glissement plan (transrotationnel).

I.3.2. Glissement rotationnels

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé). [12]

a). Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure I.10) :

Au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. [12]

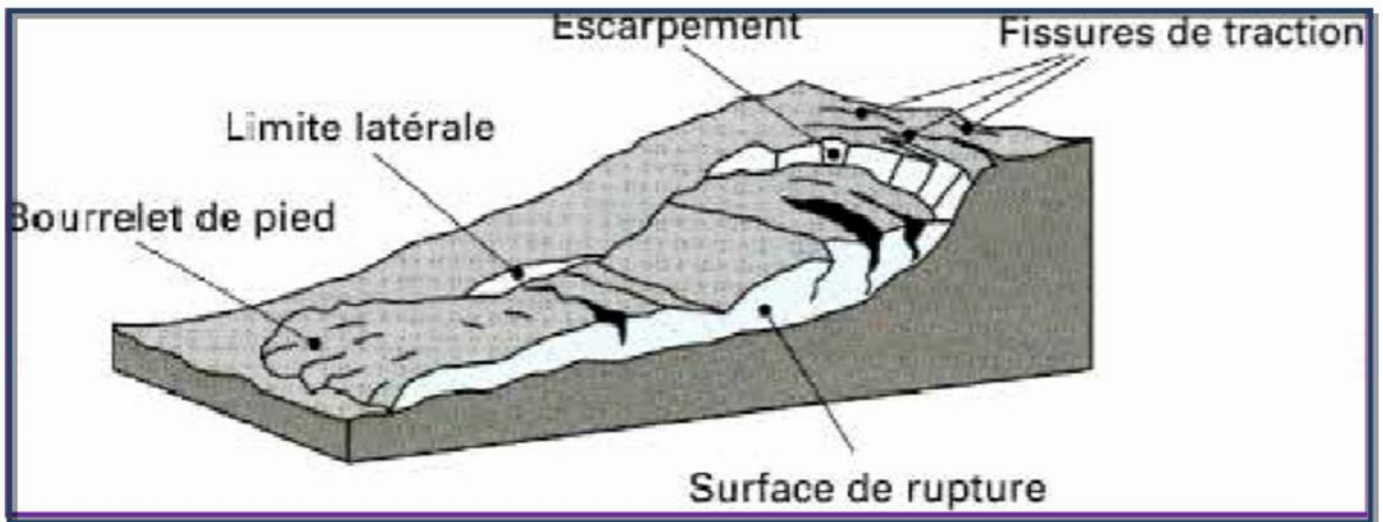


Figure. I. 9 : Diagramme schématique d'un glissement de terrain

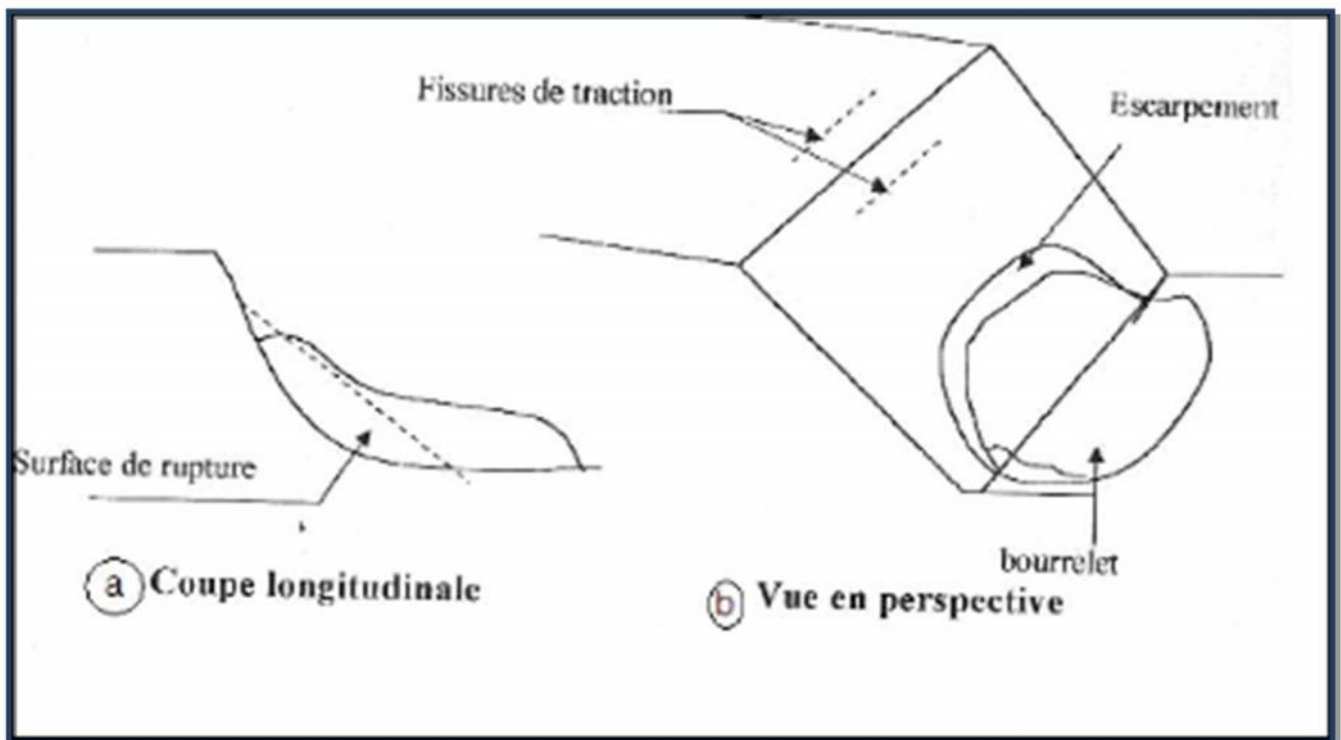


Figure I.10 : Glissement rotationnel simple.

b) Glissement rotationnel complexe

Les mouvements complexes sont par définition l'association de plusieurs types de mouvements qui se déclenchent, soit ensemble, soit successivement, ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

Les causes de déclenchement sont principalement le résultat d'une activité intense de l'eau qui est engendrée, soit par l'action retardée des eaux de pluie sur la nappe de fracture. On observe en général la formation d'une marche d'escalier à l'amont et d'un bourrelet de pied à l'aval. [11]

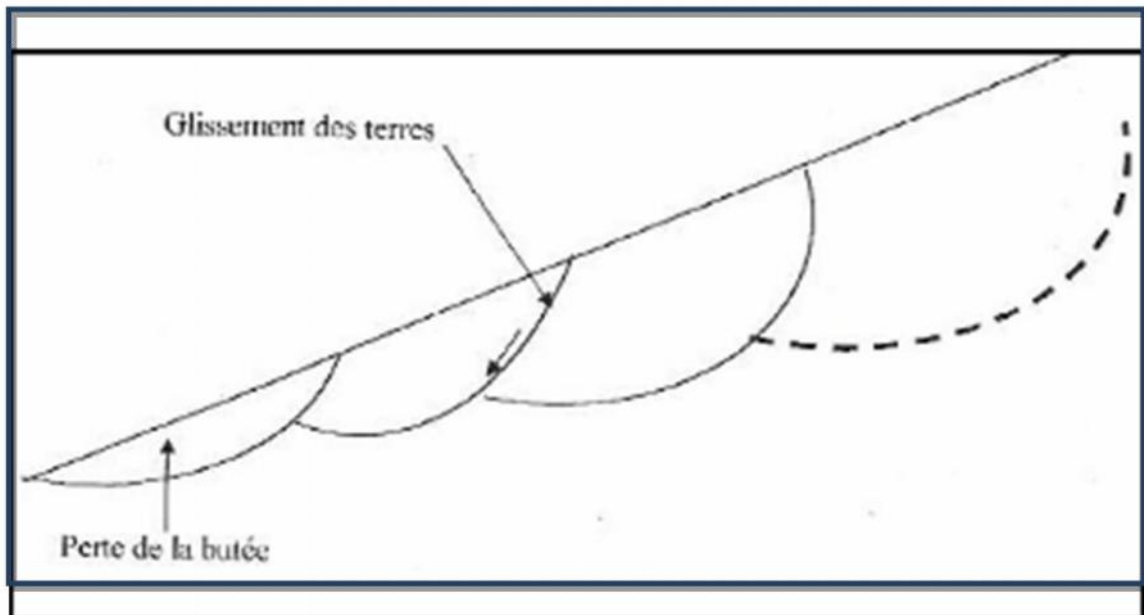


Figure I.11 : Glissement rotationnel complexe.



Figure. I. 12: Figure illustrant la niche d'arrachement lors d'un glissement réel Azazga 18/03/2012. Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement.

I.4. Vitesse moyenne de glissement

I.4.1. La cinématique et dynamique des glissements de terrains

a). La cinématique

Les vitesses de déplacement sont variables et liées aux processus de mouvement, leurs ordres de grandeur sont de quelques centimètres par an à quelques centaines de km/h.

Il est difficile de quantifier les vitesses de ces mouvements, car excepté quelques grands mouvements surveillés, on ne peut que constater l'état post-glissement. 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, l'action de la température...).

La détermination de la vitesse du mouvement de terrain après le déclenchement de celui-ci est quasiment impossible, c'est pourquoi il existe des échelles évaluant les vitesses en fonction des mouvements de terrain. (Varnes, 1978 et Crozier, 1986). [12]

Tableau. I. 1 : Vitesses des mouvements de terrain (Varnes, 1978 et Crozier, 1986).

| | 3 m/s | 0.3 m/mn | 1.5 m/j | 0.5 m/m | 1 à 1.5 m/an | 0.3 m/an | >0.3 m/an |
|---------------------------------|----------|-------------|------------|------------|--------------------|-------------|--------------|
| | ER | TR | R | M | L | TL | EL |
| Chutes, écroulements de rochers | X | | | | | | |
| Avalanches de débris | X | X | X | X | X | | |
| Coulées de terre de débris | X | X | X | X | X | X | |
| Glissements de roches | | X | X | X | X | X | X |
| Glissement rotationnel de roche | | | X | X | X | X | X |
| Glissement rotationnel de sol | | X | X | X | | | |
| Glissements plans de roches | | | X | | | | |
| Glissements plans de sol | | | | X | 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.

b). Dynamique d'un glissement

La dynamique des mouvements de terrain peut être représentée par une fonction de déplacement dans le temps. Millies-Lacroix, (1981) a observé 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, une phase de paroxysme ou de crise morpho-dynamique, c'est la rupture à proprement dite, une phase d'amortissement ou de relaxation, où les vitesses diminuent et le glissement tend vers un état d'équilibre, et une phase de la stabilisation ou consolidation du versant pour une durée indéterminée.[12]

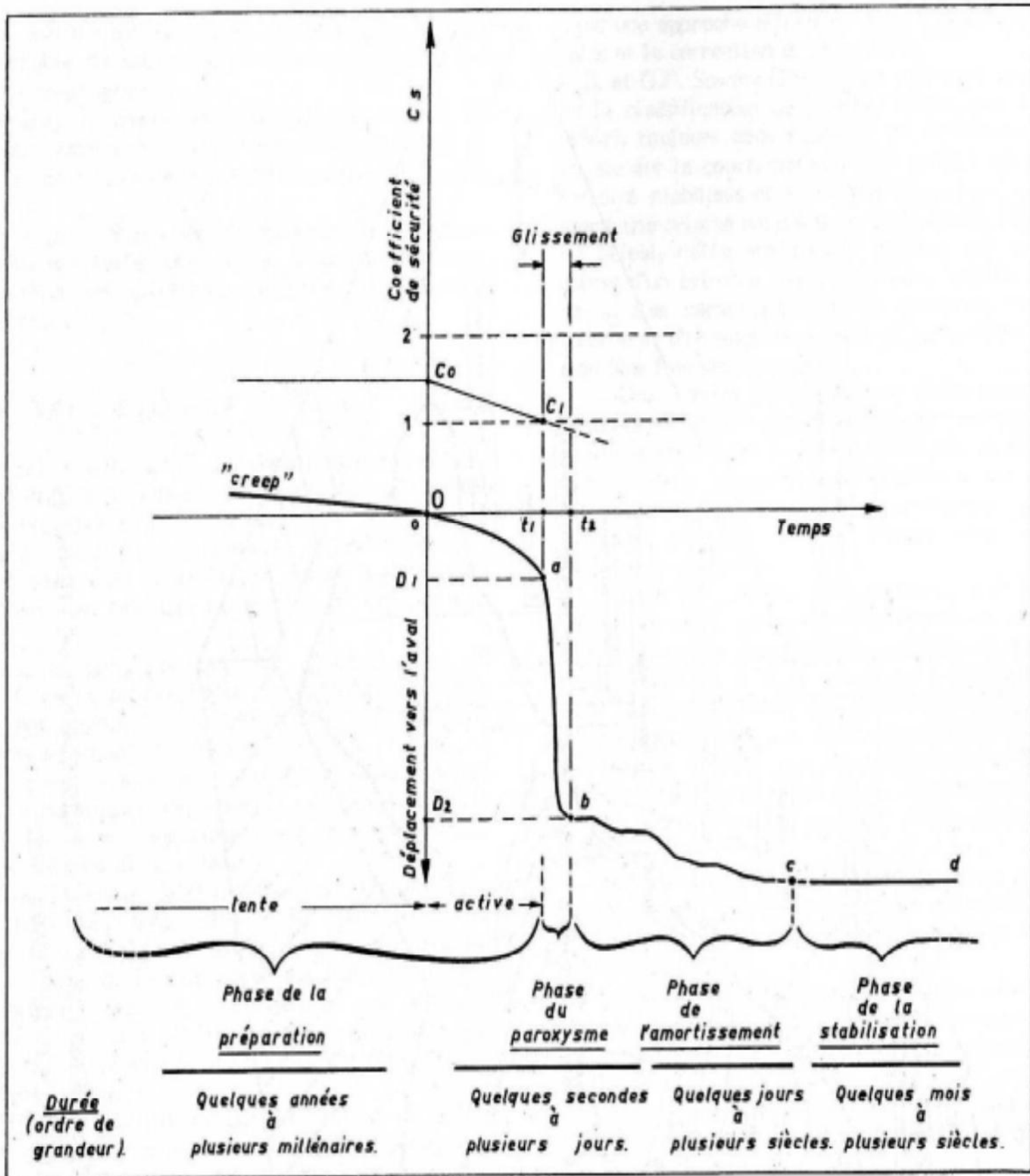


Figure. I. 13:Diagramme schématisant la dynamique du mouvement (d'après le déplacement de particules de sol dans le cas d'un glissement de terrain.

c). Profondeur de glissement

Tableau I-2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.[9]

| Glissement | Surface de glissement |
|--------------|-----------------------|
| Superficiel | 0 - 2 m |
| Semi profond | 2 - 10 m |
| Profond | > 10m |

I.4.2. Origine et causes des glissements de terrain

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique.

I.4.3. Les causes augmentant les moments moteurs

- Augmentation de la hauteur d'une pente.- Enlever le sol au pied de la pente.- Ajouter une charge au sommet.- Abaisser le niveau d'eau à l'extérieur de la pente.- Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.- Augmentation du poids volumique par saturation. - Séisme ou charge dynamique.[9]

I.4.4. Les causes diminuant les moments résistants

- Augmentation de la pression interstitielle. - Liquéfaction des sols.- Gonflement des sols et annulation de la succion. - Altération lessivage.- Rupture progressive (fluage).[9]

I.5. Calcul de la stabilité d'un glissement

I.5.1. Généralités

Dans leurs principes les glissements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

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

1. sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
2. sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus;
3. sur les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

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

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

(Figure I.14).

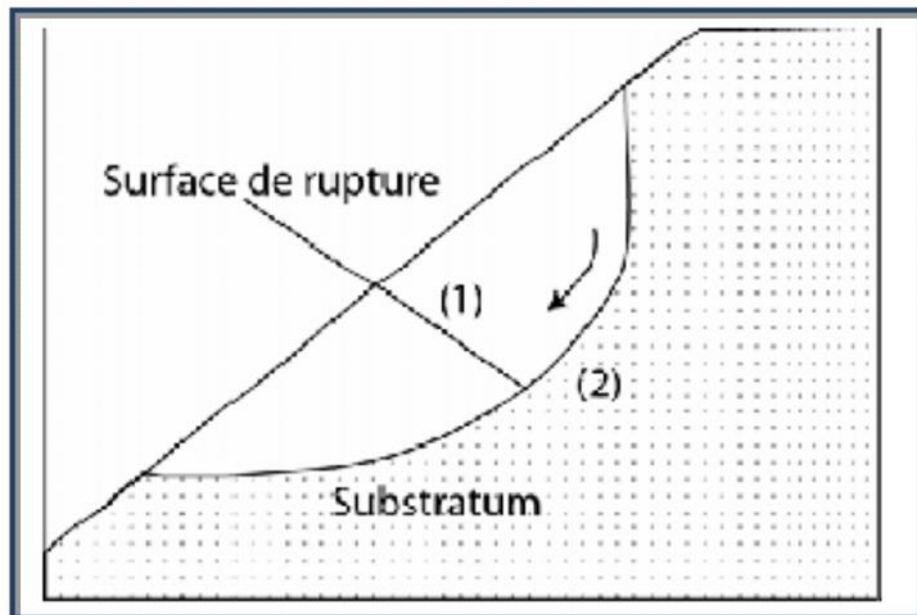


Figure I.14 : Illustration d'une rupture d'une pente.

Les ruptures ont l'allure des glissements rotationnels circulaires. On en distingue trois Types.

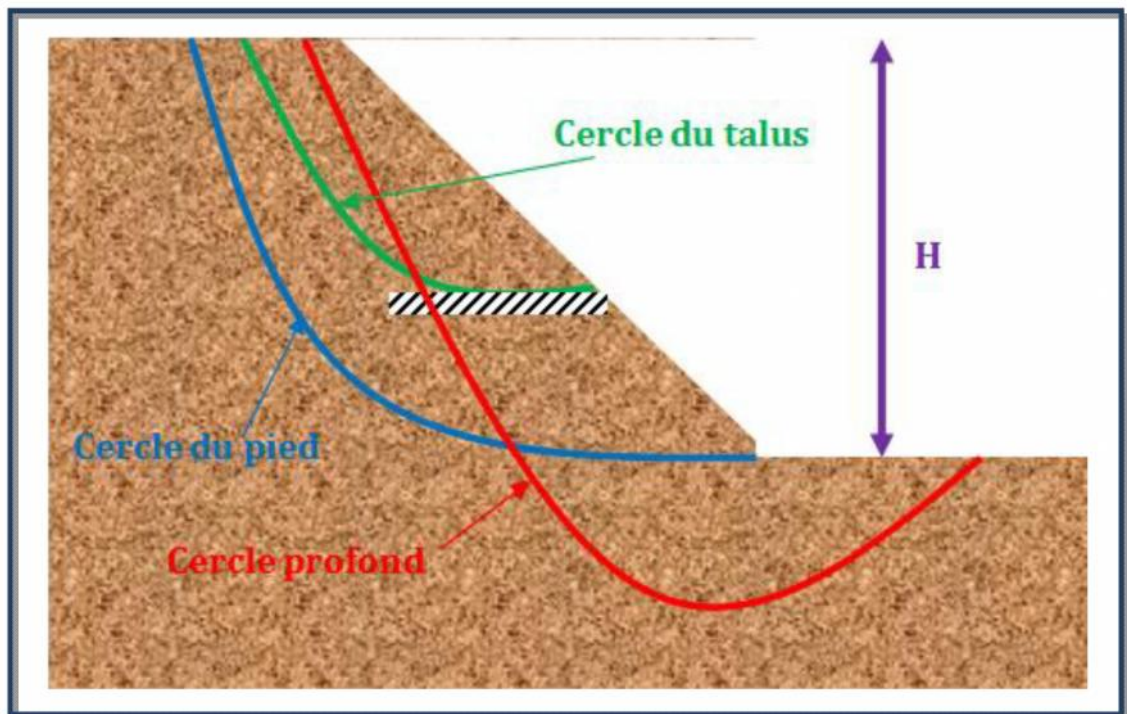


Figure. I.15 : Les différents cercles de glissement

Les glissements se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante :

1. Les cercles de pied sont les plus courants dans ce type de glissement.
2. Les cercles profonds ne se produisent que lorsque le sol situé sous le niveau du pied est de mauvaise qualité.[12]

I.5.2. Calculs à la rupture

Classiquement, l'analyse de stabilité d'un talus se fait par des "calculs à la rupture", dans un espace à deux dimensions. Le talus (Fig. I.16) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle (S) est cylindrique. L'étude se fait pour une tranche de talus d'épaisseur unité.

Le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement τ s'exerçant le long de S, à la résistance au cisaillement τ_{\max} du sol dont on admet un comportement rigide-plastique.[7]

On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point de S. Le coefficient de sécurité F est défini par :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

$F > 1$ = Le talus est stable le long de S

$F \leq 1$ = Il y a possibilité de rupture le long de S

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus.

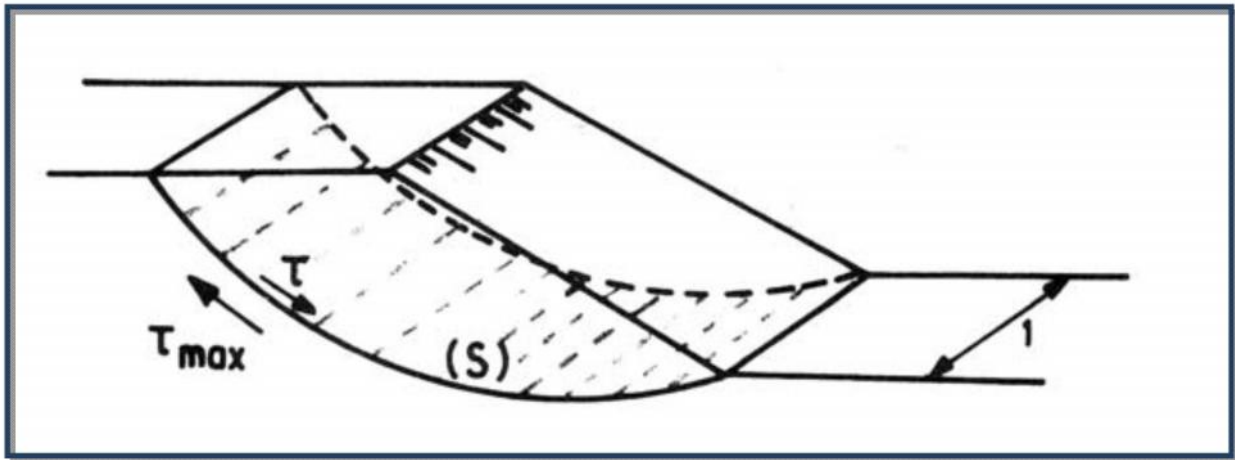


Figure I.16 : Schéma d'analyse de stabilité à la rupture

Il existe en réalité plusieurs dizaines de méthodes à la rupture. Elles présentent toutes des avantages et des inconvénients, tant théoriques que pratiques.

La confiance que l'on peut accorder à une méthode particulière est essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir.

De façon plus précise, on ne peut dissocier les trois paramètres qui font la validité d'une analyse de stabilité :

- type d'ouvrage calculé (déblai, remblai, versant naturel)
- type d'appareil d'essai de sol utilisé (en laboratoire ou en place)

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

Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s=1$, les caractéristiques correspondantes.

La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le [tableau I.3]:[3]

Tableau I.3 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

| Définition | Formule |
|------------------------|-------------------------------|
| Rapport de contraintes | $F = \tau_{max} / \tau$ |
| Rapport de forces | $F = E_{résist} / E_{moteur}$ |
| Rapport de moments | $F = M_{résist} / M_{moteur}$ |
| Rapport de grandeurs | Par ex: H / H_{max} |

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante.

Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5).[3]

I.6. Calcul du coefficient de sécurité F_s

I.6.1. Hypothèses générales pour le calcul de F_s

On considère des problèmes plans, on néglige la 3ème dimension ;

On considère que la rupture est simultanée ;

Le massif situé au-dessous de la surface de rupture est monolithe (ne se déforme pas ;

Le sol est isotrope.

On étudiera deux formes de glissements :

Glissement plan.

Glissement circulaire.

I.6.2. cas d'un glissement plan : [MELBOUCI Bachir, 2010]

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve 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 méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

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 est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B'. Le coefficient de sécurité F_s peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

Dans le cas des glissements plans :

Dans le cas d'un glissement circulaire

Calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie : On considère un talus indéfini incliné de β , formé de sol homogène de caractéristiques, C' , ϕ' , γ'

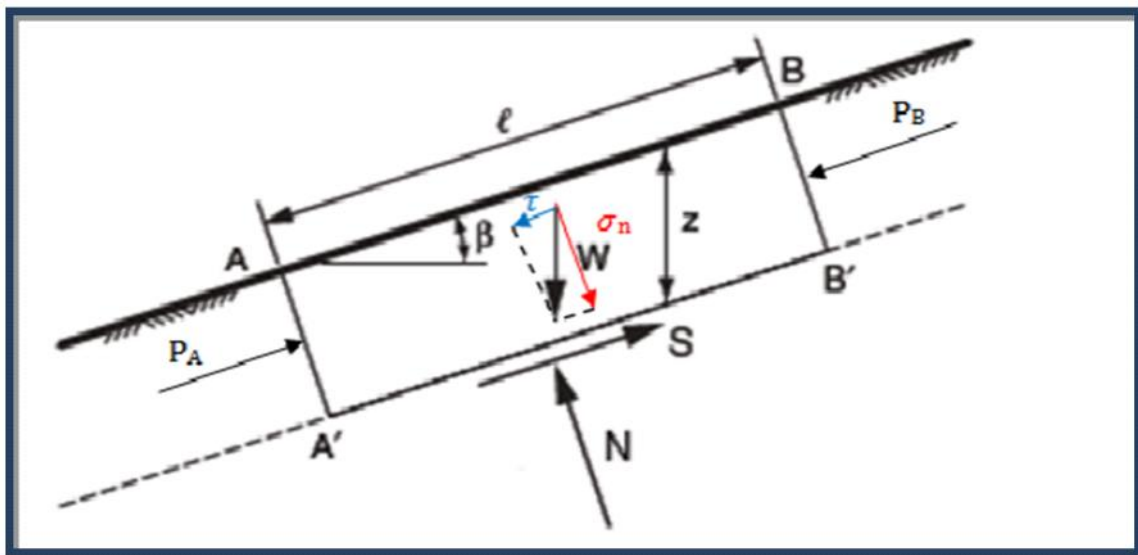


Figure. I.17 : Les efforts appliqués sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure. I.17. 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 équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans le calcul. [12]

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

Equilibre des forces au plan AB :

- P_A et P_B s'équilibrent
- $W = \gamma Z \cdot AB \cdot \cos\beta$
- $T = \gamma Z \cdot AB \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta$
- $N = \gamma Z \cdot AB \cdot \cos^2\beta$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie pour obtenir:

- $\tau = \gamma Z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta$
- $\sigma = \gamma Z \cdot \cos^2\beta$
- La résistance au cisaillement du sol:

$$S = C' \cdot AB + \text{tg}\varphi \cdot AB$$

Le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{C' + \gamma Z \cdot \cos^2\beta \cdot \text{tg}\varphi}{\gamma Z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta}$$

$$F_s = \underbrace{\frac{C'}{\gamma Z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta}}_{\text{Terme de cohésion}} + \underbrace{\frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}}_{\text{Terme de frottement}}$$

Posons :

$$N = \frac{C}{\gamma Z}$$

Facteur de stabilité F_s sera directement proportionnel à N Terme de cohésion.

A. Généralisation de la méthode

$$W = [\gamma_1 \cdot (z - hw) + \gamma_{sat} \cdot hw] \cdot b = \gamma_0 \cdot h \cdot b$$

En décomposant W en N et T $N = b \cdot \cos\beta \cdot \gamma_0 \cdot h$

$$T = b \cdot \sin\beta \cdot \gamma_0 \cdot h$$

$$U = \gamma_w \cdot hw \cdot \cos^2\beta \text{ sur } AB$$

La résultante ($U = u \cdot AB$), orientée sur la normale à AB est :

$$U = \gamma_w \cdot hw \cdot b \cdot \cos\beta$$

Finalement, la résistance mobilisable en cisaillement le long de « AB » est d'après l'équation de

COULOMB : $R = C' \cdot AB + (N - U) \cdot \text{tg}\varphi$

$$R = C' \cdot \frac{b}{\cos\beta} + \{ \gamma_0 \cdot h \cdot b - \gamma_w \cdot hw \} \cdot b \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\varphi$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C' + \{ \gamma_0 \cdot h - \gamma_w \cdot hw \} \cdot \cos^2\beta \cdot \text{tg}\varphi}{\gamma_0 \cdot h \cdot \sin\beta}$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C' + \gamma \cdot Z \cos^2 \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\gamma \cdot Z \cos \beta \sin \beta}$$

Dans le cas particulier : Pas de nappes et γ Constante

La formule devient alors :

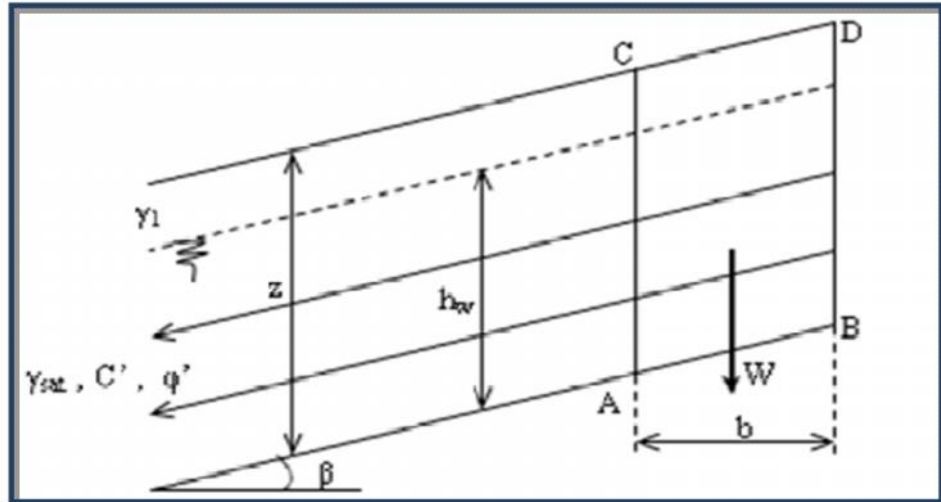


Figure I.18 : Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.

I.6.3. Cas d'un glissement circulaire

Le calcul est effectué le long d'un cercle de glissement. Les principales forces agissant sont la pesanteur, l'écoulement de l'eau et la résistance au cisaillement. [10]

I.6.3.1. Méthodes des tranches

1. Définition

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranches sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque.

2. Mise en équation du problème

Soient figure (I.19) $YA(x)$, $YB(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts intertranches H_i et V_i). $YA(x)$ et $YB(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R_i sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranche est élevé) Une tranche i est soumise à :

Un poids $W_i = \gamma h_i b_i$

Les efforts intertranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .

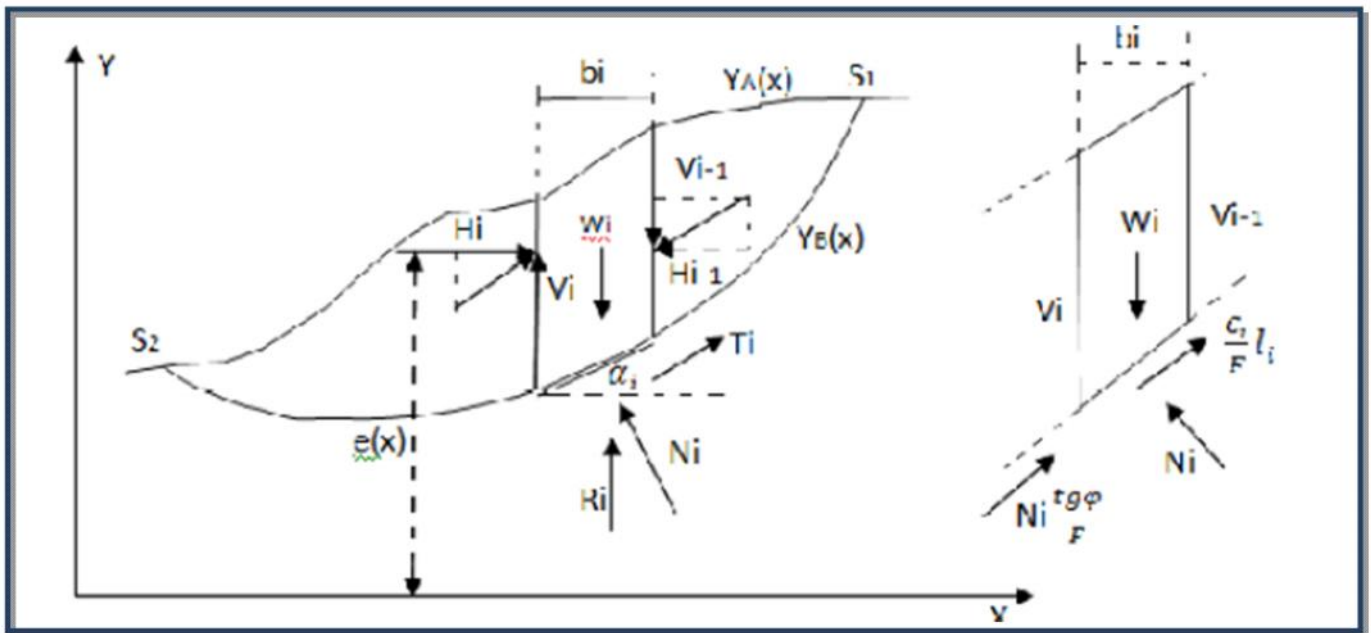


Figure. I.19 : Les différentes forces agissant sur une tranche.

La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit.

Une composante normale

$$b_i N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad \text{et} \quad l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i \quad \text{Or} \quad \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \tan \varphi_{ci} \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \varphi_i}{F}$$

Remarquons que C_i et φ_i qui interviennent dans le calcul de T_i sont des caractéristiques critiques.

Pour un talus composé de n tranches non homogènes, caractérisées par C_i et à la base on peut formuler :

L'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit $3n$ équations.

On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit 1 inconnue.

Les efforts normaux, inconnus la base des tranches sont : au nombre de n .

Enfin les efforts intertranches au nombre de $(n-1)$ se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

Soit un total de $3n$ équations pour $4n-2$ inconnues

Chapitre I : Recherche bibliographique sur la stabilité des talus.

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque n-2 relations et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire, c'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches.[12]

Remarque : les méthodes des tranches sont détaillées dans le chapitre suivant[CHAPITRE II].

Tableau I.4 : Récapitulatif des principales méthodes de calcul (d'après Abelli, 1993)

| METHODE | TYPE DE RUPTURE | TYPE DE METHODE | HYPOTHESES SUR LES FORCES INTER-TRANCHES | EQUATIONS D'EQUILIBRE STATIQUE VERIFIEES |
|----------------------------|-------------------------------------|------------------------------|---|--|
| Fellenius – 1936 | circulaire | calcul à rupture (tranches) | négligées | moments |
| Janbu – 1954 | non circulaire | calcul à rupture (tranches) | positions imposées | forces |
| Bishop – 1955 | circulaire | calcul à rupture (tranches) | composantes horizontales négligées | moments |
| Morgenstern Price – 1965 | non circulaire | calcul à rupture (tranches) | relation entre composante verticale Z et composante horizontale X $\lambda \cdot f(x) = Z/X$ | forces et moments |
| Spencer – 1967 | circulaire étendue à non circulaire | calcul à rupture (tranches) | - | forces et moments |
| Perturbations – 1972 | non circulaire | calcul à rupture (globale) | aucune | forces et moments |
| Leshchinsky – 1990 | non circulaire | calcul à rupture (tranches) | - | forces et moments |
| Critère parabolique – 1992 | non circulaire | calcul à rupture (globale) | - | forces et moments |
| Éléments discrets – 1992 | non circulaire | éléments discrets (tranches) | - | forces et moments |

Conclusion :

Le début de ce chapitre a été consacré à une classification des mouvements de terrains pour distinguer quatre types principaux (Les écroulements, les glissements, les coulées boueuses, le fluage et solifluxion...).

Par la suite on a orienté notre étude sur la morphologie des glissements de terrains en effectuant une classification selon la forme de la surface de rupture et énumérer les causes et les différents facteurs qui le provoque étant passifs ou actifs, et on a présenté deux formes de glissements :

Cas d'un glissement plan et le cas d'un glissement circulaire.

Chapitre II

Étude théorique sur la stabilité des talus des digues

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Introduction

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception du barrage en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité le long des cercles de glissement pendant la construction du barrage, l'osque le barrage vient d'être rempli et lors d'une vidange rapide. [10]

II.1. Stabilité des talus des digues en terre

II.1.1. Généralités

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

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

Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.[6]

II.1.2. Définitions générales

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de:

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

- Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- L'approximation avec laquelle on définit les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique. La formule générale pour son calcul est posée comme suit:

$$F_s = \frac{\sum CL + \sum (N - P)tg\phi}{\sum T} \geq F \text{ min} \quad \text{Sans séisme}$$

$$F_s = \frac{\sum CL + \sum (N - P)tg\phi}{\left(\sum T + \frac{\sum asdL}{R} \right)} \geq F \text{ min} \quad \text{Avec séisme}$$

Où:

N = Composant normal.

L = Longueur de l'élément (tranchées de déblai)

T = Composant tangentiel.

P = Pression hydrostatique interne.

ϕ = Angle de frottement interne du matériau.

C = Cohésion du matériau.

a = Accélération sismique

s = Surface de la tranchée

d = Densité du sol

R = Rayon du cercle de rupture

Parmi toutes les méthodes possibles, nous indiquerons les méthodes des tranches à base de surface de glissement circulaire [méthode simplifiée de BISHOP [1955] et la méthode de Fellenius [1927]], et les méthodes des tranches à base de surface de glissement

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

quelconque [méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970] ,méthode simplifiée de JANBU [1956] ,méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]].

Dans le cas des retenues collinaires, on recommande la méthode des tranches à base circulaire. La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

1. Fin de construction.
2. Opération ou exploitation (barrage plein).
3. Vidange rapide.

Pour chacun des états de charge, il est nécessaire d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des sols (C et ϕ) à partir d'essais de laboratoire adéquats qui reproduisent l'état de charge auquel est soumis l'ouvrage durant sa réalisation et exploitation. On peut dire que les essais de cisaillements directs et les essais triaxiaux ne sont pas suffisants pour la conception de ce type d'ouvrages, il faut obliger de faire les essais in-situ.

On recommande de consulter la procédure méthodologique pour les études géologiques de l'ingénieur élaborée à ce propos comme une partie du projet de standardisation.

Ensuite on propose des recommandations pour chaque étape.[6]

1. fin de construction

L'état de charge "fin de construction" se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus de réalisation. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement.

Dans les retenues collinaires et petits barrages avec des hauteurs de la digue jusqu'à 15 m, et en présence des matériaux argileux (sols avec $C_v \leq 10^7 \text{ cm}^2/\text{an}$ et degré de saturation $S_r > 85 \%$), c'est à dire, condition imperméable, on recommande d'analyser le talus aval et amont. Les paramètres C et ϕ peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à court terme, non consolidé et non drainé (UU); le calcul sera fait à partir des contraintes totales. En présence des matériaux non argileux (sols avec $C_v \geq 10^7 \text{ cm}^2/\text{an}$ et degré de saturation $S_r < 85 \%$), c'est à dire, condition perméable, on recommande d'obtenir les paramètres C et ϕ à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, consolidé et drainé (CD). [6]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

2. opération ou exploitation (barrage plein)

L'état de charge "opération ou exploitation" se produit dans la digue et la fondation une fois que la digue a été terminée, a passé ensuite un temps appréciable depuis son arrêt et se sont dissipées les pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction; en outre, le réseau d'écoulement est formé à travers le corps de la digue et de la fondation.

Le calcul de stabilité se fait en tenant compte les contraintes effectives, le talus à étudier en aval est le plus défavorable et les paramètres C et ϕ , quel que soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé.

Les pressions de pores sont obtenues à partir du réseau de flux et le dessin de la ligne de courant supérieur en accord avec la section de la digue et le type de drainage employé.[6]

3. vidange rapide

L'état de charge "vidange rapide" se produit dans le barrage et la fondation ensuite le niveau de l'eau du barrage diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue.

Le mécanisme de rupture qui produit le glissement est le suivant: Après d'avoir établi le réseau d'écoulement à partir du niveau normal de la retenue, une diminution du niveau de l'eau du lac se produit. Dans le corps de la digue une diminution égale ne se produit pas car son matériel est assez imperméable; la diminution interne est négligeable en comparaison avec la diminution externe de l'eau.

Dans la partie du talus entre le nouveau niveau d'eau et le niveau normal de la retenue se produit une surface de glissement potentielle avec une force qui tend à produire un déséquilibre dans le talus. La résistance au cisaillement du sol ne change pas puisqu'il n'y a pas de changements des matériaux.

L'étude du talus en amont peut donc se faire en contraintes effectives. Les paramètres de C et ϕ , quel que soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé. Les pressions des pores doivent être obtenues à partir de l'analyse des niveaux de vidanges possibles à se produire dans l'exploitation du barrage, déterminé par le concepteur.

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Pour prendre en considération qu'il existe une vidange rapide pour le calcul de stabilité des talus, la Norme Cubaine considère la condition suivante:

$H_{\text{chute interne}} < 0.1 H_{\text{chute externe}}$, où:

$H_{\text{chute interne}} = K \times T_0$

$H_{\text{chute externe}} = V_v \times T_0$

K = perméabilité du remblai.

V_v = vitesse de vidange.

T_0 = temps de vidange.

En termes de vitesse de vidange: $K < 0.1 V_v$. [6]

II.1.3 : Notion de facteur de sécurité

Le facteur de sécurité est défini dans la plupart des méthodes utilisant le découpage en tranches par le rapport :

$$F_s = \frac{\text{forces stabilisantes}}{\text{forces motrices}}$$

Les valeurs des matériaux à la fin de construction doivent être utilisées en considération des essais (\pm écart type).

Dans les normes ou la littérature, on trouve différentes valeurs de coefficients de sécurité. A titres d'exemple, les valeurs des coefficients de sécurité proposées par les DIN 4084 sont les suivantes :

Cas de charge normal : $F_s \geq 1.4$

Cas de charge exceptionnel : $F_s \geq 1.3$

Cas de charge extrême : $F_s \geq 1.2$

Dans le cas d'ouvrages de petite hauteur, les coefficients suivants sont proposés (tiré de Pougatsch et Müller, 2000) [13]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Tableau I.1 : les coefficients suivants sont proposés (tiré de Pougatsch et Müller, 2000).

| Cas de charge | | | coefficients de sécurité |
|---------------------|----------------|-------------|--------------------------|
| Fin de construction | Bassin vide | | 1.3 |
| exploitation | Bassin vide | Avec séisme | 1.1 |
| | Bassin plein | | 1.5 |
| | Vidange rapide | | 1.3 |
| | Bassin plein | Avec séisme | 1.1 |
| | Bassin vide | Avec séisme | 1.1 |

II.2 : Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT *et al.* [1994]):

Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes.

Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique.

Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable.

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique; La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.[3]

II.3 : Méthodes à l'équilibre limite

Introduction

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo matériau est supposé suivre la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture: $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$.

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.[3]

II.3.1 : Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la [figure II.3.] Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :[3]

- La surface critique.
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface.
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

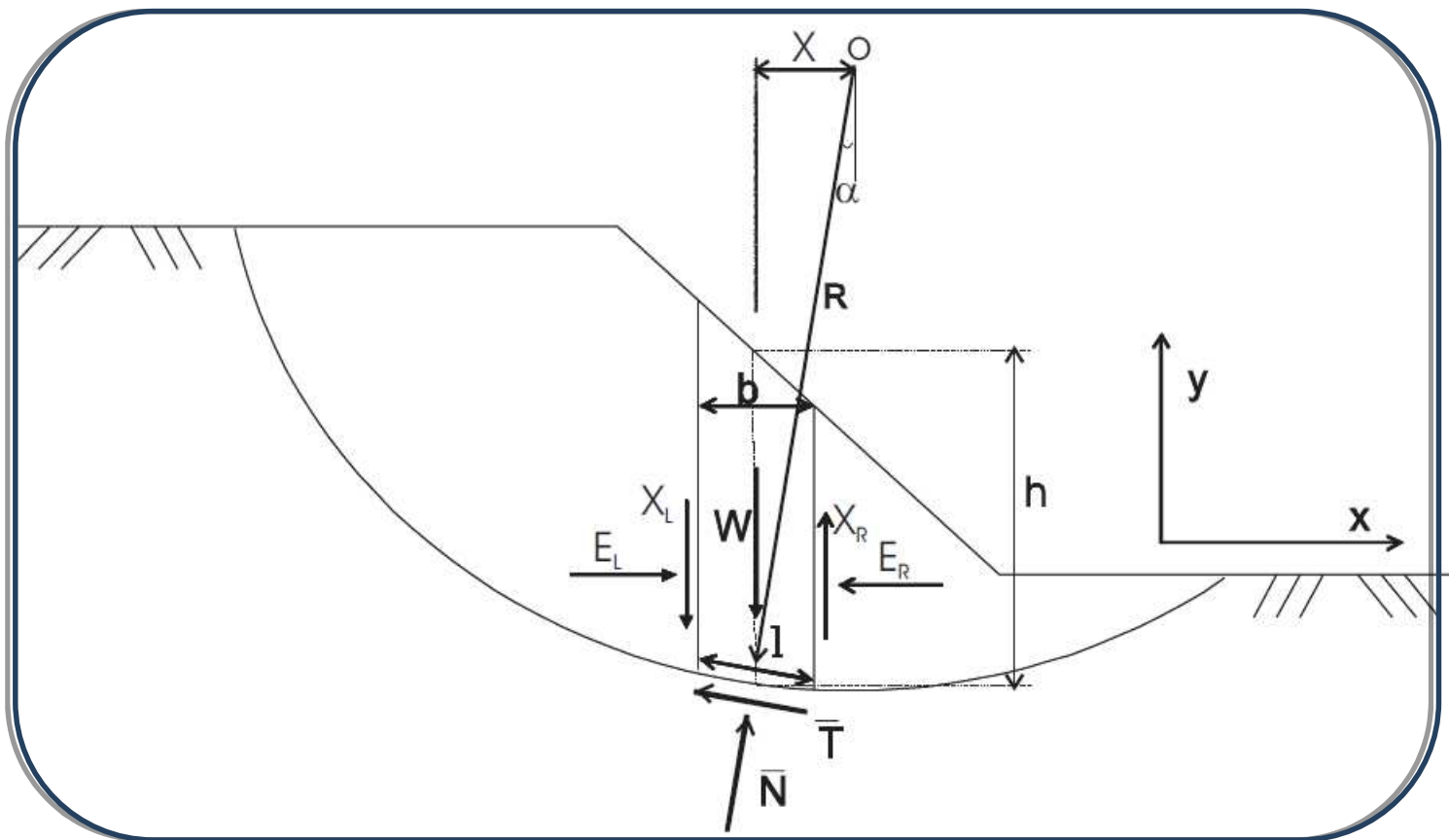


Figure II.1: Exemple d'une rupture circulaire.

Comme on peut le voir sur la [figure II.1], les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$\bar{N} = \sigma l \text{ et } \bar{T} = \tau_m l$$

Où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi']$$

Ou :

$$\bar{T} = \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']$$

[II.1]

II.3.2 : Pour une tranche

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

II.3.2.1. En projetant verticalement toutes les forces

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad \text{[II.2]}$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur, on obtient

$$\Rightarrow \bar{N} = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad \text{[II.3]}$$

Où :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad \text{[II.4]}$$

II.3.2.2. En projetant horizontalement toutes les forces

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad \text{[II.5]}$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur [équation II.1], on obtient:

$$E_R - E_L = \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} \left[c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi' \right] \cos \alpha \quad \text{[II.6]}$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m .
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

II.3.2.3. Equilibre global des moments

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

$\sum W_x = \sum T$ et si on remplace T par sa valeur [l'équation [II.1]] et X par $R \sin \alpha$:

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

[II.7]

II.3.2.4. Equilibre global des forces

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum E_R - E_L = 0$$

$$\sum X_R - X_L = 0$$

D'où, l'équation [II.6] donne:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha}$$

[II.8]

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses. [3]

II.3.3. Méthode de Fellenius [1927]

Hypothèses

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), [figure II.2].

A partir des équations [II.2] et [II.5], la force normale \bar{N} devient:

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{N} \cdot \cos \alpha + \bar{T} \cdot \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cdot \cos \alpha - \bar{N} \cdot \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cdot \cos \alpha$$

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

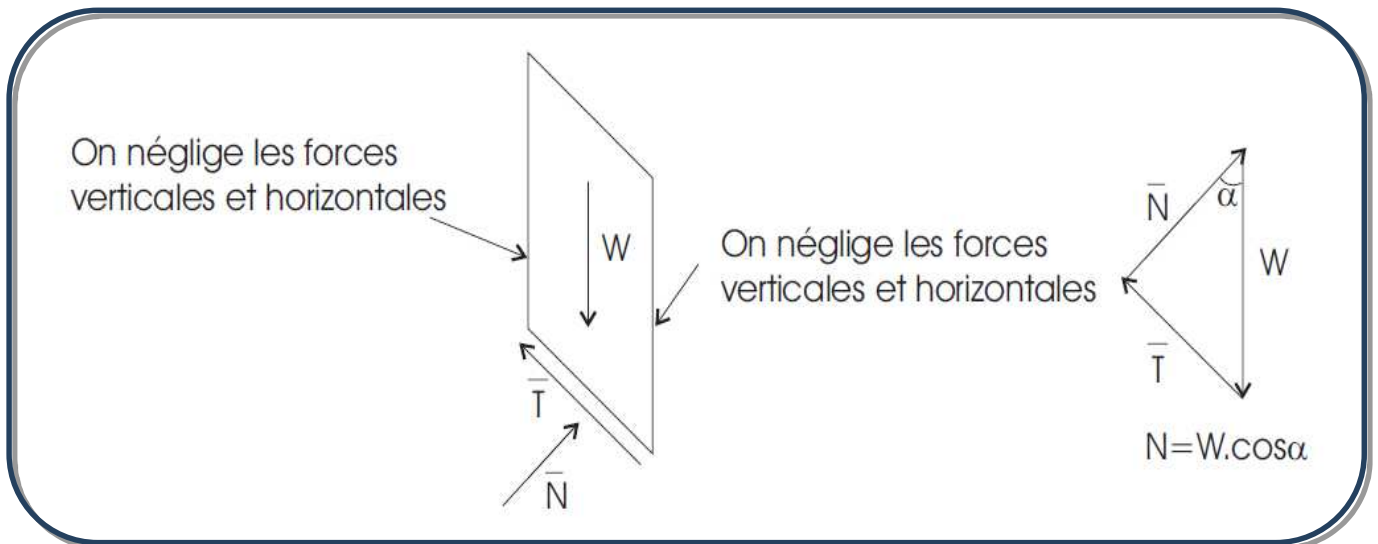


Figure II.2: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [II.7] .

\bar{N} par la valeur trouvée $\bar{N} = W \cdot \cos \alpha$, on aura :

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

[II.9]

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

II.3.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

Hypothèses

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches [figure II.3].

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

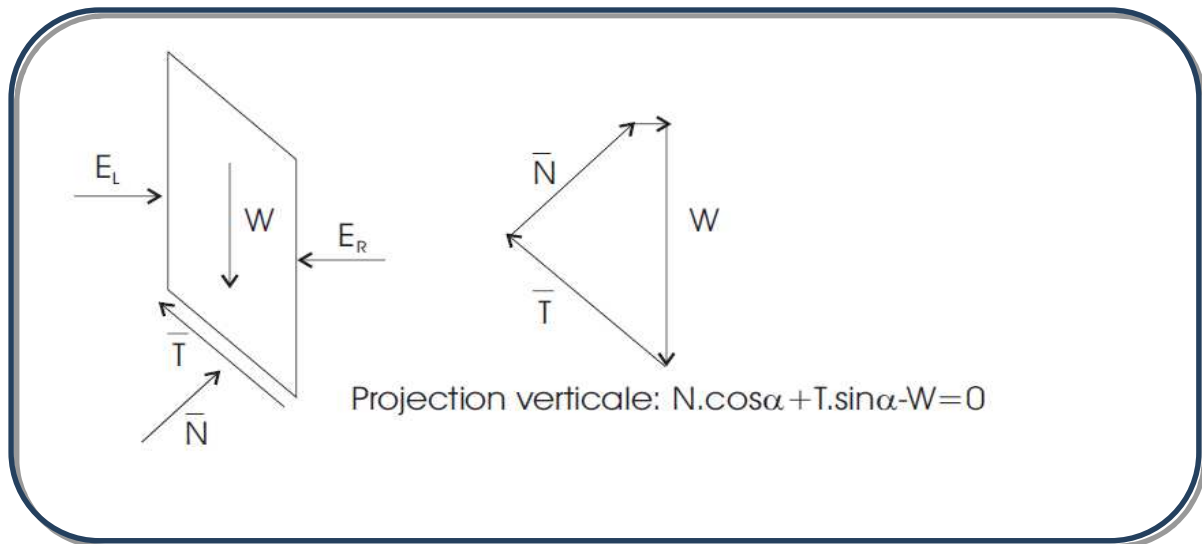


Figure II. 3: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation [II.3] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches [$X_R - X_L = 0$], nous aurons:

$$\Rightarrow \bar{N} = \left[W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha$$

Si on remplace \bar{N} dans l'équation [II.7] nous aurons:

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

[II.10]

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

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.[3]

II.3.5.Méthode simplifiée de JANBU [1956]

Hypothèses

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation [II.8]:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad \text{[II.11]}$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad \text{[II.12]}$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol:

$$F'_f = f_0 \cdot F_f$$

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

II.3.6.Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]

Hypothèses

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne [figure II.3].

Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.[3]

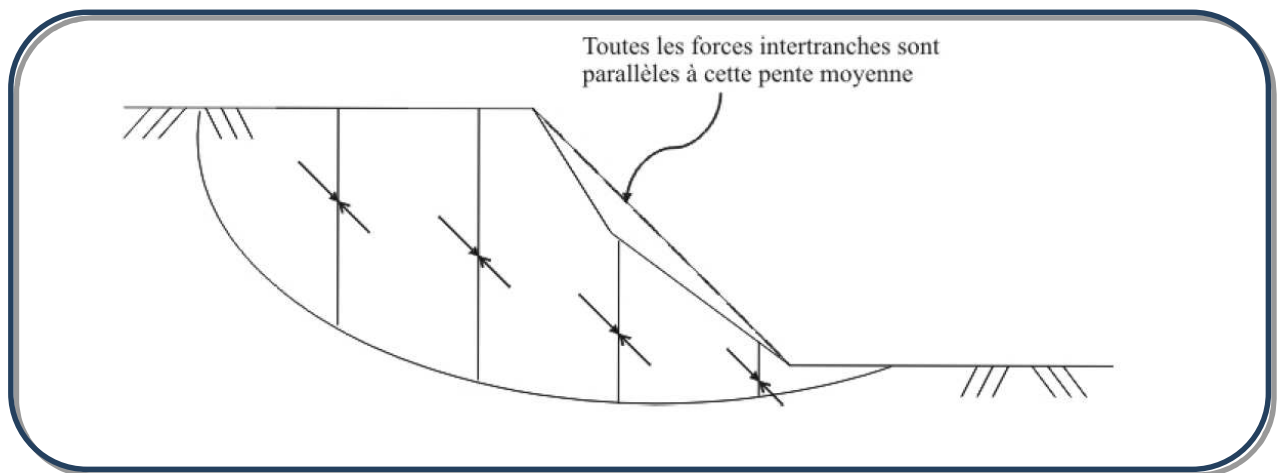


Figure II.4: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.

II.3.7.Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

Hypothèses

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé [figure II.5].
- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.[3]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

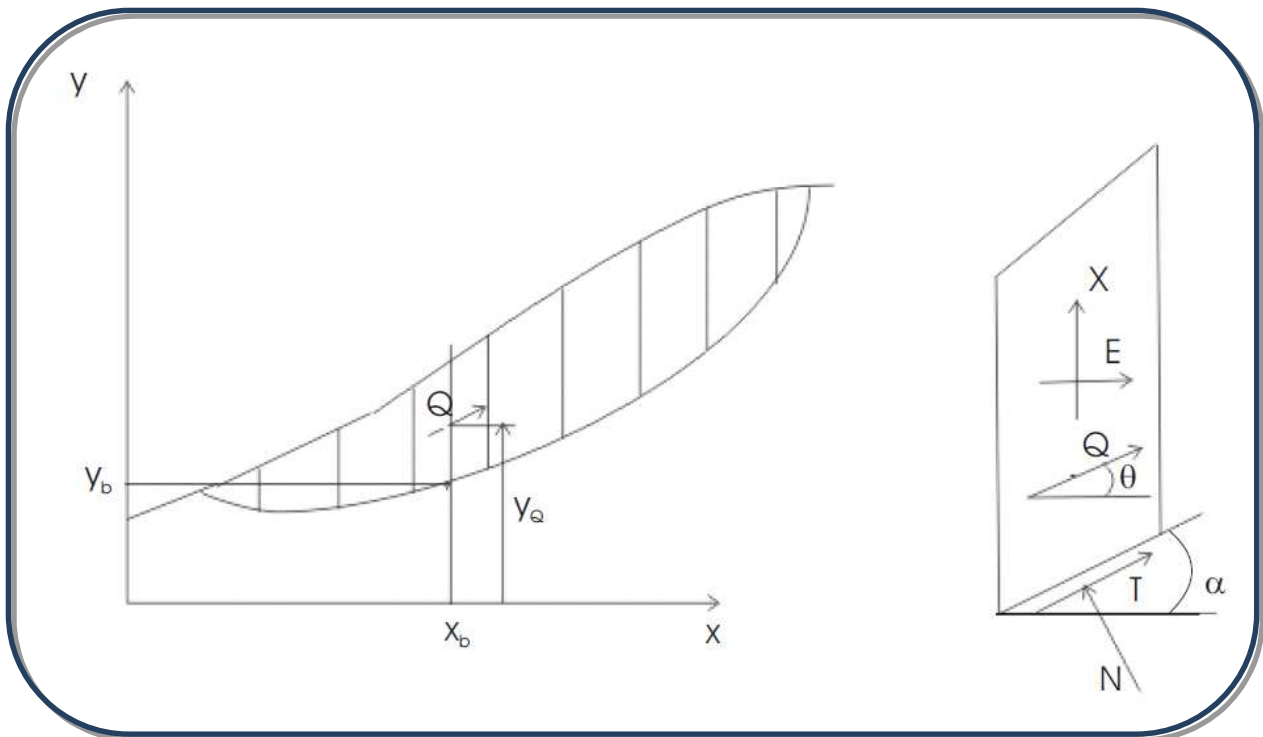


Figure II.5:Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison θ est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport :

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

Où $f(x)$ est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, λ étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS [1987], et DUNCAN et WRIGHT [2005]. [3]

II.4. Limitations des méthodes d'équilibre limite

La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre.

Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND *et al.* [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

- Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan de glissement.

Or nous voyons sur la figure II.6 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.

- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.[3]

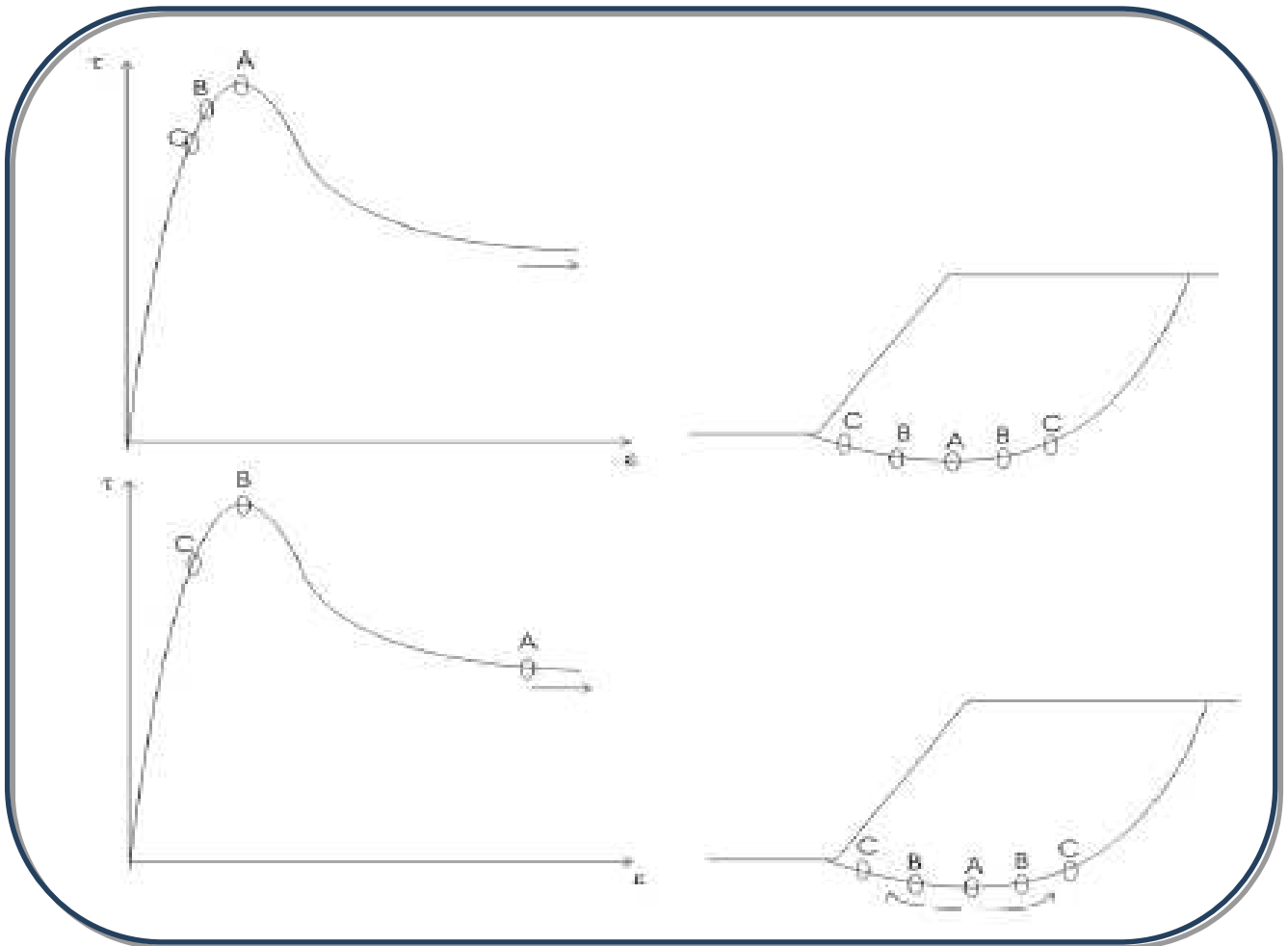


Figure II.6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005].

II.5. Prise en compte de l'effet de la succion

Depuis longtemps, les paramètres des sols saturés ont été utilisés dans l'analyse de la stabilité des pentes. Cependant, il est nécessaire de prendre en considération les couches de sol situées au-dessus de la nappe et surtout quand la majeure partie de la masse susceptible de glisser est au-dessus de cette dernière. Dans le Chapitre II, nous allons montrer l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement des sols non saturés ainsi que la répartition de la pression interstitielle dans un massif de sol comprenant des zones saturées et non saturées. Nous pouvons retenir ces deux expressions de la résistance au cisaillement selon BISHOP et al. [1960], FREDLUND et al. [1978]. [3]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (\text{Bishop})$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (\text{Fredlund})$$

Où:

σ = contrainte normale totale

u_a = pression interstitielle de l'air

u_w = pression interstitielle de l'eau

$u_a - u_w$ = succion matricielle

χ = paramètre de Bishop

c' = cohésion effective en conditions saturées

ϕ' = angle de frottement interne effectif

ϕ^b = angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion ($u_a - u_w$).

L'enjeu consiste à élargir la méthode d'équilibre limite des sols saturés en y incorporant la résistance au cisaillement des sols non saturés dans les équations.

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

II.5.1. Modification de l'analyse de la stabilité en tenant compte de la succion

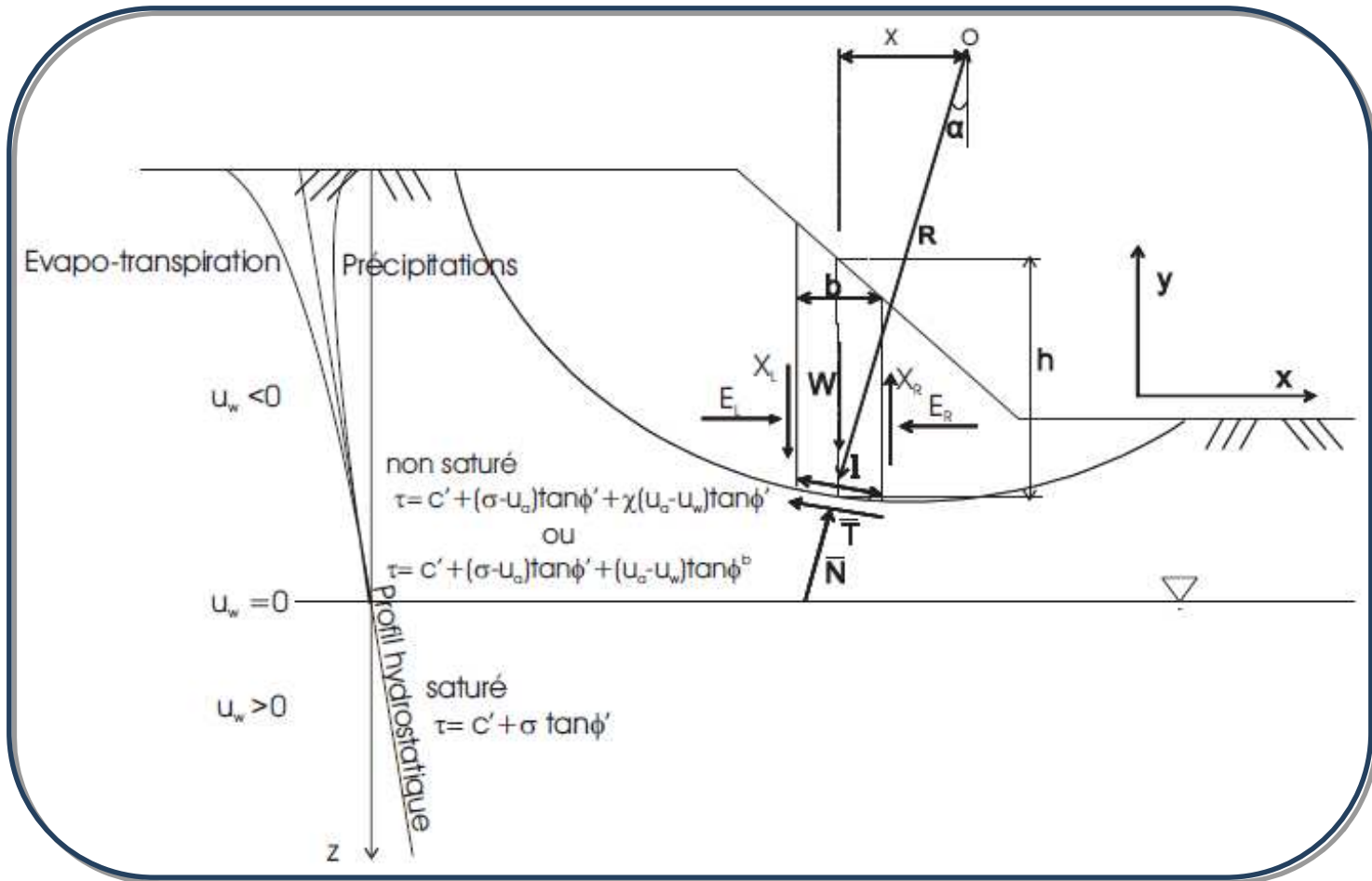


Figure II.7: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau.

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes dites d'équilibre limite, l'effet de la succion dans le calcul du coefficient de sécurité se traduit par une prise en compte de la résistance au cisaillement du sol non saturé.[3]

Deux approches peuvent être utilisées pour obtenir le coefficient de sécurité, FREDLUND [1981a]:

· Premièrement, on peut considérer que la succion augmente la cohésion selon l'expression:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

[II.13]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche T garde la même forme que dans l'équation [II.1] à part que la cohésion est donnée cette fois-ci par l'équation [II.13].

Cette approche a l'avantage de garder la forme conventionnelle de l'équation de la force de cisaillement, et il est possible de développer un même programme pour résoudre le problème des sols saturés et non saturés, FREDLUND *et al.* [1981b].

· Deuxièmement, il est possible de définir un coefficient de sécurité utilisant l'équation de la contrainte de cisaillement des sols non saturés:

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche devient:

$$\bar{T} = \frac{l}{F_s} \left[c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \right]$$

[II.14]

Comme nous l'avons fait dans le paragraphe précédent, en sommant toutes les forces dans la direction verticale on obtient la force normale à la base de la tranche \bar{N} :

$$\bar{N} = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F_s} + u_a \frac{l \sin \alpha}{F_s} (\tan \phi' - \tan \phi^b) + u_w \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s} \right)}$$

[II.15]

Le plus souvent, dans l'analyse, la pression d'air u_a est prise égal à zéro et l'équation devient:

$$\bar{N} = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F_s} + u_w \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s} \right)}$$

[II.16]

Quand le sol devient saturé, nous pouvons prendre que ϕ^b est égal à ϕ' et l'équation [II.16] est équivalente à l'équation [II.3], c'est à dire qu'on peut utiliser la même équation pour les sols saturés et non saturés : ϕ^b étant utilisé quand on a des pressions d'eau u_w négatives, et ϕ' quand on a des pressions d'eau u_w positives. [3]

Chapitre II : Étude théorique sur la stabilité des talus des digues.

Nous pouvons écrire aussi deux équations indépendantes du coefficient de sécurité; une qui respecte l'équilibre global moment et l'autre qui respecte l'équilibre global des forces:

$$F_m = \frac{\sum \left\{ c'lR + \left[\bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] R \tan \phi' \right\}}{\sum Wx} \quad \text{[II.17]}$$

Ou en posant : $x = R \sin \alpha$.

$$F_m = \frac{\sum \left\{ c'l + \left[\bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \tan \phi' \right\}}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{[II.18]}$$

En considérant l'équilibre global des forces:

$$F_f = \frac{\sum \left\{ c'l \cos \alpha + \left[\bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \cos \alpha \tan \phi' \right\}}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad \text{[II.19]}$$

De même, quand la pression de l'air U_a est égale à la pression atmosphérique et que le sol est saturé $\phi^b = \phi'$, la formulation devient la même pour les sols saturés et non saturés, car l'équation [II.18] devient la même que l'équation [II.7] tandis que l'équation [II.19] est la même.[3]

Conclusion

Le coefficient de sécurité d'un talus est en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire c' et ϕ' du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

La stabilité d'une digue en terre doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

1. Pendant sa construction et en fin de construction
2. Lorsque l'eau est à son niveau max dans la retenue
3. Lorsque l'on baisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide)

CHAPITRE III

Présentation du barrage de SoukTlata

Introduction

Avant de commencer l'étude de l'avant-projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site du barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.[5]

III.1. Terminologie des barrages en terre

III.1.1. Définition

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit de celui-ci et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable ou le trafic fluvial.

III.1.2. Effets des barrages

1. Stocker une part importante des apports d'eau ;
2. Relever le plan d'eau amont.

III.1.3. Cas particuliers de barrages

Le barrage peut être souterrain : ouvrage souterrain construit en vue de retenir l'eau d'une nappe souterraine. Exemple : barrage de Naré au Burkina. Barrage de stériles : barrage construit avec les stériles miniers (résidus de terres des mines) en vue de stocker les résidus (liquides ou solides, souvent dangereux) de ces mines.

Exigences des barrages : Le barrage répond à deux exigences principales :

1. **L'étanchéité :** empêcher le passage de l'eau.
2. **La stabilité :** résister à la poussée de l'eau.

En plus il doit pouvoir **laisser passer les crues** sans dommages (disposer d'un système d'évacuation des crues).[14]

III.1.4.Principaux éléments du barrage

1. une digue ou barrage principal.
2. un évacuateur de crues.
3. un ou des ouvrages de prise.
4. un ouvrage de vidange.

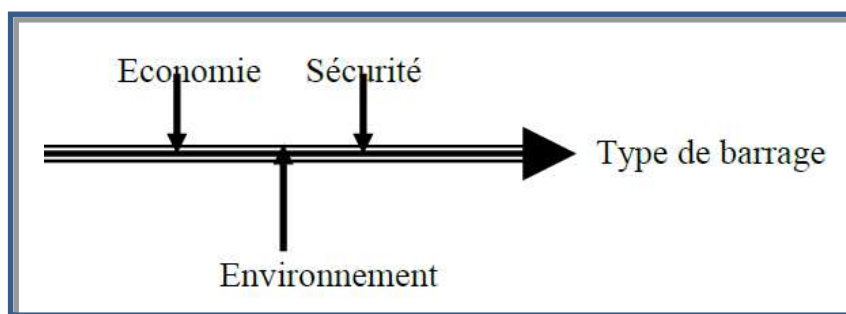
III.1.5.Principaux usages des eaux mobilisées par les barrages

- Agriculture irriguée
- Production d'énergie
- Alimentation en eau potable et industrielle
- Abreuvement des animaux
- Production halieutique
- Navigation
- Protection contre les crues
- Activités récréatives
- Lagunage
- Soutien d'étiage

III.1.6.Critères de choix du type de barrage

Forme de la vallée

Matériaux de construction Crues à maîtriser Conditions climatiques



Les petits barrages sont utilisés généralement pour les usages suivants :

Agriculture irriguée.

Alimentation domestique.

Abreuvement du bétail.

Production halieutique (pêche et/ou pisciculture).

III.2.Types de barrages en terre

III.2.1.Barrage homogène

Il est constitué d'un massif de terre compactée homogène imperméable muni d'un dispositif de drains et de protection mécanique amont

Condition principale: disposer sur place et en quantité suffisante permettant d'obtenir après compactage, les conditions d'étanchéité et de stabilité suffisantes.[14]

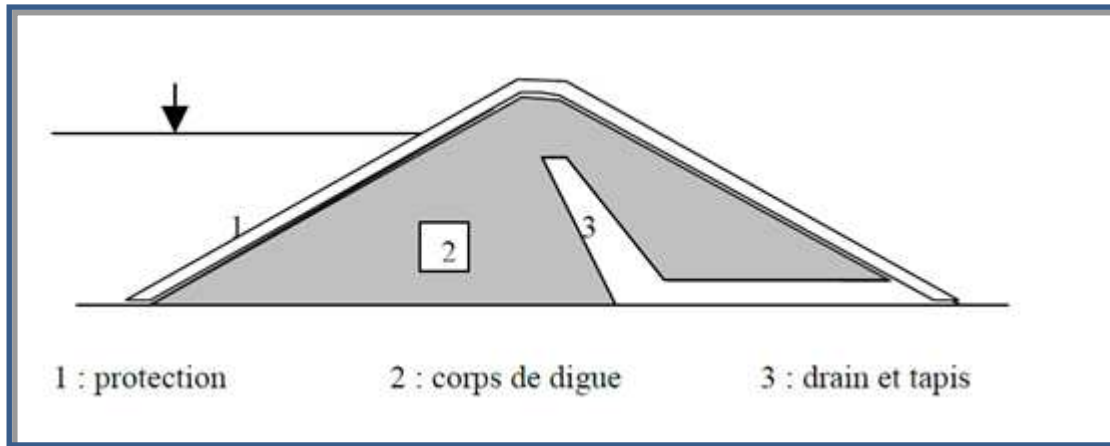


Figure III.1 : barrage homogène.

III.2.2.Barrages à noyau

Il est constitué d'un massif à zones dont chacune est constituée d'un matériau différent. L'étanchéité est assurée par un noyau étanche en matériau argileux au centre ou à l'amont du barrage. Le noyau est maintenu en place (épaulé) par une ou plusieurs zones en matériaux grossiers relativement perméables qui assureront la stabilité. Entre les zones il est nécessaire d'interposer des couches filtrantes de transition en cas de discontinuité de granulométrie des matériaux.[14]

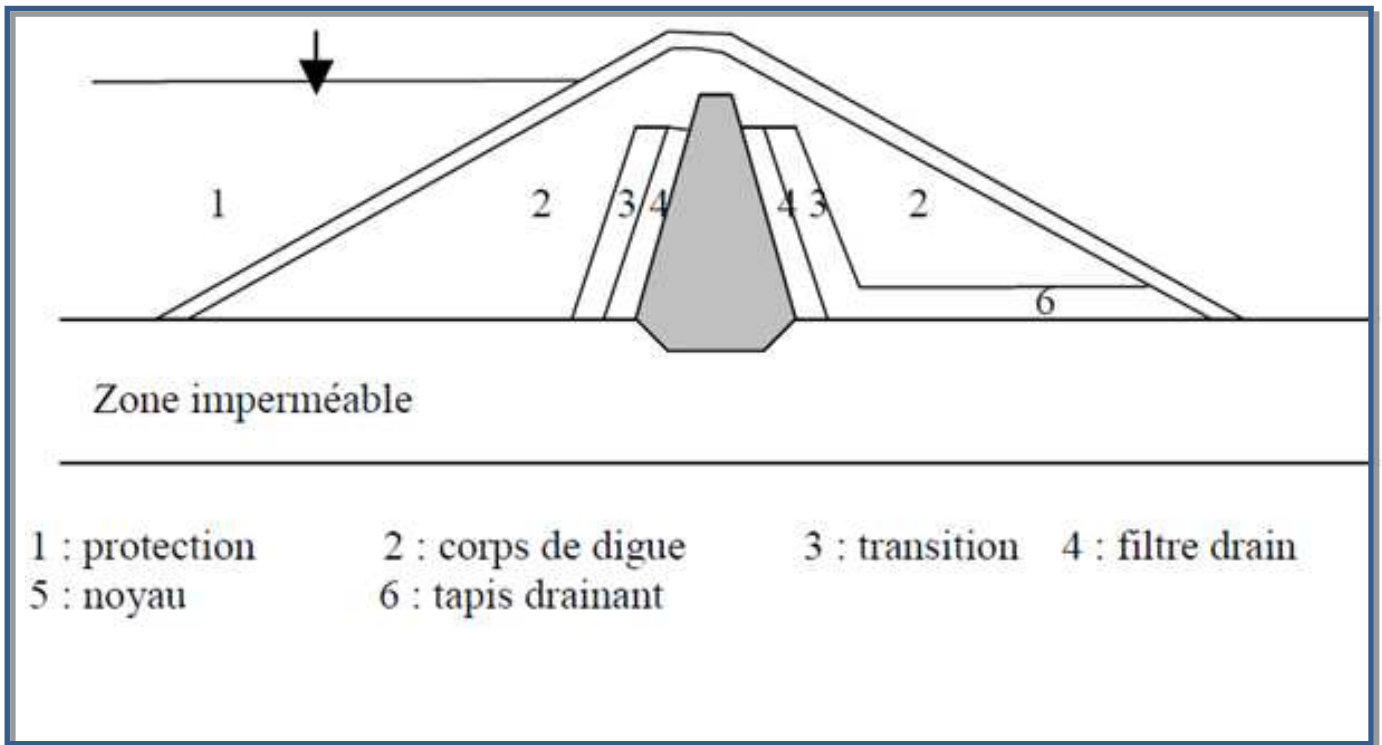


Figure III.2 : barrage à noyau

III.2.3. Barrages à masque amont

C'est un barrage homogène avec un masque amont qui est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage tel que le béton bitumineux, géotextile ...

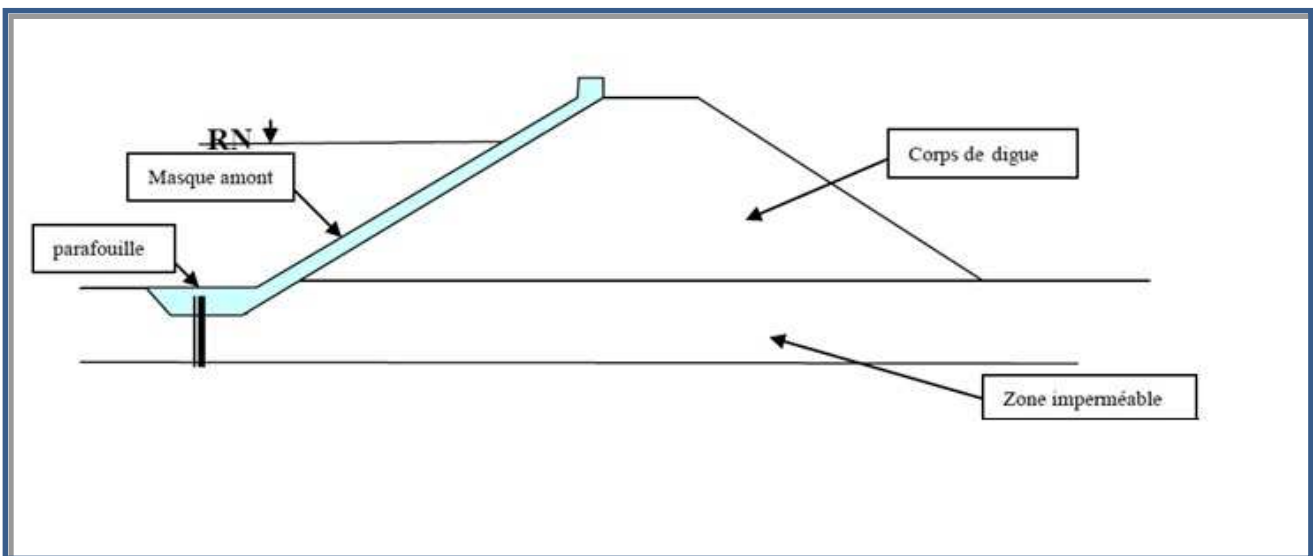


Figure III.3 : barrage à masque amont.

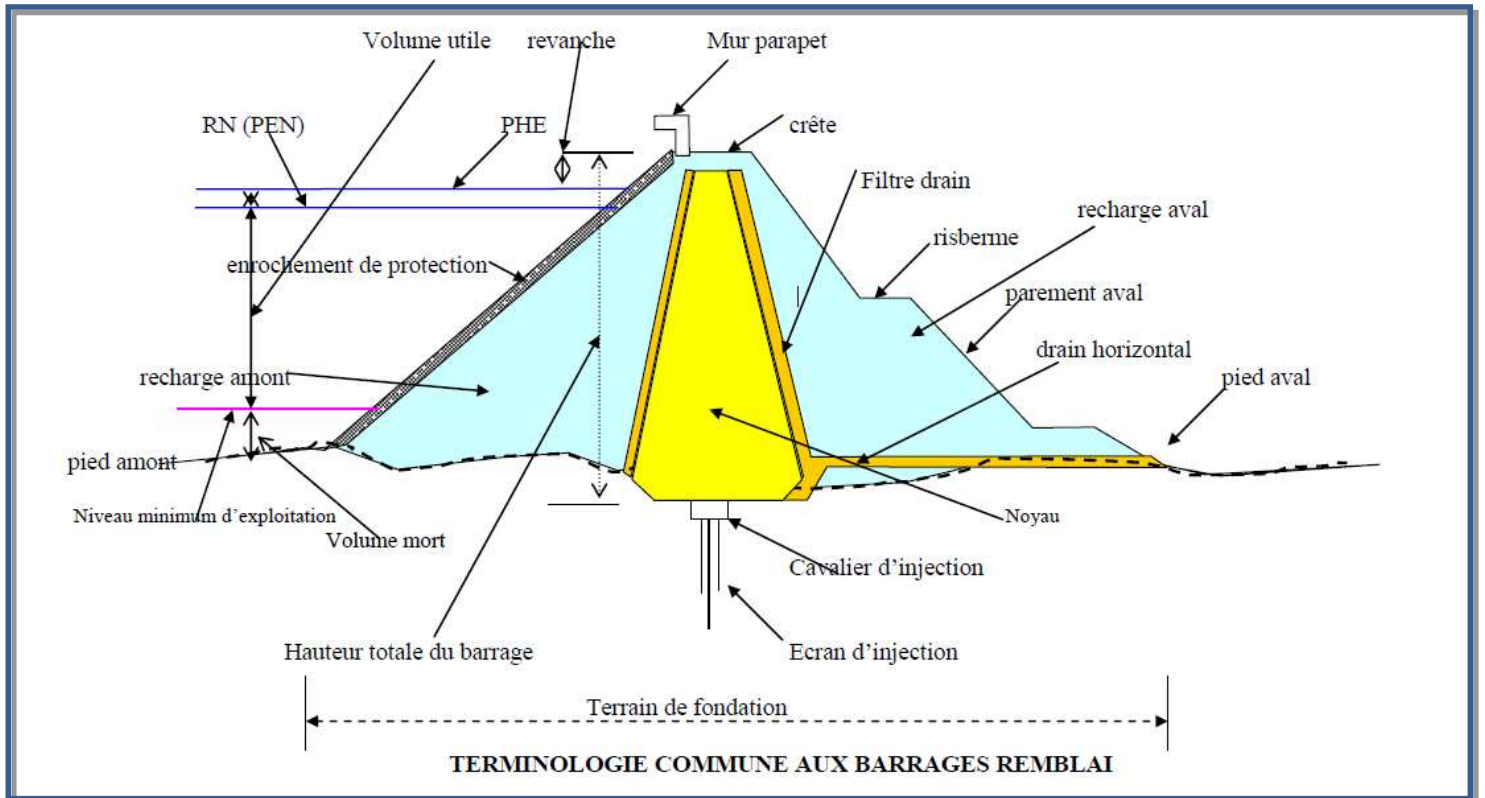


Figure III.4 : Vue générale d'un Barrage en terre.

III.3.Présentation générale du projet [barrage de Souk Tlata]

III.3.1.Type du barrage

Le barrage de Souk Tlata est un ouvrage de 95 m de hauteur, en matériaux meubles avec recharge à l'amont en alluvions graveleuses, recharge à l'aval en grés et noyau en colluvions argileuses.

Destination : la retenue du barrage de SOUK TLETA permettra la régularisation de 98 Hm^3 d'eau destinée à renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle des régions de TiziOuzou, Boumerdes et Alger.[1]

III.3.2.Localisation du barrage Souk Tlata

Localisation : le site du barrage se trouve sur l'oued Bougdoura à 8 Km au sud de la ville de DRAA BEN KHEDDA dans la wilaya de TiziOuzou.

III.3.3. Situation géographique du site

Le site du barrage de Souk Tlata sur l'oued de Bou-gdourase se situe à l'extrémité occidentale de la grande Kabylie à 8,5 km de Tizi-Ouzou, à 80 km environ à vol d'oiseaux d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitué de deux branches formées par les vallées de l'Acif Tlata et du Tala Imedrene, qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30° environ.

La retenue est fermée par une gorge de quelque centaine de mètres de long ; site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 : 1 (2 verticalement et 1 horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200m environ.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la [figure (III.5)].[14]

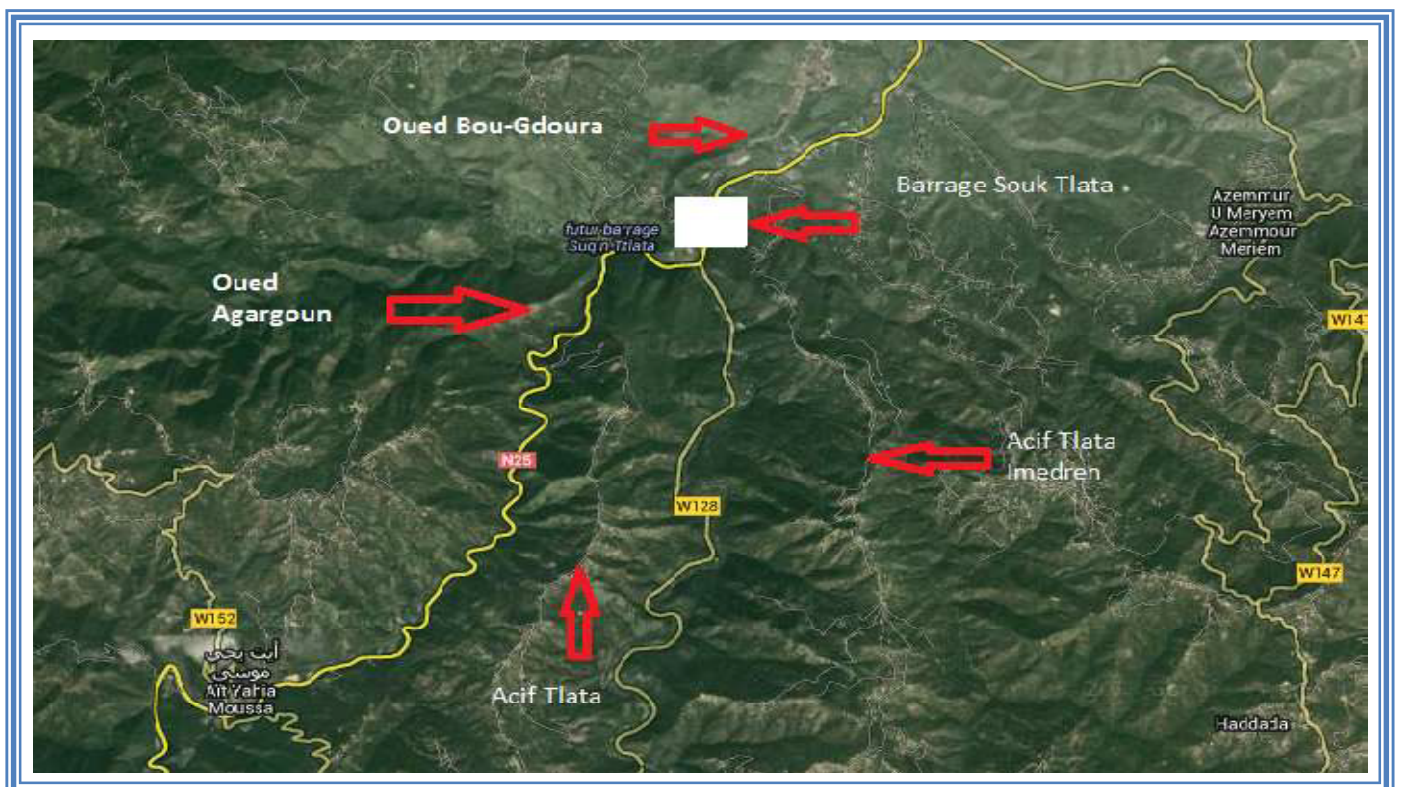


Figure III.5: plan de situation de l'ouvrage.

III.3.4. Destination

La retenue du barrage de SoukTleta permettra la régularisation de 98 Hm^3 d'eau destinée à renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle des régions de TiziOuzou, Boumerdes et Alger.

III.3.5. Problématique

Une mesure de la vulnérabilité des barrages peut dépendre de ses facteurs intrinsèques, en particulier pour le Barrage on aura :

- Caractéristiques hydrologique
- Composition et description de l'aménagement
- Ouvrages annexes

III.3.6. Caractéristiques hydrologique

| | |
|--------------------------------|---------------------|
| Superficie du bassin versant : | 130.7 Km^2 |
| Apport moyen annuel : | 150 Hm^3 |
| Volume régularisé : | 98 Hm^3 |
| Volume mort : | 12.95 Hm^3 |
| Capacité totale : | 90.45 Hm^3 |

III.3.7. Composition et description de l'aménagement

A). Barrage principal

Digue : en remblai zoné

| | |
|-----------------------------|----------|
| Niveau de la crête : | 130.7 m. |
| Niveau de retenu maximale : | 95 m. |
| Niveau de retenu normale : | 122 m. |
| Hauteur de la digue : | 95 m. |
| Longueur au couronnement : | 156 m. |
| Largueur au couronnement : | 10 m. |

B). Digue de col : en remblai zoné

| | |
|-----------------------------|--------|
| Niveau de la crête : | 128 m. |
| Niveau de retenu maximale : | 125 m. |
| Niveau de retenu normale : | 122 m. |
| Hauteur de la digue : | 25 m. |
| Longueur au couronnement : | 448 m. |

III.3.8.Ouvrages annexes

a).Evacuateur de crue

Type : Latéral, coursier dont le profil en long de forme parabolique et bassin d'amortissement.

b).Emplacement

Rive droite.

Largeur du seuil : 126m.
Débit max évacué : $1480m^3/s$.

c).Dérivation provisoire

Type : Deux galeries polycentrique.
Emplacement : Rive gauche.
Longueur de la galerie : 365m chacune.
Diamètre : 08m.

d).Ouvrage de prise

Type : inclinée.
Emplacement : rive gauche.
Nombre de prise : 02.

e).Vidange de fond

Type : Galerie.
Emplacement : Rive gauche.
Débit max : $130 m^3/ssous RN$.

f).Volume des travaux

Excavation : $1.507.000 m^3$
Remblais : $1.500.000 m^3$
Bétons : $104.000 m^3$
Forages et injection : 50.000 ml.

III.4. Dimensionnements du barrage

Introduction :

Le barrage de Souk el Tleta est de type zoné, son dimensionnement se fait selon des normes adéquates.

III.4.1. Dimensionnement de la digue principale

III.4.2. Hauteur du barrage

III.4.3. Niveau normal de retenue

Dénommée cote de retenue normale (RN), il s'agit de la cote « habituelle » ou « Normale » de remplissage du barrage, correspondant au niveau autour duquel le plan d'eau se situe une grande partie de l'année. Le réservoir de Souk Tleta garantie une capacité utile de **77.5 hm³**, ce qui correspond à un niveau d'exploitation normal de **122m** NGA

$$\text{NNR} = \text{HVM} + \text{HU} + \text{NTN}$$

NNR : Niveau normal de retenue.

HVM : Hauteur du volume mort.

HU : Hauteur du volume utile.

NTN : Niveau du terrain naturel.

A.N:

$$\text{NNR} = 22 + 63 + 37 = 122\text{m}$$



$$\text{NNR} = 122 \text{ m NGA}$$

III.4.4. Niveau des plus hautes eaux

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (**NNR= 122m**) majoré de la charge déversant déjà déterminée (**h = 2,7m**).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

A.N:

$$\text{NPHE} = 122 + 2.7 = 125\text{m}$$



$$\text{NPHE} = 125\text{m}$$

III.4.5. Niveau de la crête du barrage

$$N_{Cr} = NPHE + h_s + R$$

N_{Cr}: Niveau de la crête.

NPHE : Niveau de retenue maximale.

h_s : Hauteur de sécurité, $0.5 \leq h_s \leq 1m$.

R : Revanche.

III.4.6. Calcul de la revanche

La revanche R est la différence de cote entre les Plus Hautes eaux correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

Une revanche est indispensable pour les raisons suivantes :

- Surélévation du plan d'eau lors du passage de la crue maximale considérée pour le projet.
- La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré.
- Le déferlement des vagues à la surface du parement amont.
- La surélévation du plan d'eau provoqué par le vent extrême considéré.
- Supplément de sécurité (par exemple pour les vagues causées par des glissements de terre, avalanches, rupture de glaciers, tremblements de terre).[5]

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

R : Revanche (m)

H_v: Hauteur de la vague d'eau (m)

V : Vitesse de la vague (m/s)

g : Accélération de la pesanteur.

Les dispositions prises pour le choix de la revanche sont conformes aux normes italiennes en vigueur pour les barrages; dans ce cas particulier on exige une hauteur de revanche de 4 m plus 1 m pour le risque sismique, en définitive une revanche de 5 m au-dessus de la vague maximale estimée à 0.70 m.

III.5.Détermination de la hauteur de la vague

C'est un paramètre très important pour la sécurité de l'ouvrage.

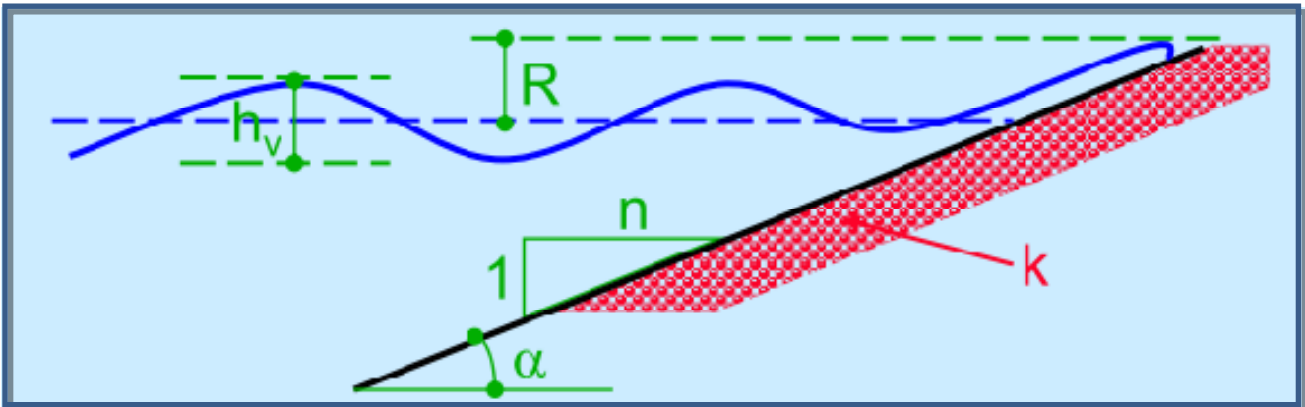


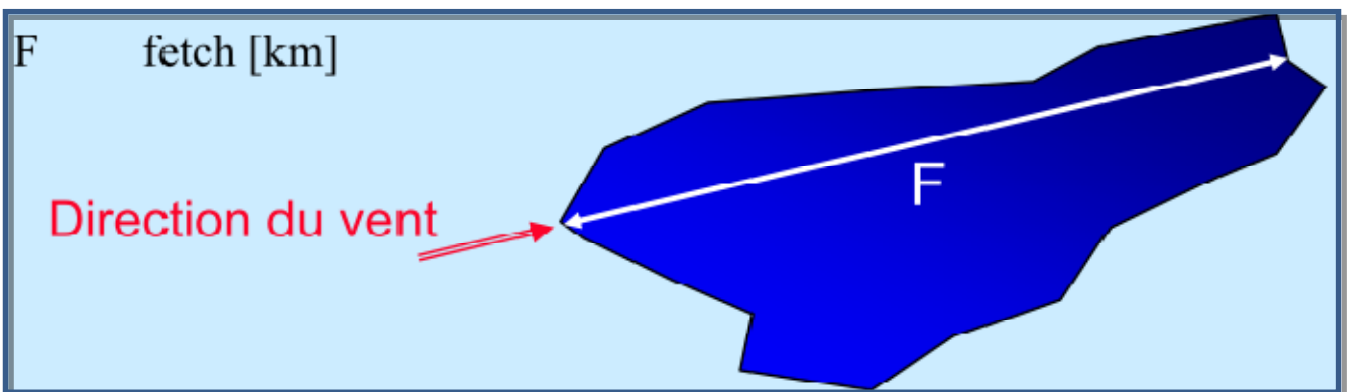
Figure III.6: Paramètres de sécurité vis-à-vis des phénomènes naturels.

A. Formule de Stevenson Gaillard

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$
$$V = 1.5 + 2.H$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètre [**F = 2 km**].



A.N:
H = 0,92 m

D'où : **V = 3,34 m/s**

B. Formule de Stevenson reprise par Mallet et Paquant

Avec :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot 2 = 0,97 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2 \cdot 0,97 = 3,44 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } N_{Cr} = NPHE + hs + R$$

$$\text{AN: } N_{Cr} = 125 + 0,7 + 5 = 130,7 \text{ m}$$



$$N_{Cr} = 130,7 \text{ m}$$

III.5.1. Largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

| | |
|----------------------|-----------------------|
| • Formule T.KNAPPEN | $c = 1,65H_b^{0.5}$ |
| • Formule E.F.PREECE | $c = 1,1H^{0.5} + 1$ |
| • Formule PRATIQUE | $c = (5/3), H^{0.5}$ |
| • Formule SIMPLIFIEE | $c = 3,6.H^{1/3} - 3$ |

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de **10m**.

III.5.2. Longueur en crête

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est: **L=1m**

CHAPITRE III : Présentation du barrage de Souk Tlata.

III.5.3.Pente des talus

Tableau III.1: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)

| Hauteur du barrage (m) | Type du barrage | Fruit des talus | |
|---------------------------|----------------------------------|-----------------|------|
| | | Amont | Aval |
| $H < 5$ | - Homogène | 2,5 | 2 |
| | - A zones | 2 | 2 |
| $5 < H < 10$ | - Homogène granulométrie étendue | 2 | 2 |
| | - Homogène à fort % d'argile | 2,5 | 2,5 |
| | - A zones | 2 | 2,5 |
| $10 < H < 20$ | - Homogène granulométrie étendue | 2,5 | 2,5 |
| | - Homogène à fort % d'argile | 3 | 2,5 |
| | - A zones | 3 | 3 |
| $H \geq 20$ | - Homogène granulométrie étendue | 3 | 2,5 |
| | - A zones | 3 | 3 |

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 3$.

III.5.4.Dimensionnement du noyau

La granulométrie des matériaux constituant le noyau doit être continue.

III.5.5.Largeur en crête du noyau

$$2m < b_n < H_b / 10$$

Alors : $2m < b_n < 93,7/10$



$$b_n = 8m$$

III.5.6.Pentes du noyau

Les pentes sont choisies en fonction de la perméabilité du matériau (argile colluviale de perméabilité $K = 1.10^{-8} - 1.10^{-9}m/s$).

Tableau III.2 : Pente du noyau

| Perméabilité K (m /s) | pente |
|-----------------------|-----------|
| $10^{-13} - 10^{-11}$ | 1/2 - 1/3 |
| $10^{-11} - 10^{-9}$ | 1/3 - 1/4 |
| $10^{-9} - 10^{-8}$ | 1/4 - 1/5 |

Le noyau d'argile colluviale aura une pente de 1/4.

$$m = 0,25$$

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 92,7m$$

$$2. m.H_n + b_{min} = 54,35m$$

$$B_{base} = 54,35m$$

III.5.7.Calcul de la longueur du drain

$$L_d = (1/4 \text{ a } 1/3) L$$



$$L_d = 145,76 \text{ m.}$$

III.6. Réseau d'infiltration à travers les digues en terre

L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentielles et des lignes de courant.

En un point du barrage, le potentiel hydraulique E peut être exprimé par la somme du potentiel du à la cote Z du point et à la pression P de l'eau en ce point, exprimée en hauteur d'eau : $E=Z+P$.

L'écoulement de l'eau dans le barrage en terre et sets fondations est régi par la loi de Darcy :

$V=K.i$ (v : vitesse d'écoulement ; K : coefficient de perméabilité ; i : gradient hydraulique).

Le calcul des infiltrations se fait par :

- Calcul numérique : le calcul sur ordinateur peut résoudre numériquement le problème des infiltrations grâce à des programmes mis au point récemment et basés sur les résolutions de l'analyse numérique et des méthodes numériques (éléments finis, différences finit,...).
- Méthode graphique : c'est une méthode simplifiée, souvent utilisée, elle donne des solutions approchées mais généralement suffisantes. On la décrit dans ce qui suit.
- Tracé de la ligne phréatique :
- Le tracé de la ligne phréatique permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant la zone d'émergence de l'eau le long du talus aval. Cette ligne constitue par ailleurs une limite supérieure pour le réseau d'écoulement.
- **Koseny** a montré que la ligne phréatique dans ce cas est pratiquement confondue avec une :

- parabole de foyer A et d'équation : $x = \frac{y^2 - a^2}{2a}$

- La parabole de base coupe la ligne de plan d'eau au point $B_2(x=d, y=h)$ tel que :

$$BB_2 = 0.3s$$

;(s : projection horizontal de $BB_0=S$).

- Le paramètre α est défini par : $\alpha = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

III.6.1.Détermination de la parabole de Kozeny et la ligne de saturation pour la digue principale

Les paramètres d , h , Y_0 sont représentés sur la figure (II.14).

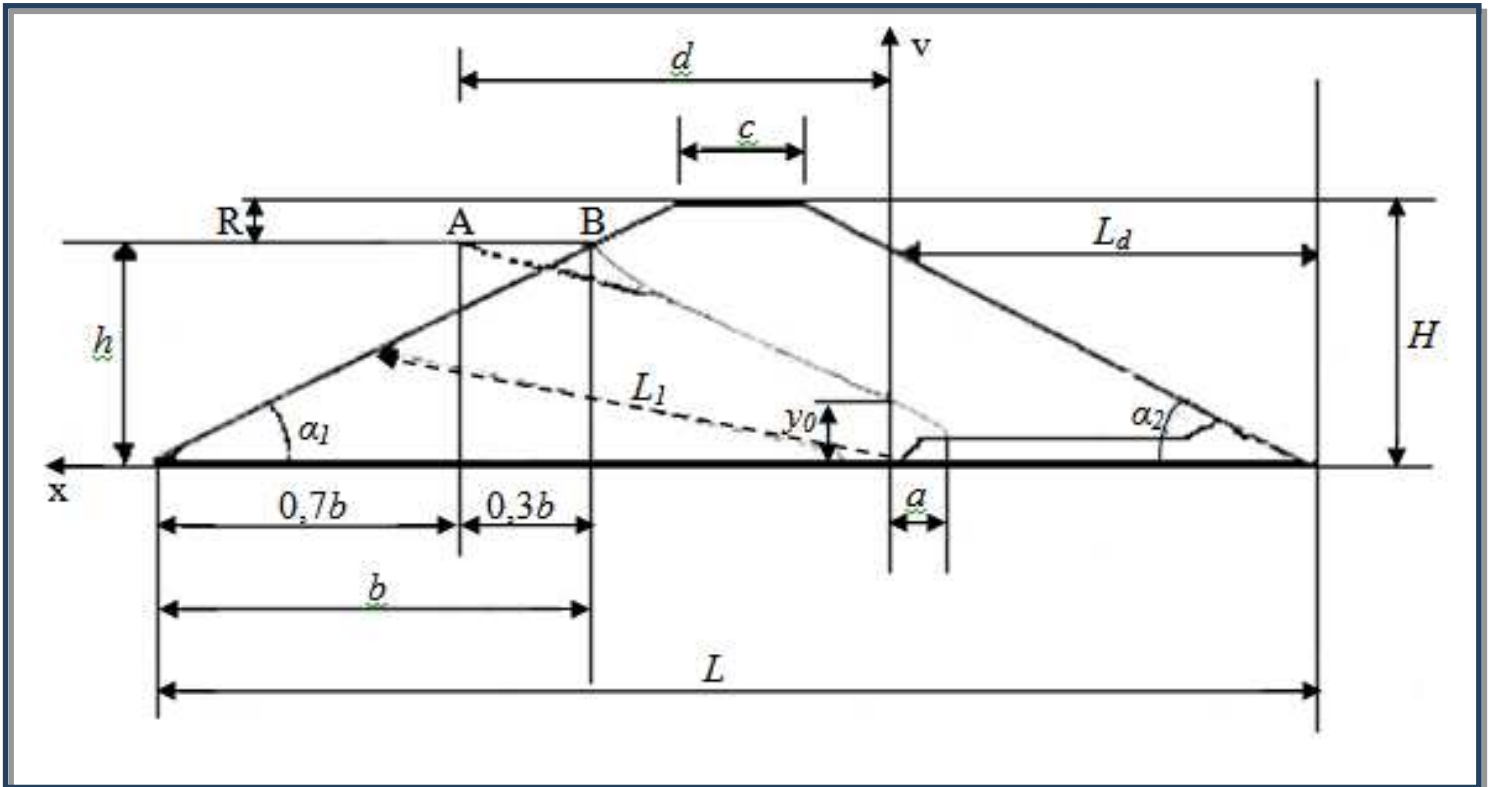


Figure III.7: tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY

A : ligne phréatique (-----).

B : parabole de Koseny(——).

III.6.1.1.Détermination de parabole de Kozeny pour la digue principale

A partir du logiciel auto CAD 2009.

On a calculé les paramètres suivants :

$$S = 15.75 \text{ m}$$

$$0.3 S = 4.73 \text{ m}$$

$$d = 32.33 \text{ m}$$

$$h = 63 \text{ m}$$

CHAPITRE III : Présentation du barrage de Souk Tlata.

$$\alpha = \sqrt{63^2 + 32.33^2} - 32.33 = 38.5m.$$



a montré que la ligne phréatique dans ce cas est pratiquement confondue avec une parabole de foyer A et d'équation : $x = \frac{y^2 - a^2}{2a}$.

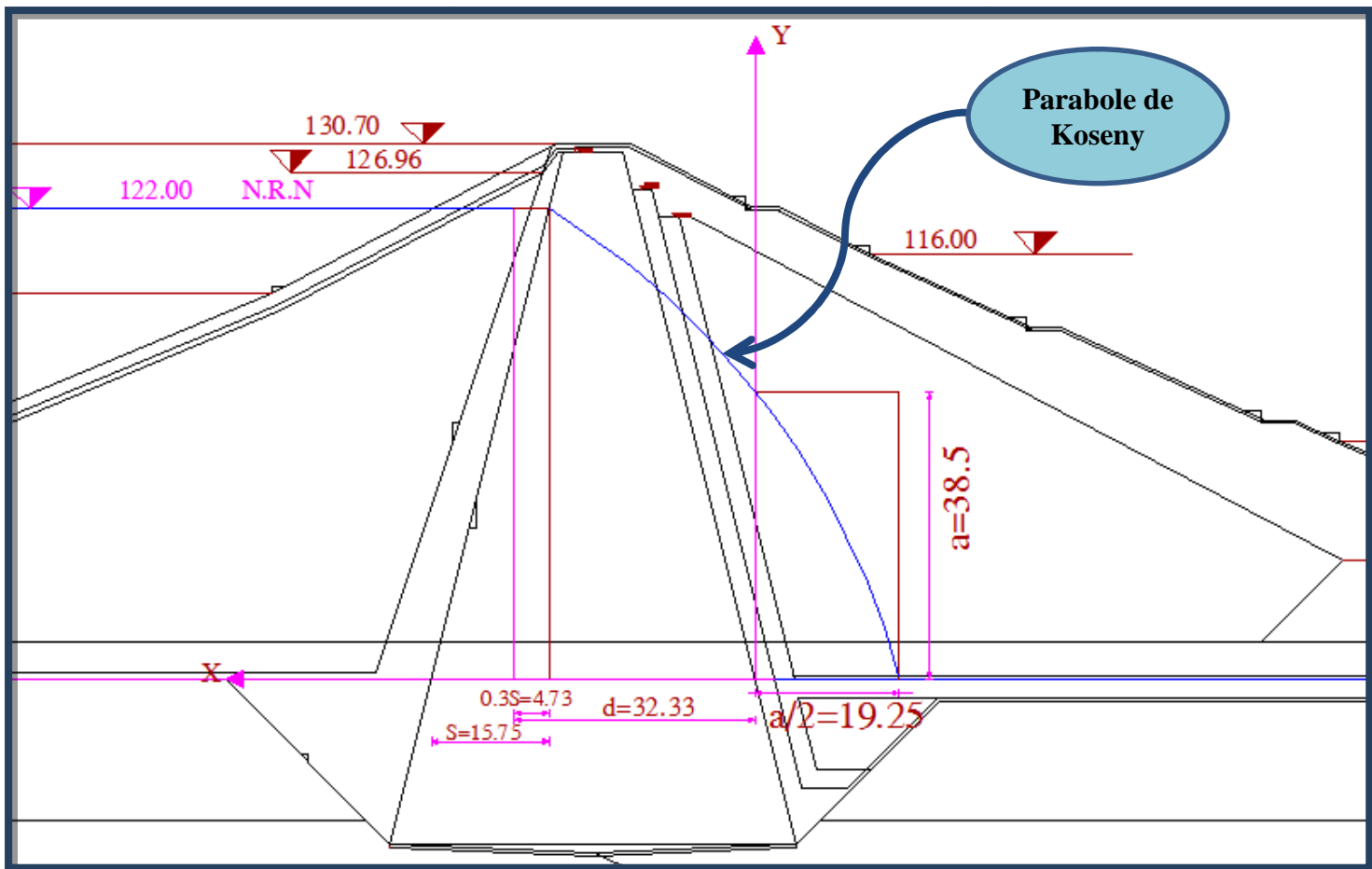


Figure III.8 : Détermination de parabole de Kozeny pour la digue principale.

III.6.1.2.détermination de la ligne de saturation pour la digue principale

D'après le logiciel auto CAD 2009.

Voire laFigure III.9 : détermination de la ligne de saturation pour la digue principale

III.6.2. Détermination de la parabole de Kozeny et la ligne de saturation pour la digue de col

III.6.2.1 Détermination de la parabole de Kozeny pour la digue de col

$S = 1.33 \text{ m}$

$0.3 S = 0.399 \text{ m}$

$d = 8.22 \text{ m}$

$h = 5.30 \text{ m}$

$\alpha = \sqrt{5.30^2 + 8.22^2} - 8.22 = 4.55 \text{ m.}$



Koseny a montré que la ligne phréatique dans ce cas est pratiquement confondue avec

une parabole de foyer A et d'équation : $x = \frac{y^2 - a^2}{2a}$

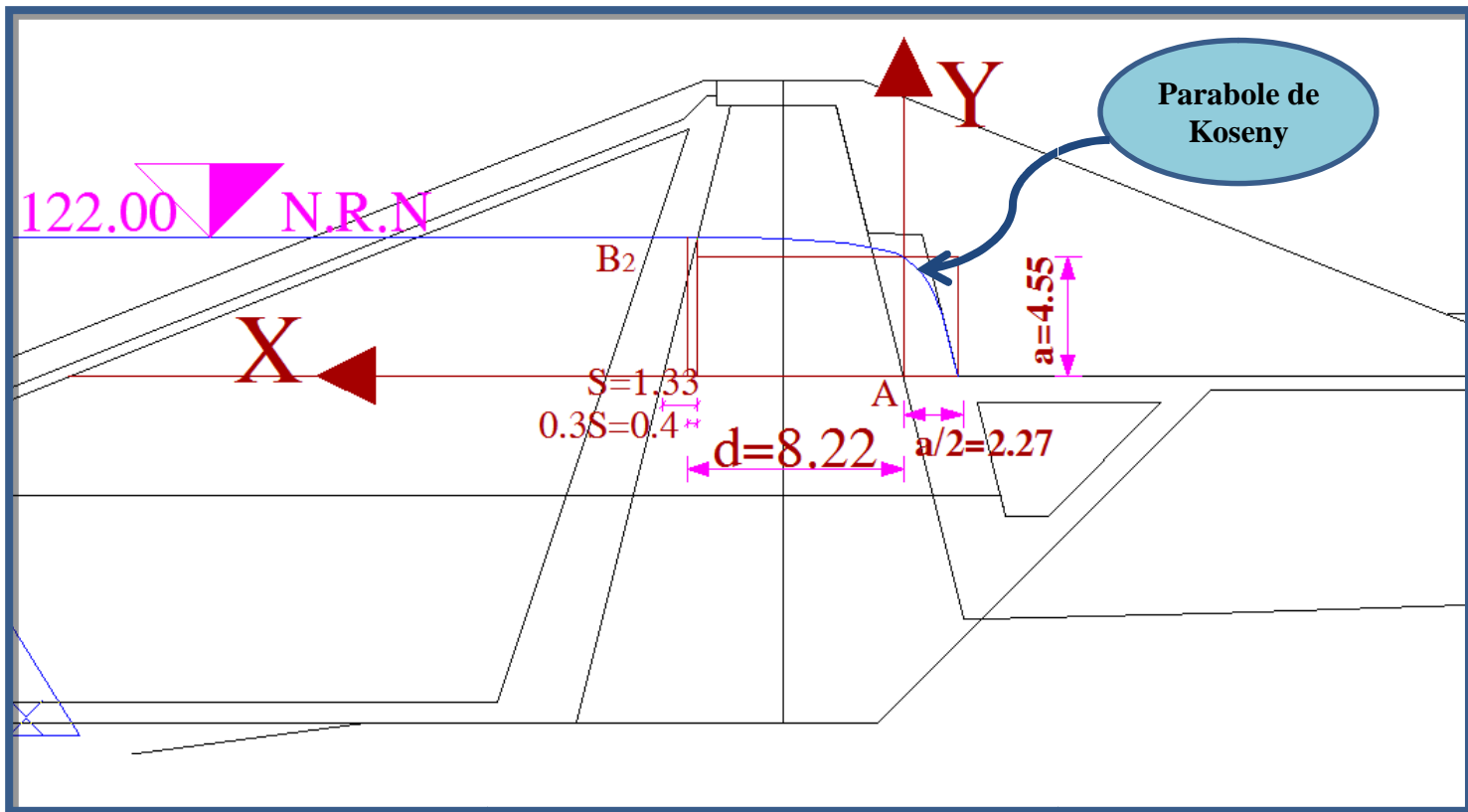


Figure III.10 : Détermination de parabole de Kozeny pour la digue principale.

III.6.2.2.Détermination de la ligne de saturation pour la digue de col

D'après le logiciel auto CAD 2009.

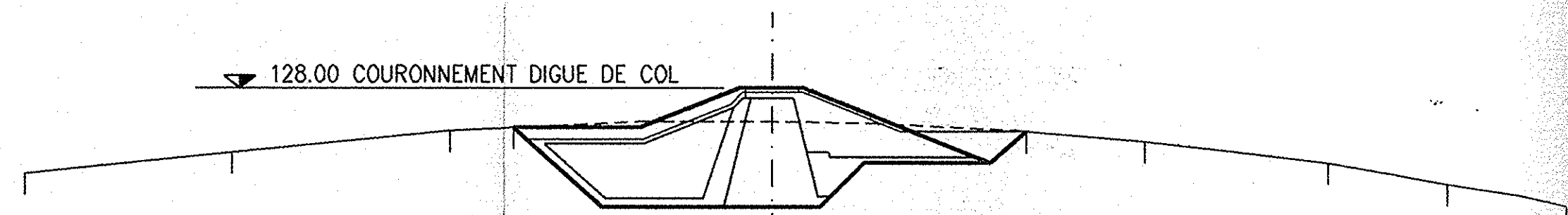
Voire la figureIII.11 : Détermination de la ligne de saturation pour la digue de col.

Conclusion :

CHAPITRE III : Présentation du barrage de Souk Tlata.

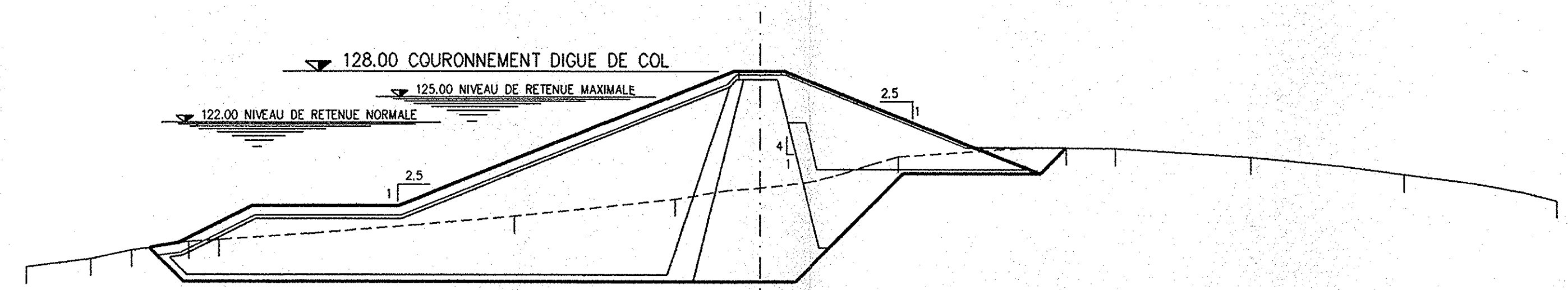
La hauteur du barrage de Souk Tlata est de 95m avec une capacité utile de 77.5 hm³Au niveau de la retenue normale (R.N.) fixée à 122.00 m NGA.

COUPE A-A



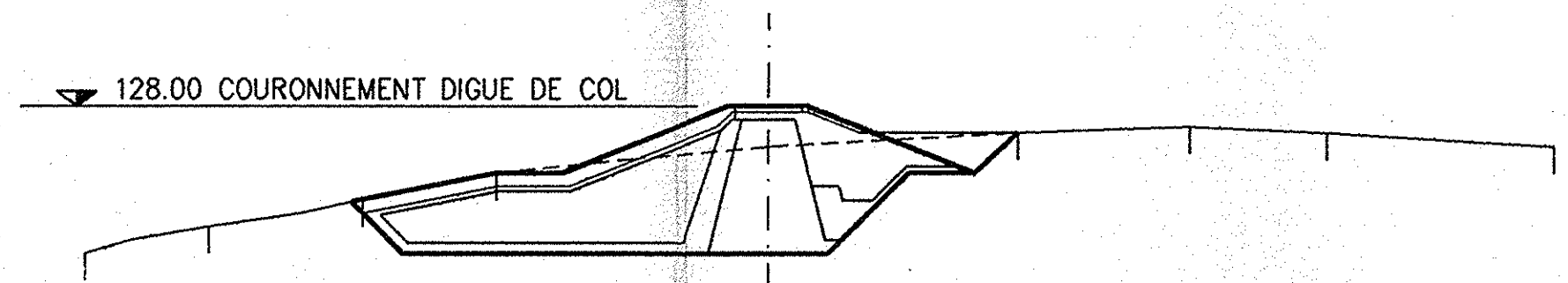
| | | | | | | | | | | | |
|---------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TERRAIN | COTES | 120.00 | 122.00 | 124.00 | 124.29 | 124.85 | 123.95 | 123.00 | 121.00 | 119.00 | 117.00 |
| | DISTANCES PARTIELLES | 19.41 | 20.46 | 6.10 | 24.19 | 23.79 | 11.14 | 17.19 | 11.23 | 11.19 | |

COUPE B-B



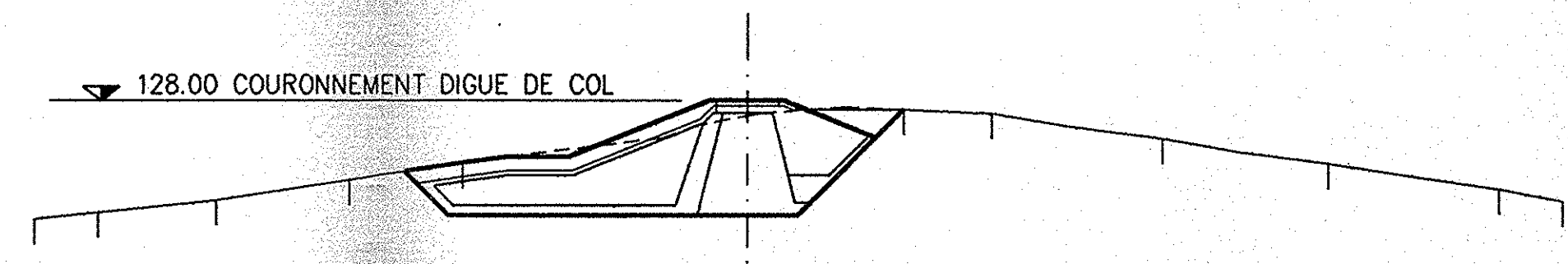
| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TERRAIN | COTES | 105.00 | 106.00 | 107.00 | 108.00 | 108.24 | 111.00 | 113.00 | 114.30 | 118.00 | 119.08 | 119.00 | 118.00 | 116.00 | 113.00 |
| | DISTANCES PARTIELLES | 7.58 | 4.84 | 6.72 | 5.53 | 34.78 | 18.92 | 9.99 | 16.30 | 19.68 | 5.74 | 15.93 | 18.01 | 18.00 | |

COUPE C-C



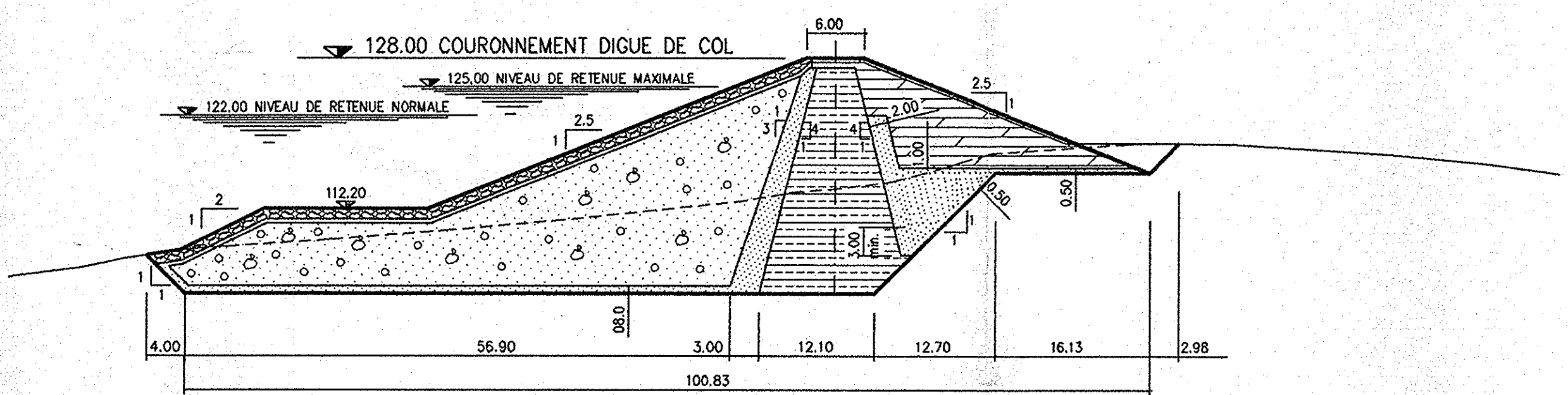
| | | | | | | | | | | |
|---------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TERRAIN | COTES | 117.00 | 119.00 | 121.00 | 122.97 | 124.95 | 126.02 | 126.50 | 126.00 | 125.00 |
| | DISTANCES PARTIELLES | 9.28 | 11.53 | 10.06 | 20.50 | 18.69 | 12.86 | 10.25 | 17.03 | |

COUPE D-D

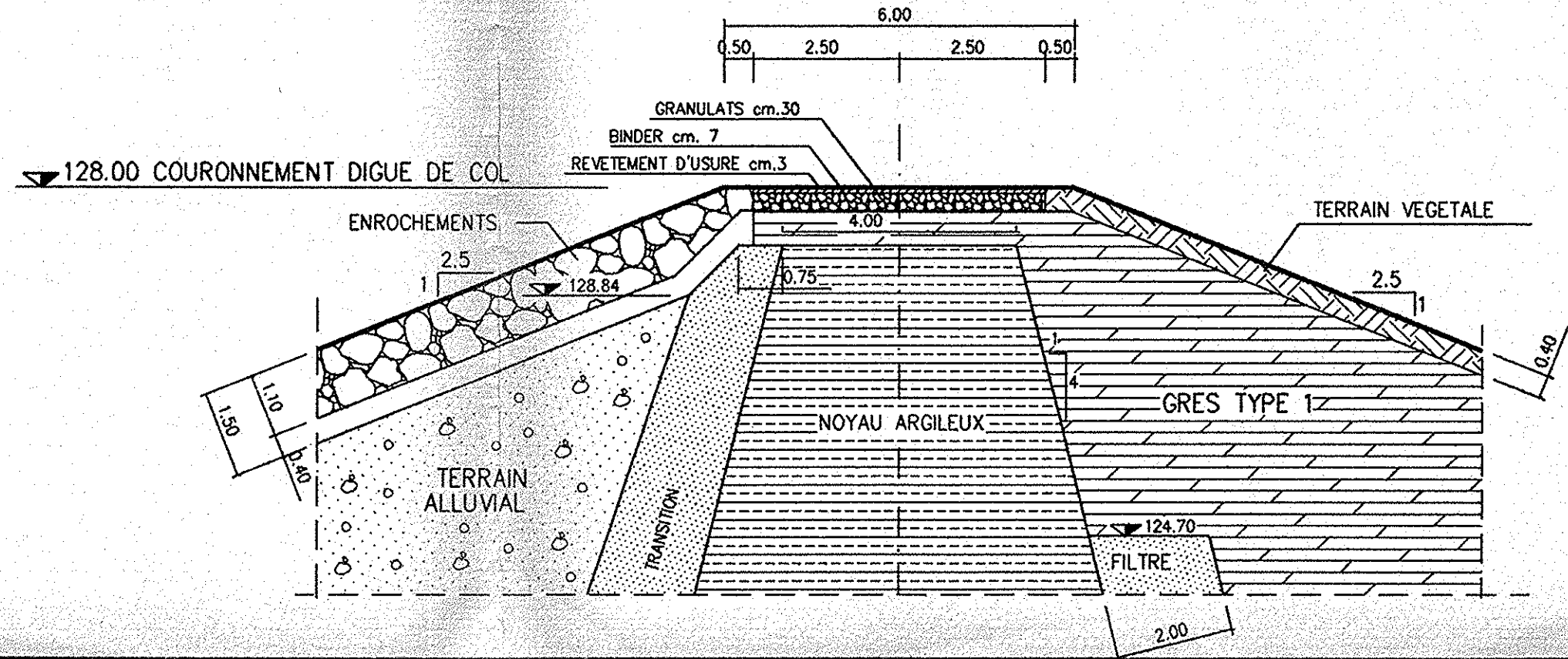


| | | | | | | | | | | | | | |
|---------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TERRAIN | COTES | 118.50 | 119.03 | 120.00 | 121.65 | 123.00 | 126.80 | 127.30 | 127.00 | 125.00 | 123.00 | 121.00 | 120.00 |
| | DISTANCES PARTIELLES | 5.14 | 9.53 | 10.72 | 9.16 | 22.87 | 12.55 | 7.05 | 13.75 | 13.31 | 13.71 | 5.10 | |

COUPE TYPE



DETAIL DU SOMMET 1:100



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTÈRE DE L'HYDRAULIQUE
 DIRECTION GÉNÉRALE DES INFRASTRUCTURES HYDRAULIQUES

BARRAGE DE SOUK EL TLATA

AVANT-PROJET DÉTAILLÉ

DIGUE DE COL

COUPE TYPE ET COUPES EN TRAVERS

| | | | | | |
|----------------------|-----------|------------|------------|-------------|----------|
| Bureau d'études | DATE | DESS. | CONSTR. | VISÉ | ÉCHELLE |
| Dr. Ing. G. Lombardi | MAI 1991 | <i>Dew</i> | <i>Dew</i> | <i>Wier</i> | 1:500 |
| Locarno (Suisse) | A SEP '91 | <i>Dew</i> | <i>Dew</i> | <i>Wier</i> | 540.6-69 |
| | B | | | | |
| | C | | | | |

CHAPITRE V :

Résultats et interprétation de la modélisation

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

Introduction

Dans le chapitre précédent on a fait unemodélisation des talus des deux digues du barrage.On autilisé la méthode de Bishop, les résultats obtenus sont Présentéesdans ce chapitre avec leurs interprétations.

1).Résultat et interprétation de la modélisation de la digue principale

V.1. Vérification du talus aval et amont juste après la fin de la construction

V.1.1. Vérification du Talus aval : (sans séisme)

Dans ce cas,on néglige l'effort sismique.

Le barrage ne retient pas d'eau et n'est soumis qu'à son poids propre (poids des remblais, rip rap, filtre) ce qui risque de perturber sa stabilité vue sa hauteur et sa longueur qui sont assez importantes. Les résultats obtenus par le logiciel Talren4 sont alors résumés dans lesfigures suivantes

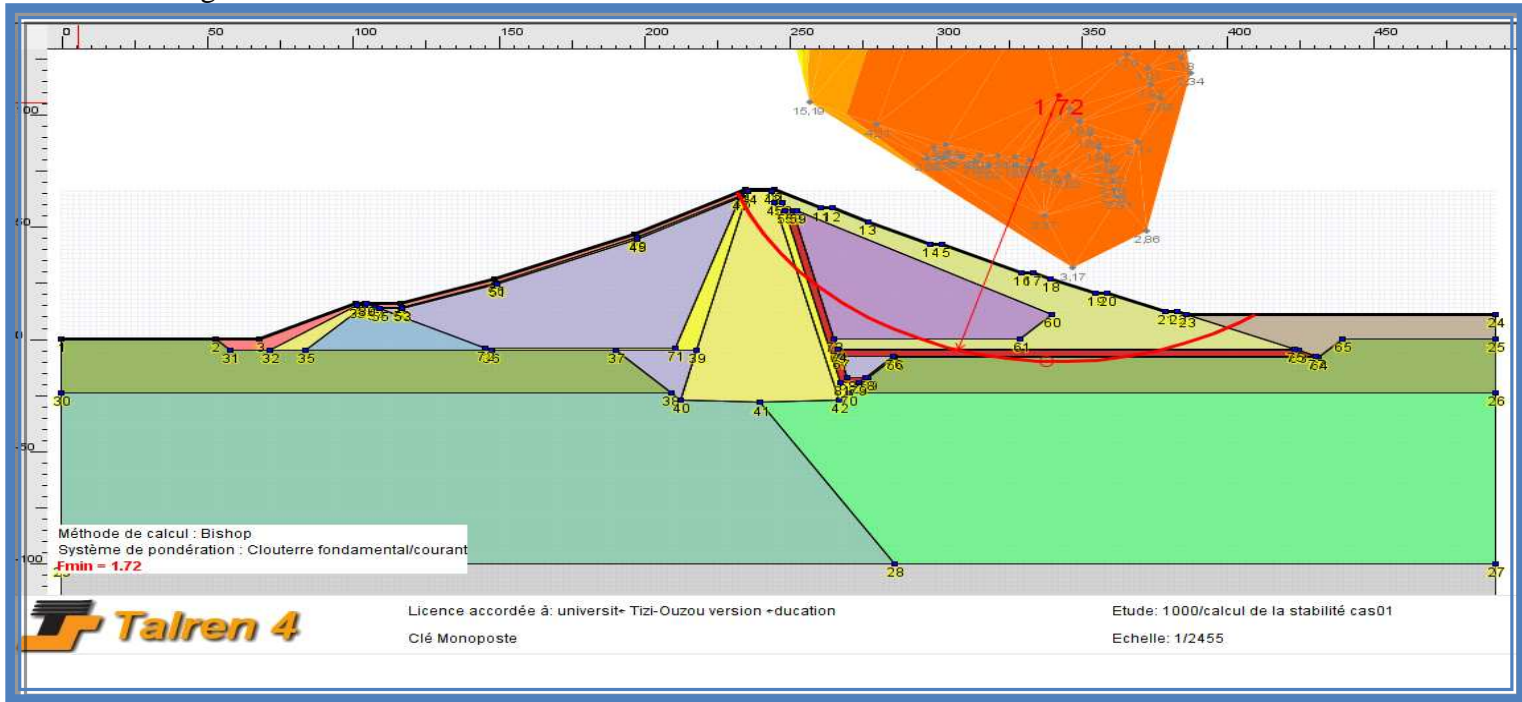


Figure IV. 01 :vérification de la stabilité de la digue principal talus aval (sans séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque :Le coefficient de sécurité $F_s=1.72>1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

Les Forces horizontales (Pressionshydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.1.2. Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et vertical=0.035.

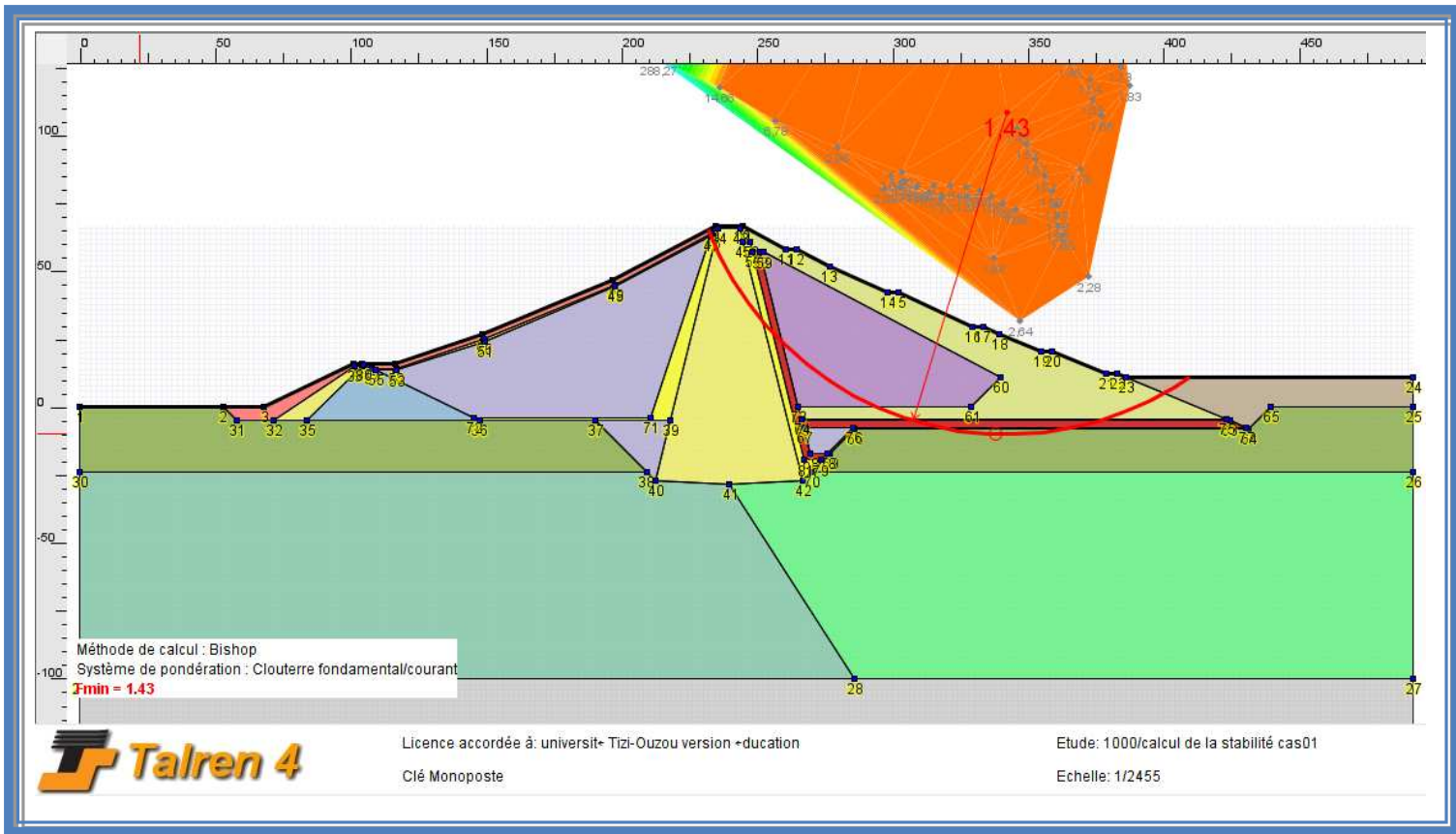


Figure IV.02 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.43 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.1.3. Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

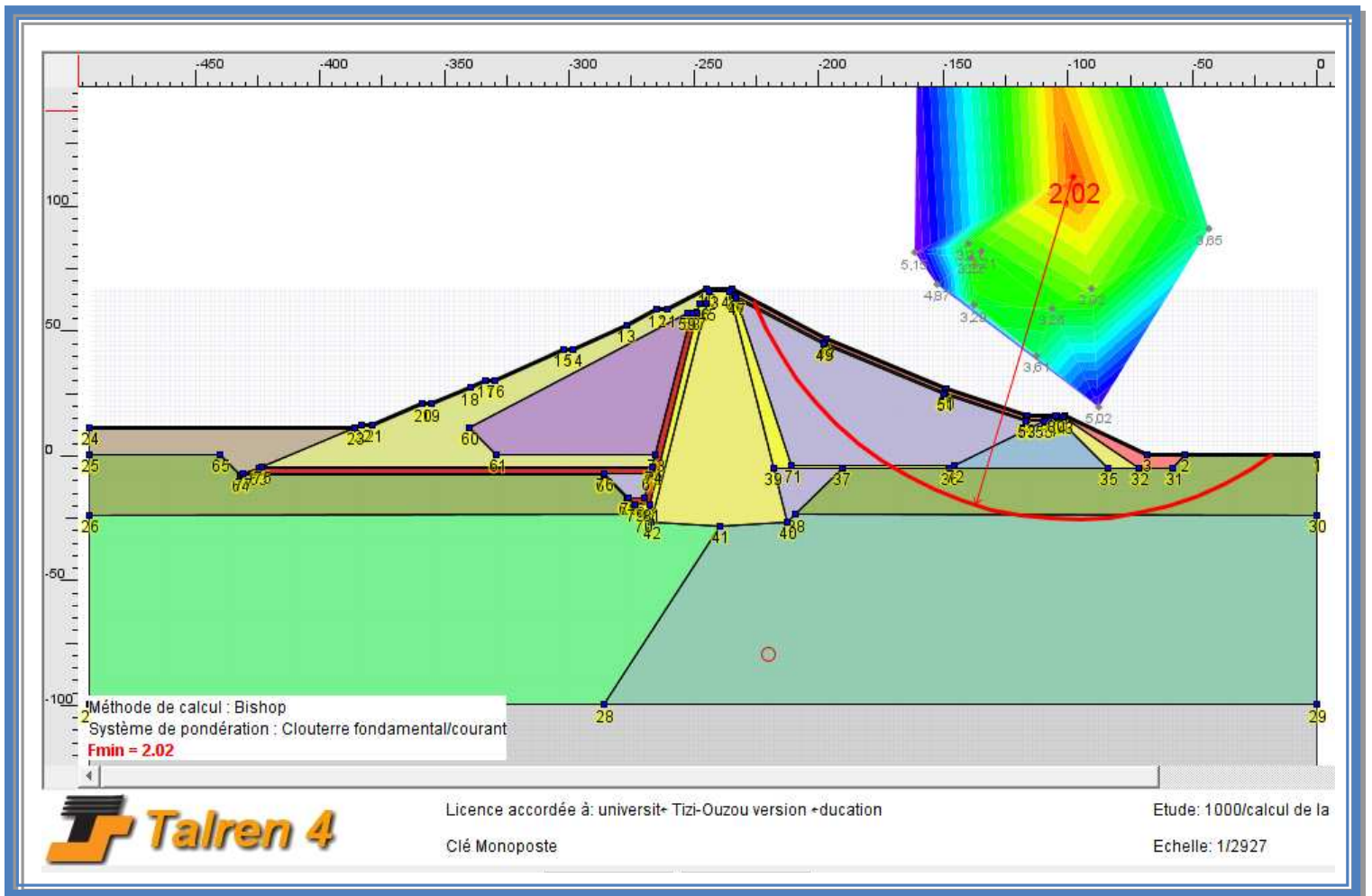


Figure IV.03 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=2.02 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.1.4. Vérification du Talus amont: (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et vertical=0.035.

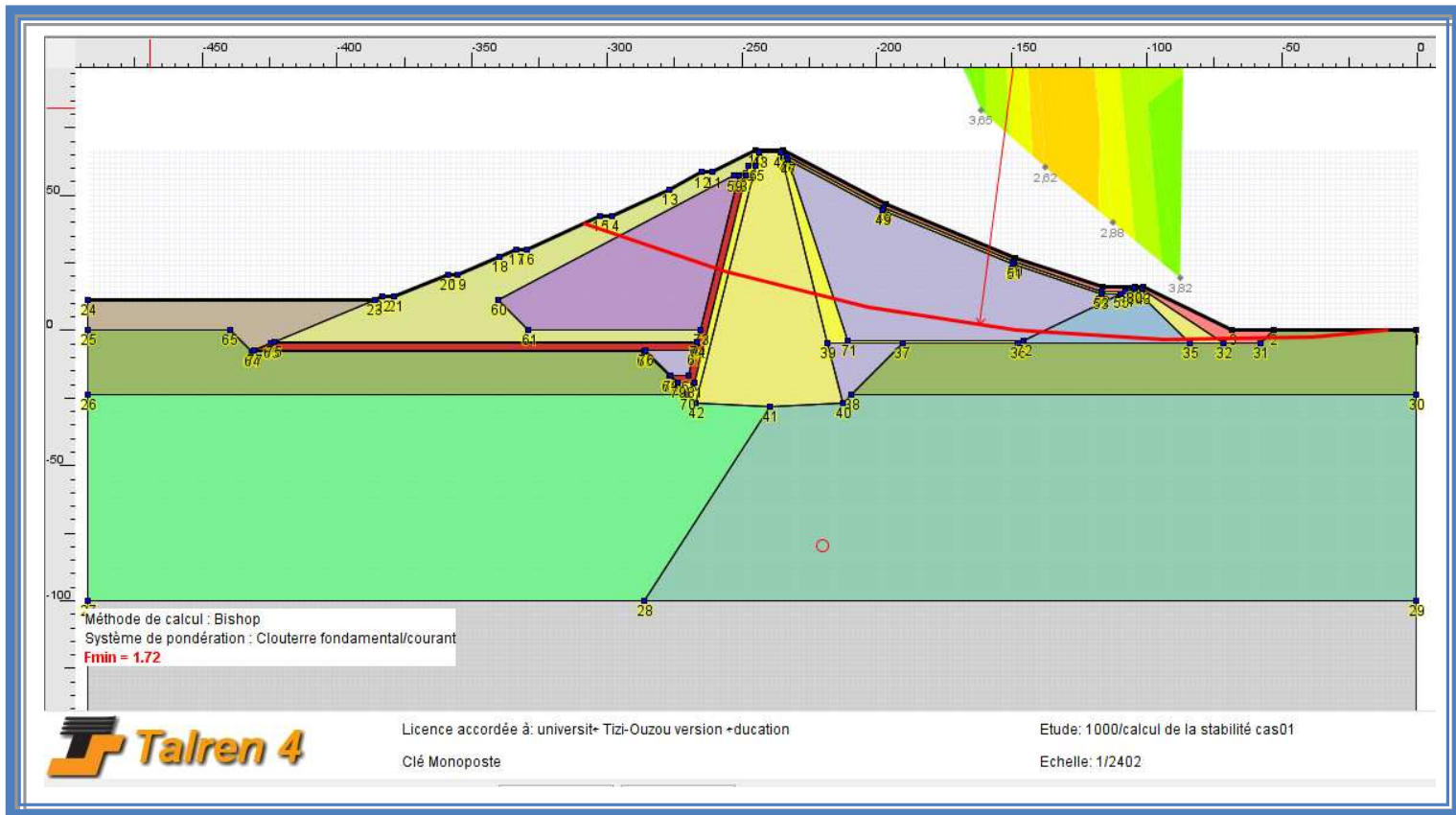


Figure IV.04 :vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (avec séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.72 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.2. Vérification de la stabilité de la digue principale en service [Niveau de la retenue normal (NRN=122m)]

V.2.1. Vérification du Talus aval : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage hors mis son poids propre est soumis à des différents efforts tels que les pressions hydrostatiques ou les forces de sous pression. Il est à noter ici que dans la partie amont du barrage, la ligne de saturation traverse plusieurs matériaux modifiant ainsi leurs caractéristiques intrinsèques.

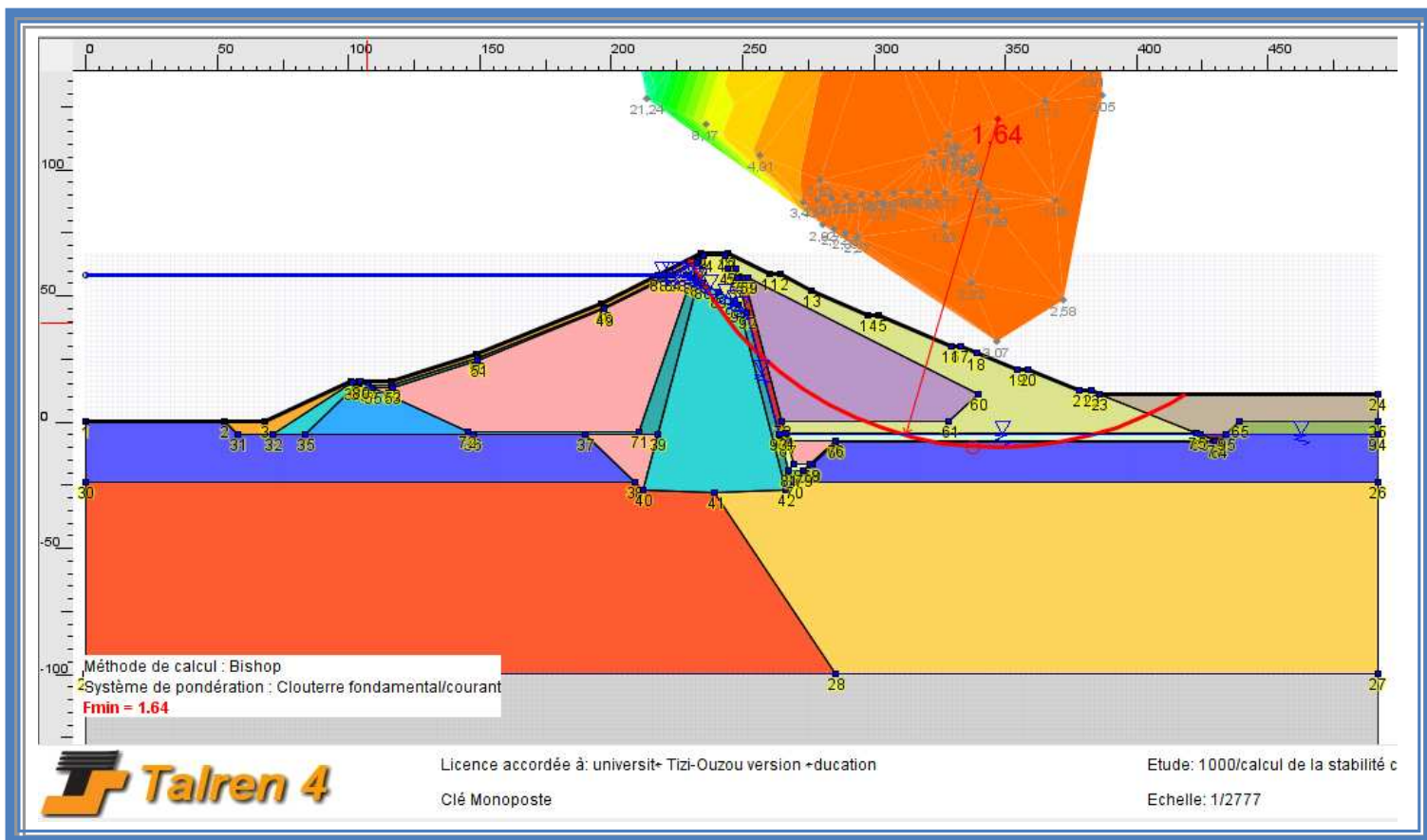


Figure IV.05 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=1.64 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable, aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.2.2. Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et vertical=0.035.

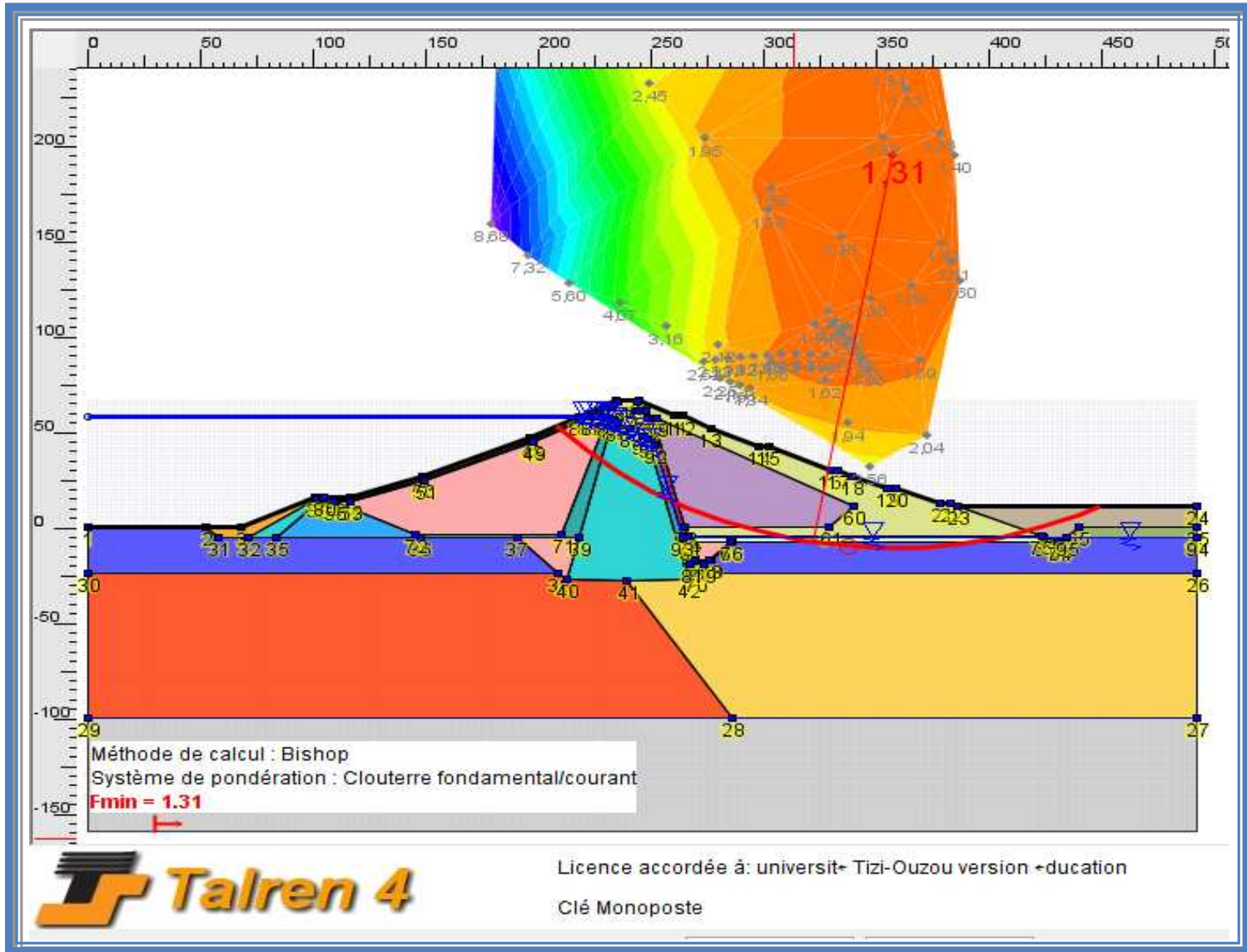


Figure IV.06 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=1.31 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable, aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.2.3. Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

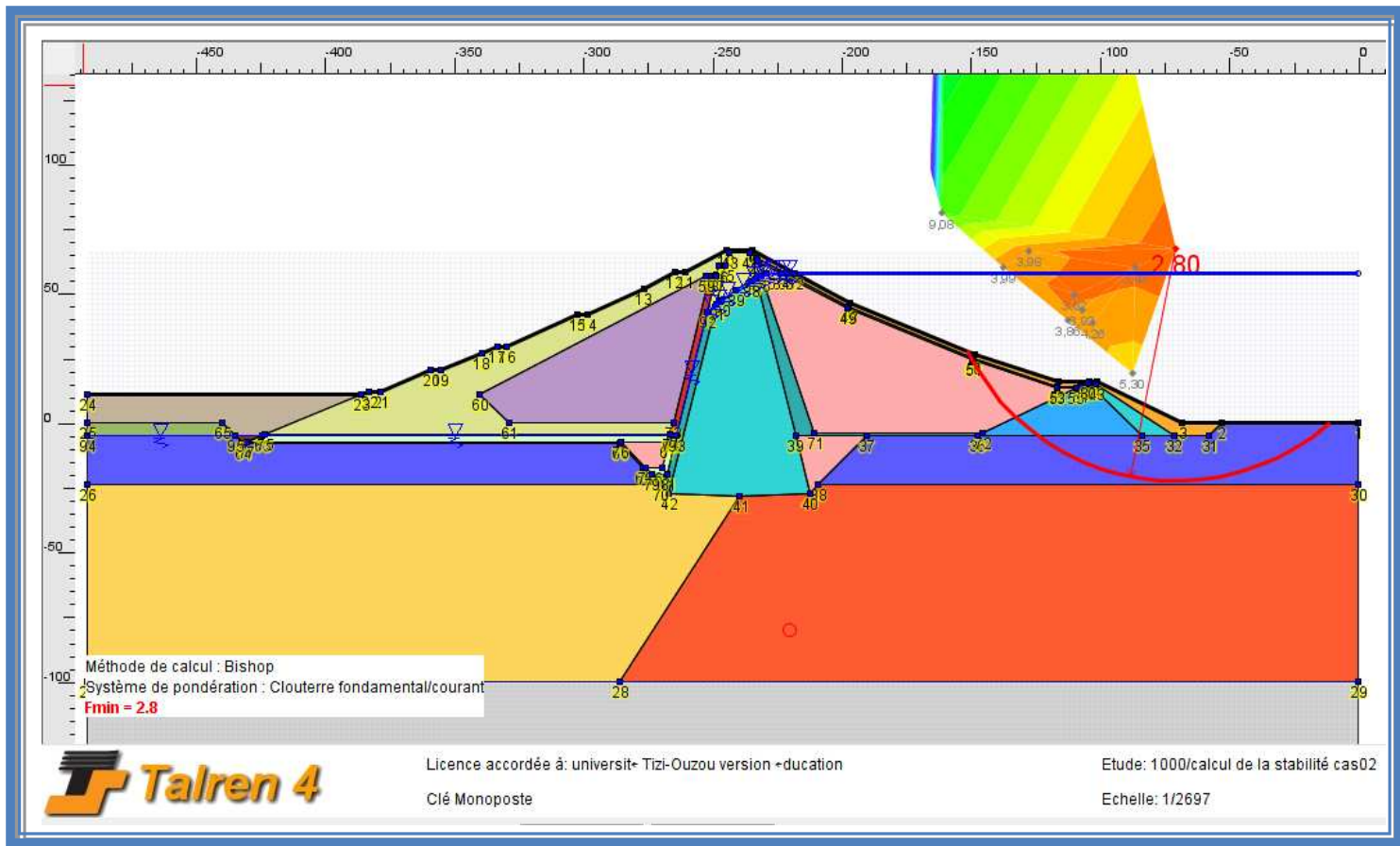


Figure IV.07 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=2.8 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où le barrage est stable, aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.2.4. Vérification du Talus amont: (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

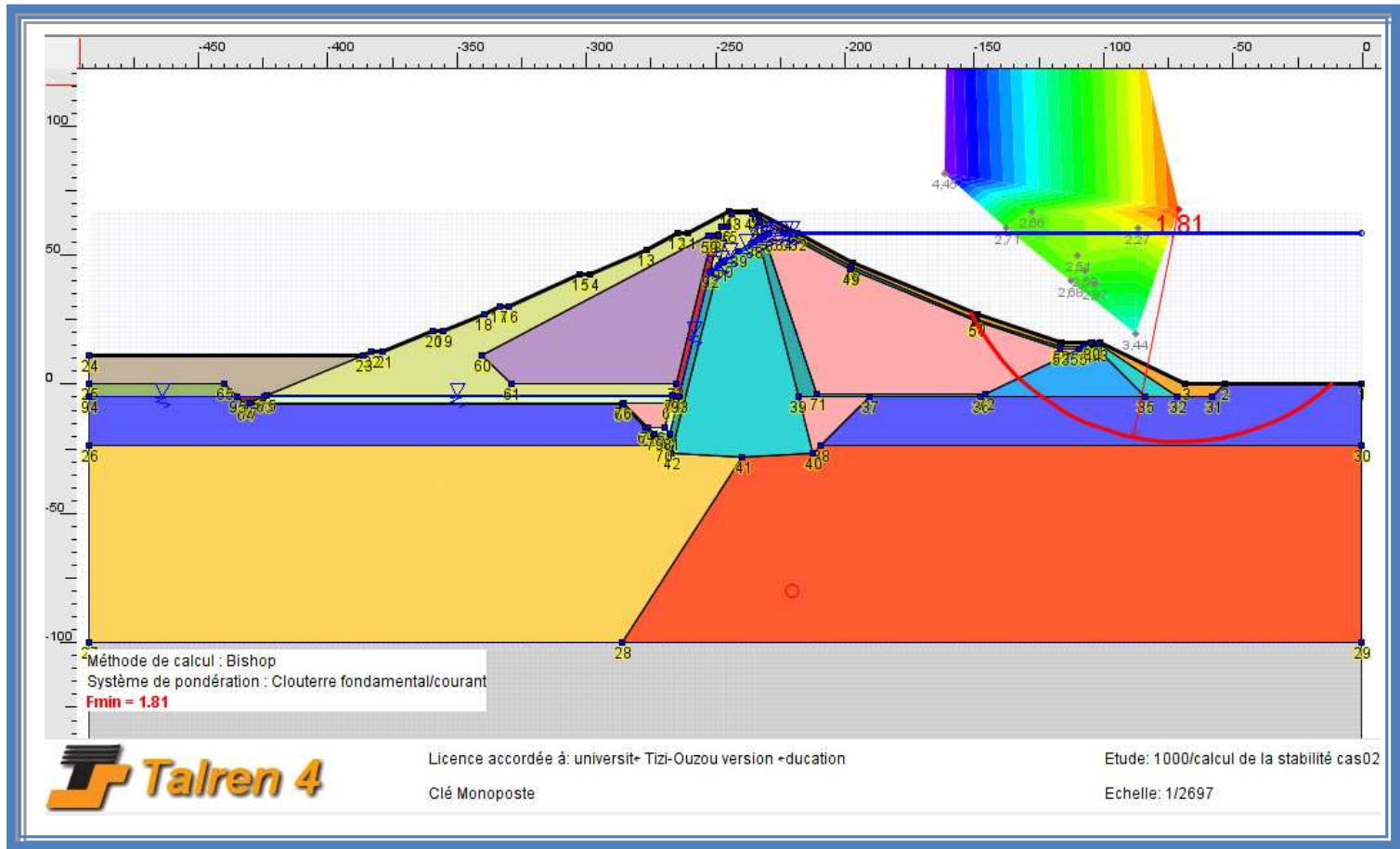


Figure IV.08 : vérification de la stabilité de la digue principale (talus amont): (avec séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.81>1.2** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.3. Vérification de la stabilité de la digue principale en service Niveau de la retenue maximal (NRM=125m)

V.3.1. Vérification du Talus aval : (sans sismique)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage hors mis son poids propre est soumis à des différents efforts tels que les pressions hydrostatiques ou les forces de sous pression. Il est à noter ici que dans la partie amont du barrage, la ligne de saturation traverse plusieurs matériaux modifiant ainsi leurs caractéristiques intrinsèques.

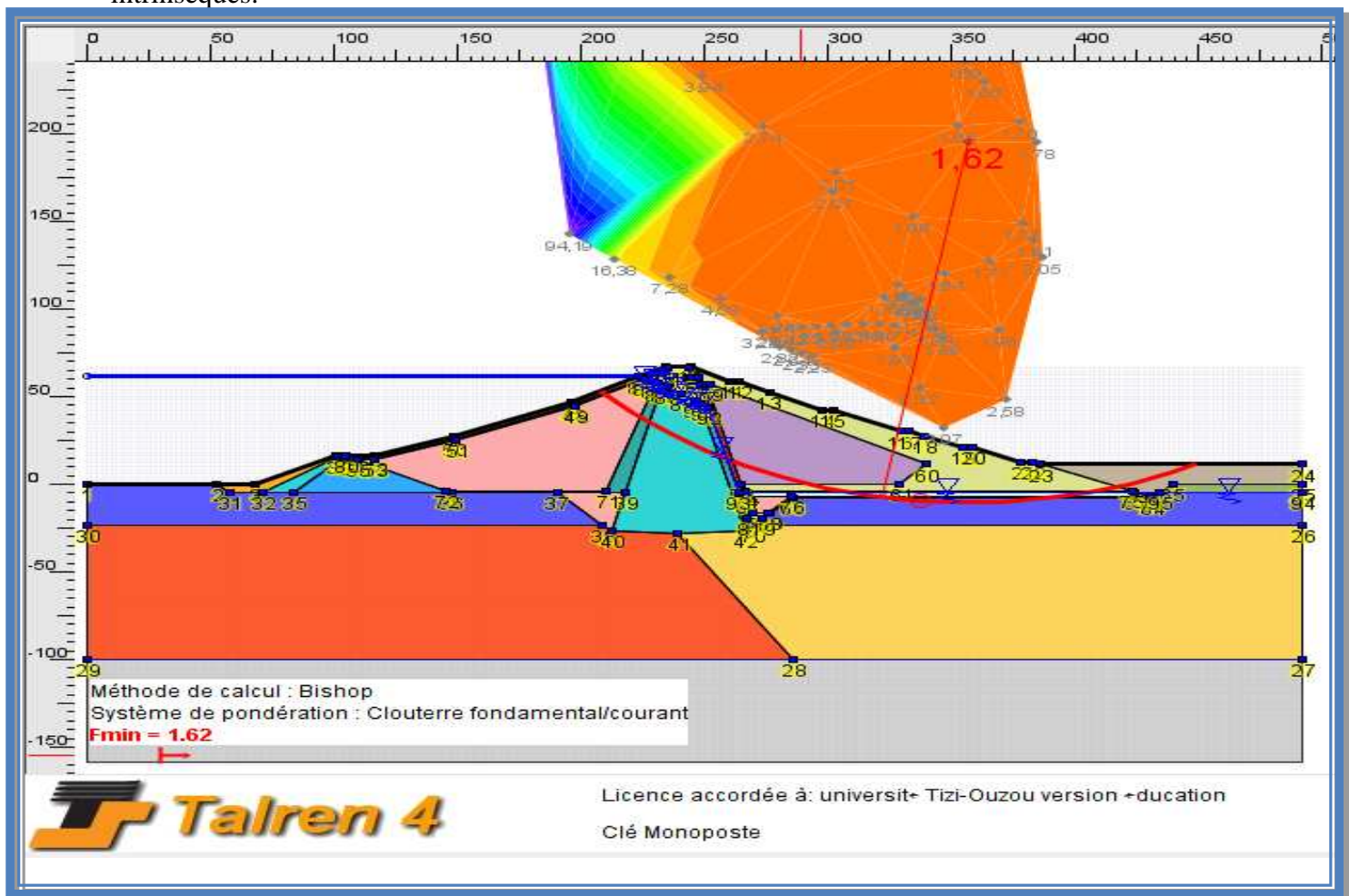


Figure IV.9 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.62>1.4** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.3.2. Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

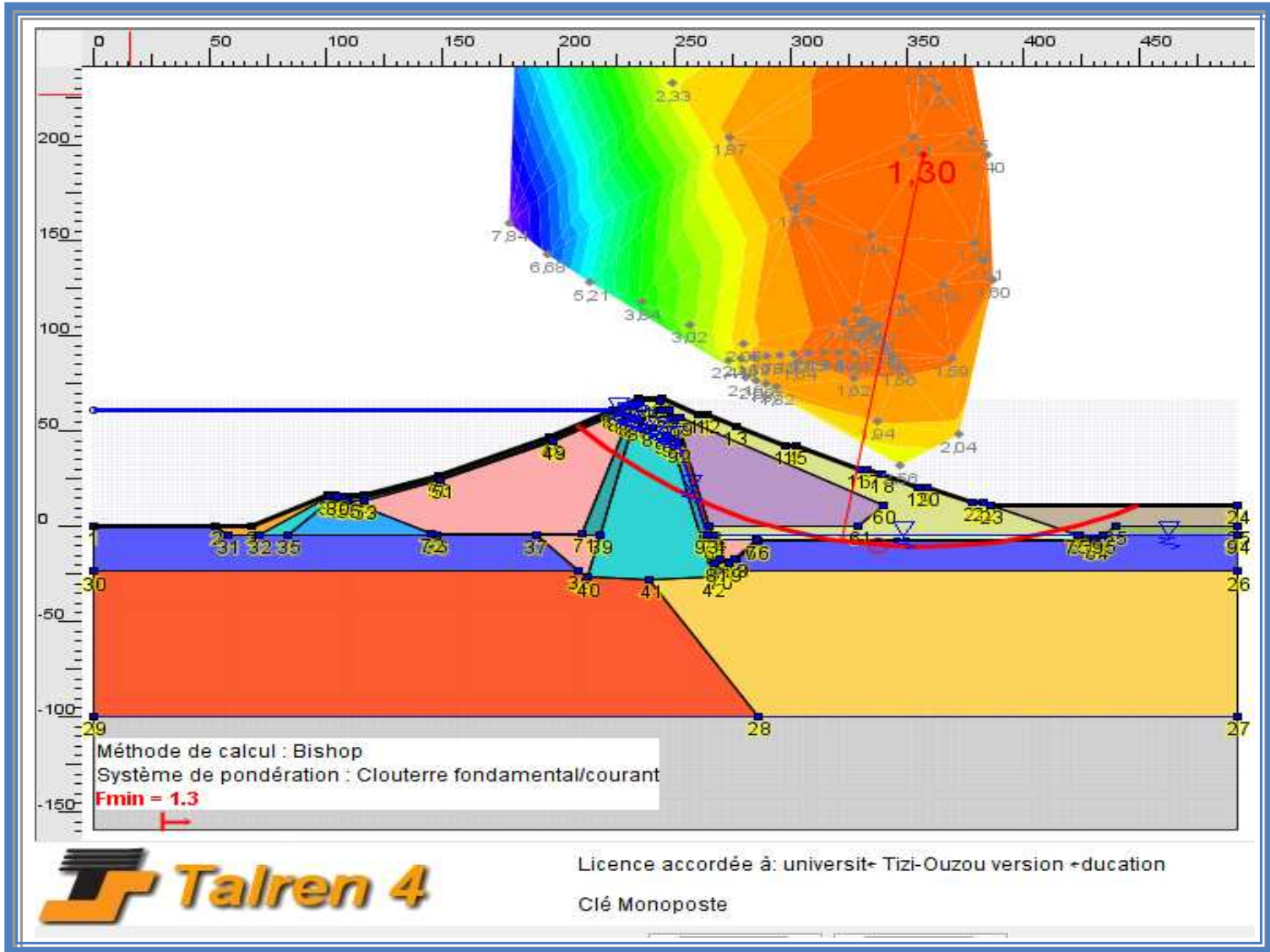


Figure IV.10 :vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.3>1.2** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.3.3. Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

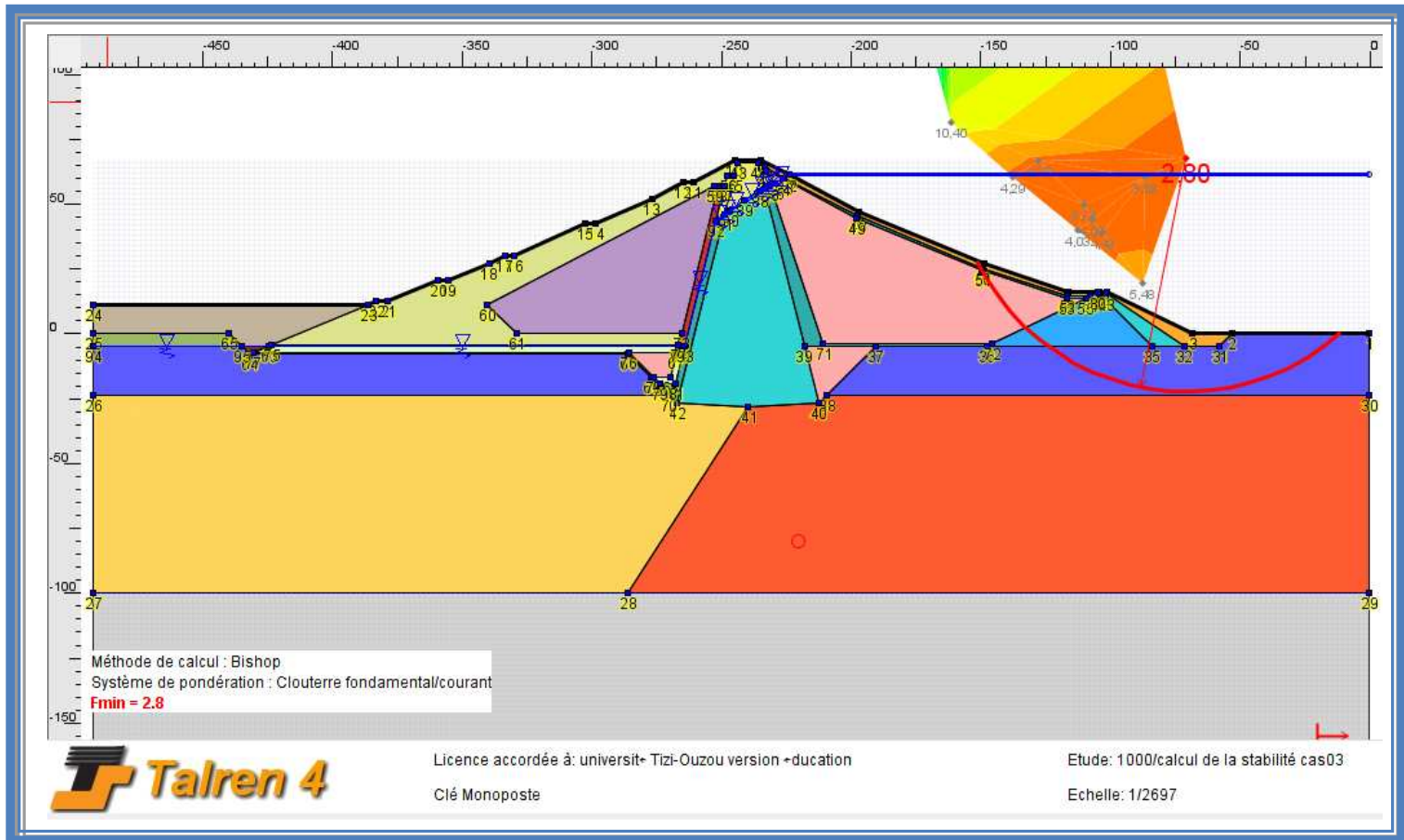


Figure IV.11 :vérification de la stabilité de la digue principale (talus amont) : (sans séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=2.8 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.3.4. Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

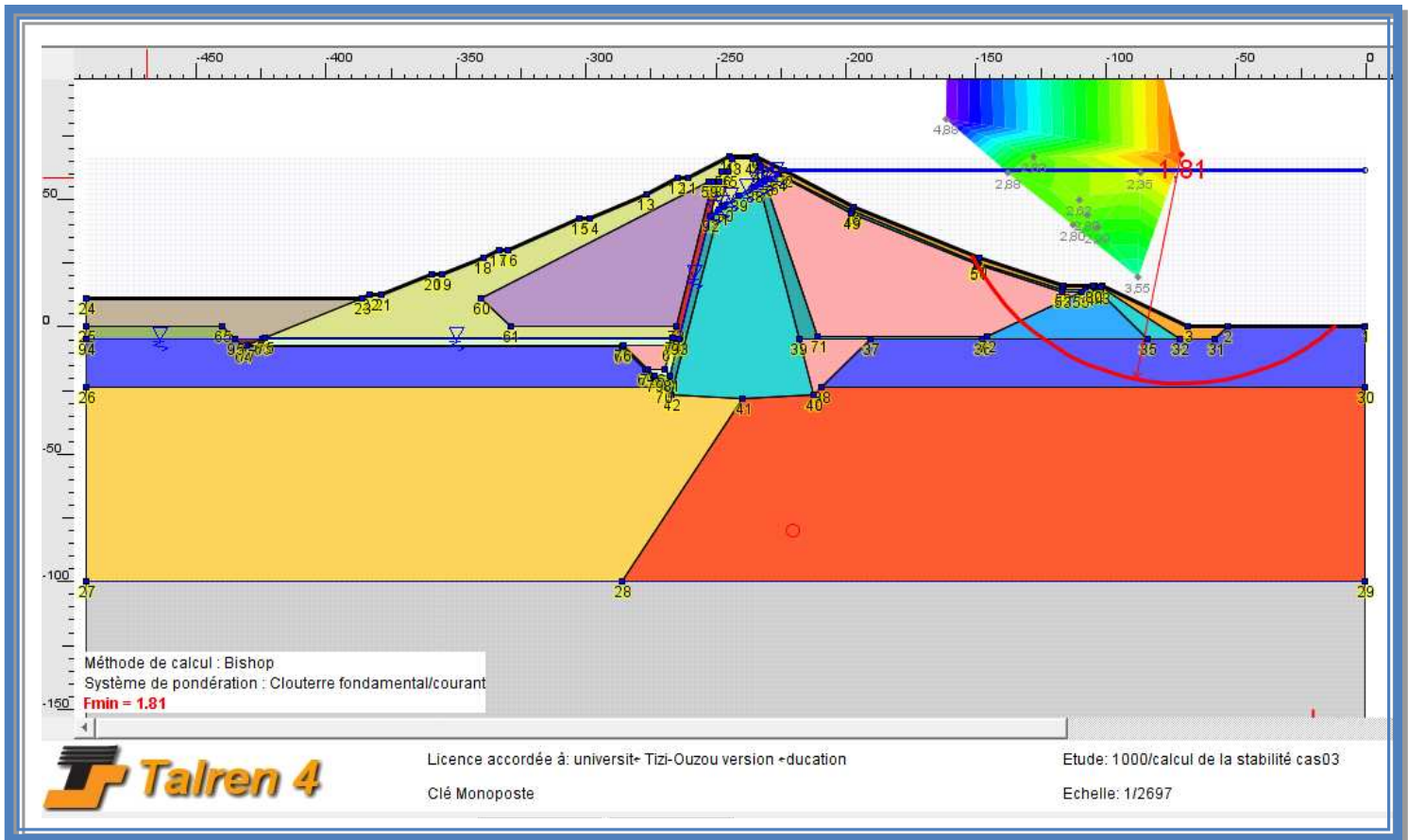


Figure IV.12 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.81 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.4. Vérification de la stabilité de la digue principale à la vidange rapide

V.4.1. Vérification du Talus aval : (sans sismique)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage est rempli à une hauteur de 1m partant du niveau du terrain naturel. Il est fort de constater ici que la ligne de saturation reste invariable à cause de la grande capacité de rétention d'eau d'argile constituant le corps du barrage. Les propriétés mécaniques des matériaux constituant la partie humide et la partie saturée du ceps du barrage ne change pas.

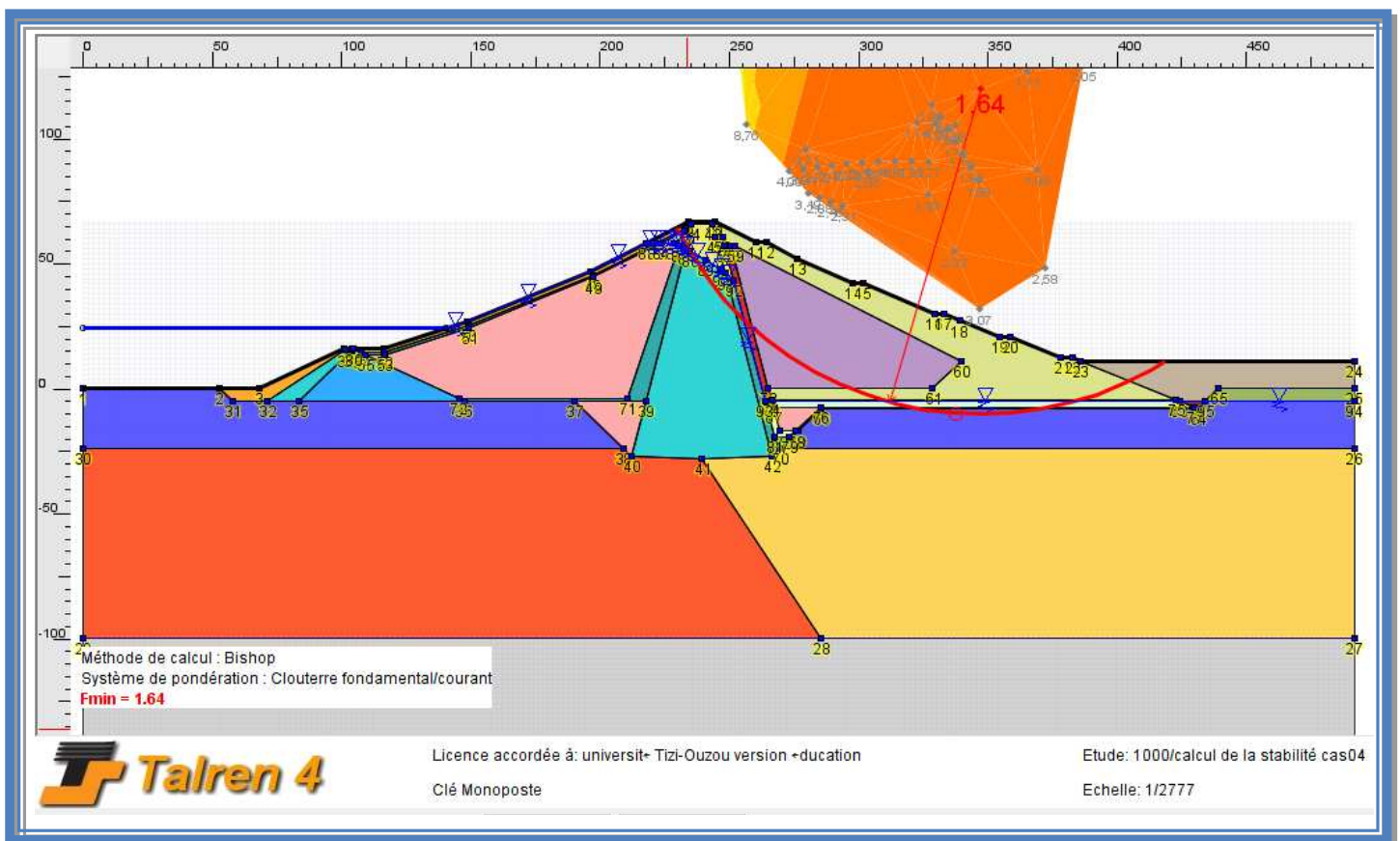


Figure IV.13 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (sans séisme)

Cas 04 : vidange rapide N.R. Min=88m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.64 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.4.2. Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

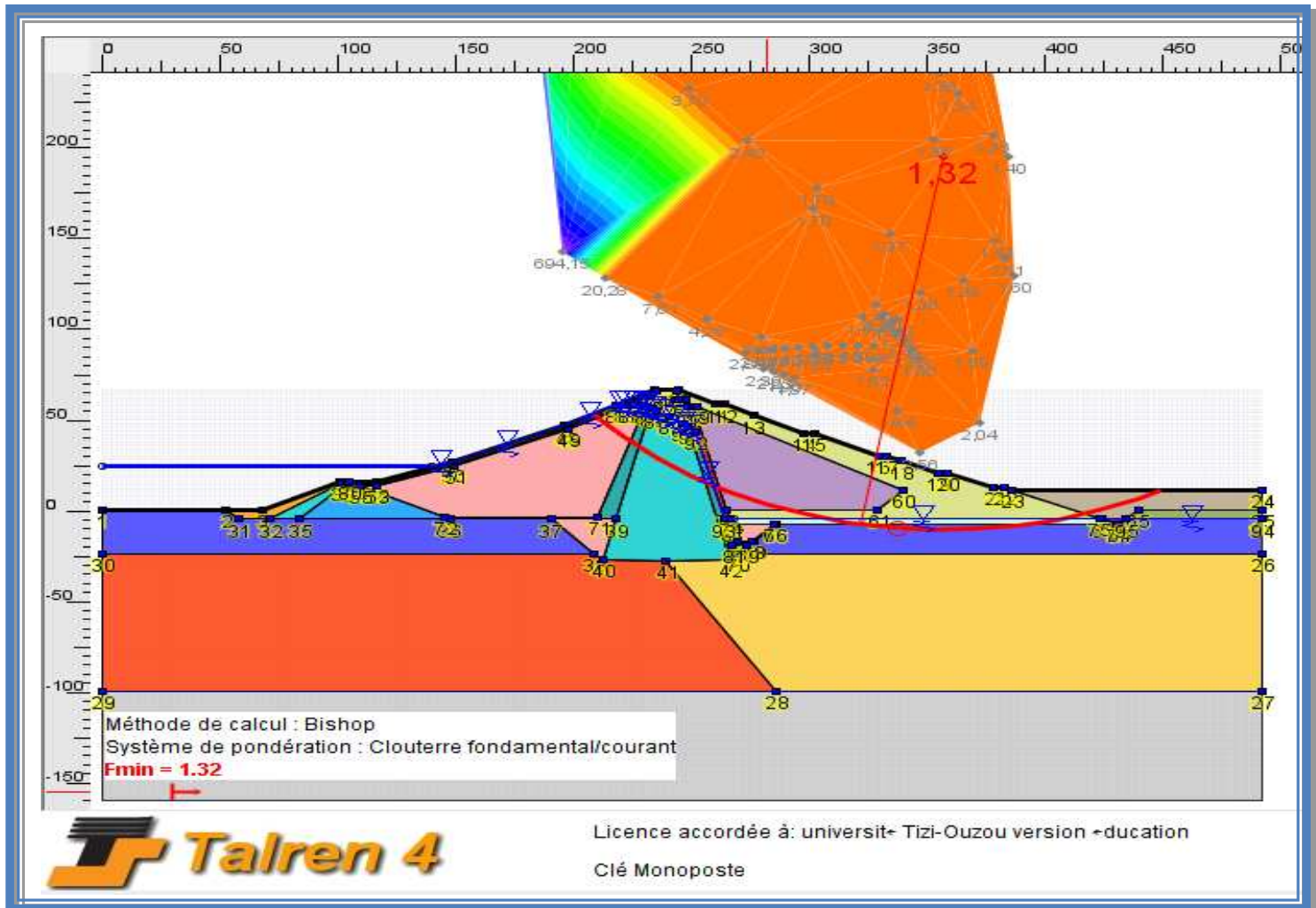


Figure IV.14 : vérification de la stabilité de la digue principale talus aval (avec séisme)

Cas 04 : vidange rapide N.R. Min=88m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=1.32 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient F_s va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.4.3. Vérification du Talus amont : (sans séisme).

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

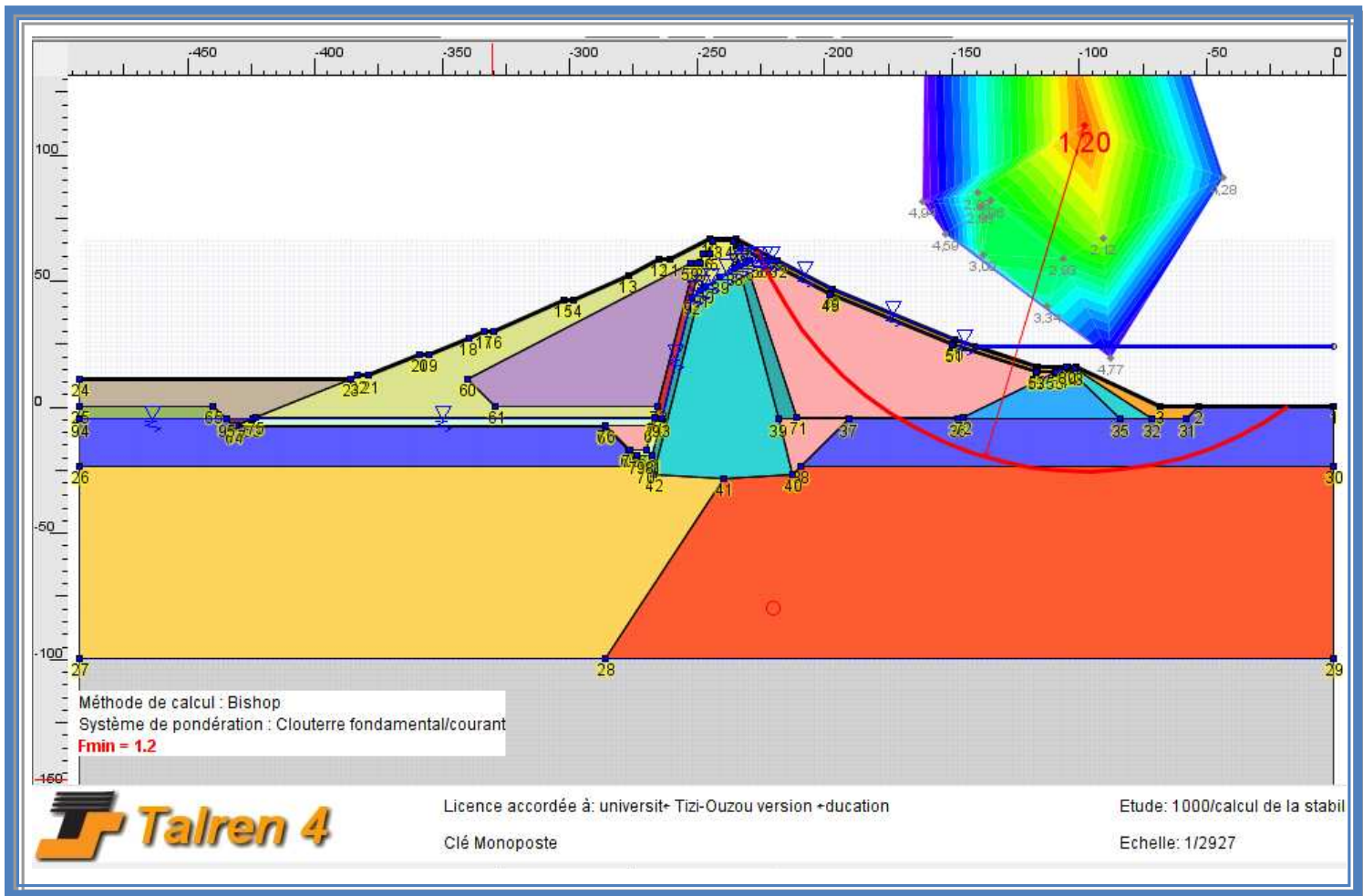


Figure IV.15 : vérification de la stabilité de la digue principale talus amont (sans séisme)

Cas 04 : vidange rapide N.R. Min=88m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.2 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.4.4. Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

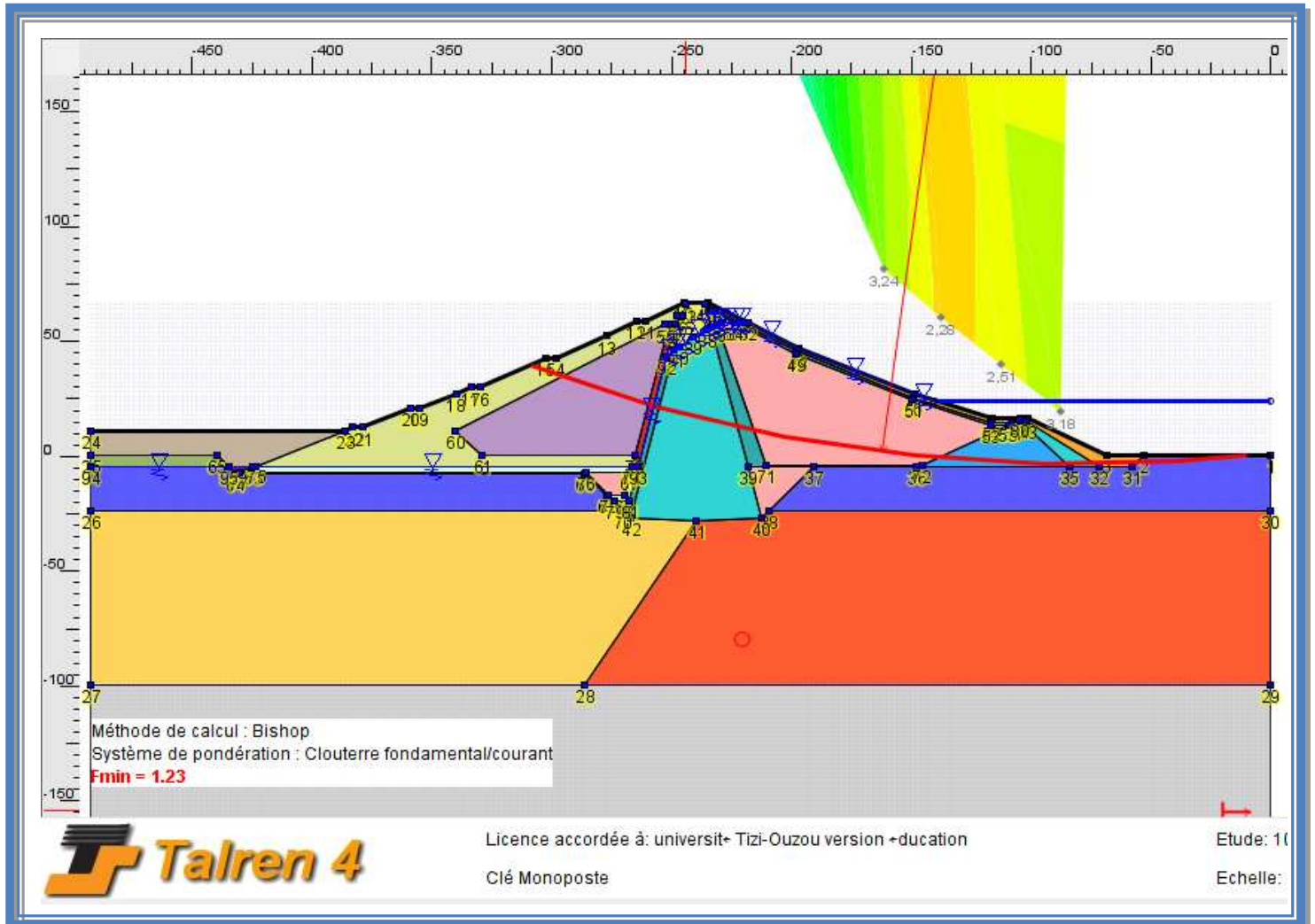


Figure IV. 16 :vérification de la stabilité de la digue principal talus amont (avec séisme)

Cas 04 : vidange rapide N.R. Min=88m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.23 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

2).Résultat et interprétation de la modélisation de la digue de col

V.5. Vérification du talus aval et amont juste après la fin de la construction

V.5.1.Vérification du Talus aval : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage ne retient pas de l'eau et n'est soumis qu'à son poids propre (poids des remblais, rip rap, filtre) ce qui risquera de perturber sa stabilité vue sa hauteur et sa longueur qui sont assez importante. Les résultats obtenus par le logiciel Talren4 sont alors résumés par les figures suivantes.

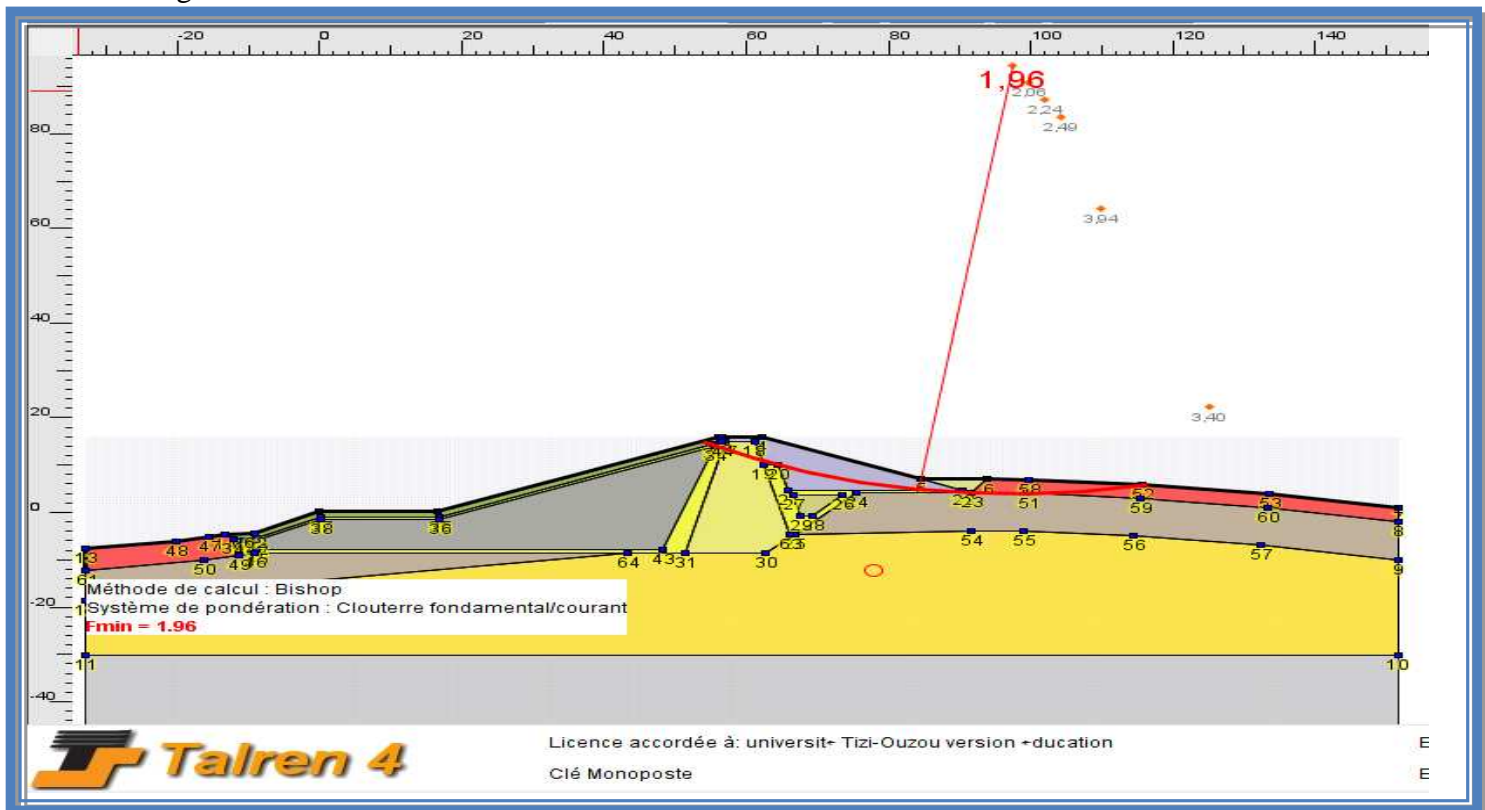


Figure IV.17:vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.96 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.5.2.Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

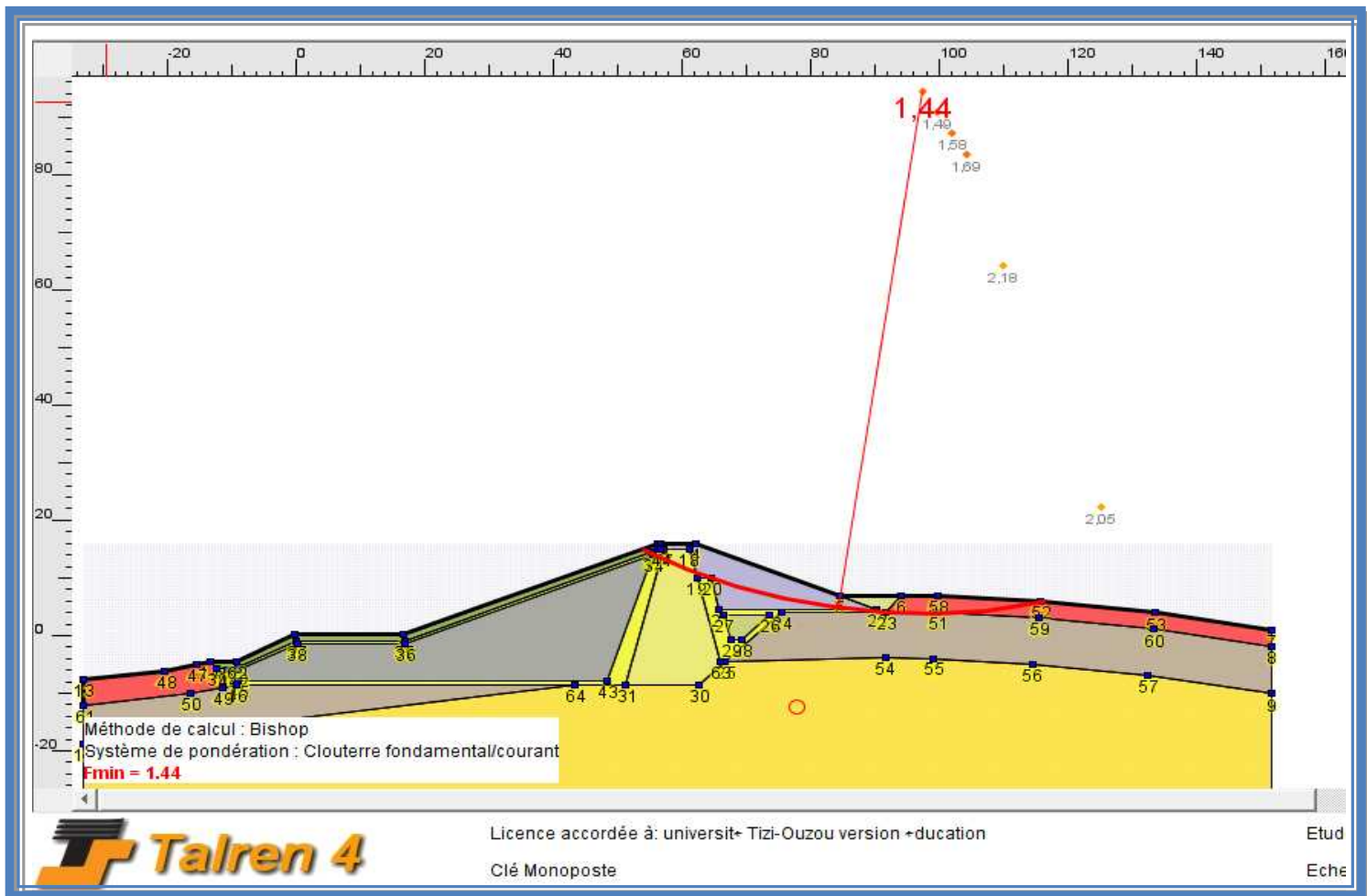


Figure IV.18 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.44 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.5.3.Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

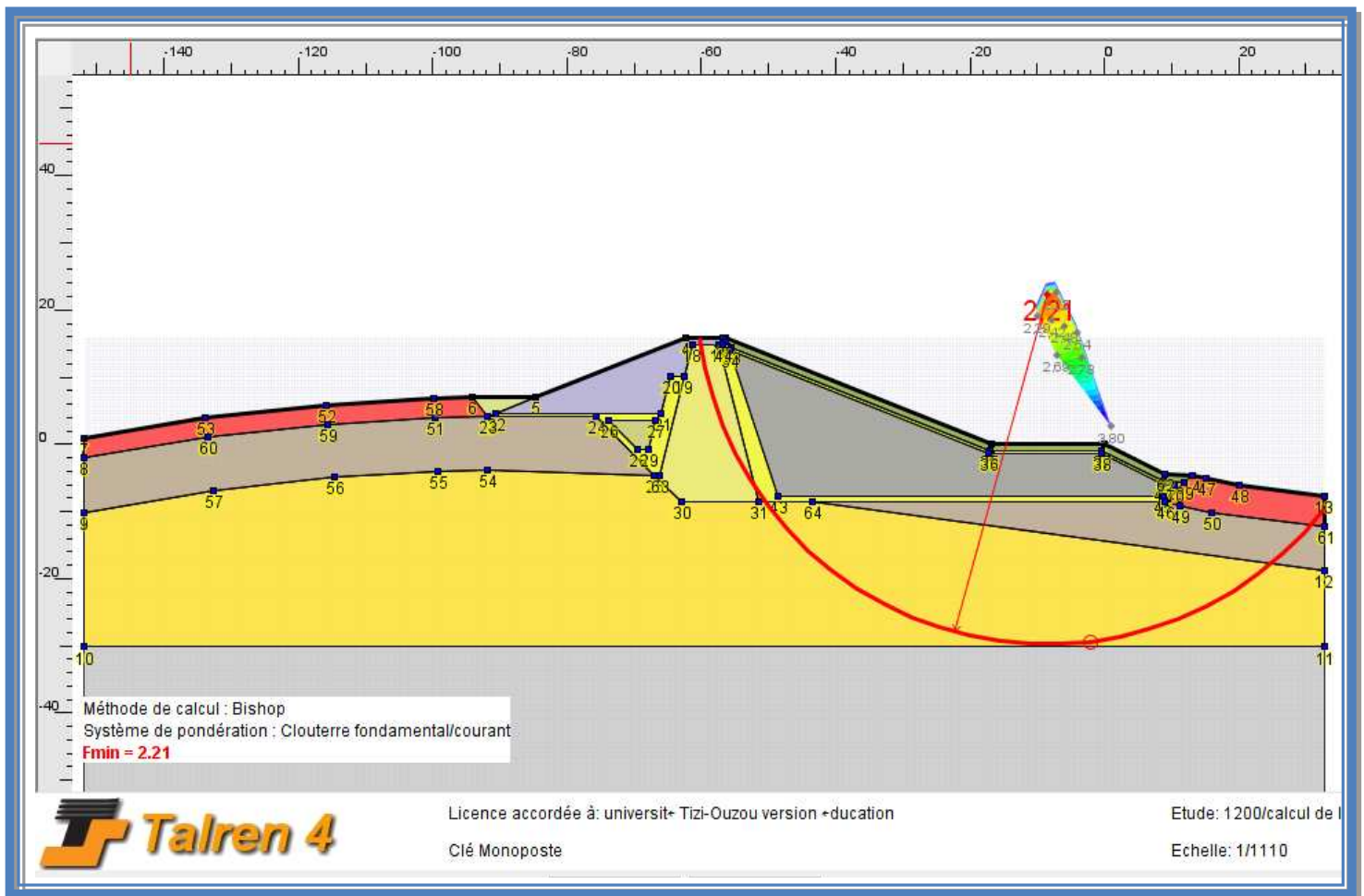


Figure IV.19 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=2.21>1.4**condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.5.4.Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

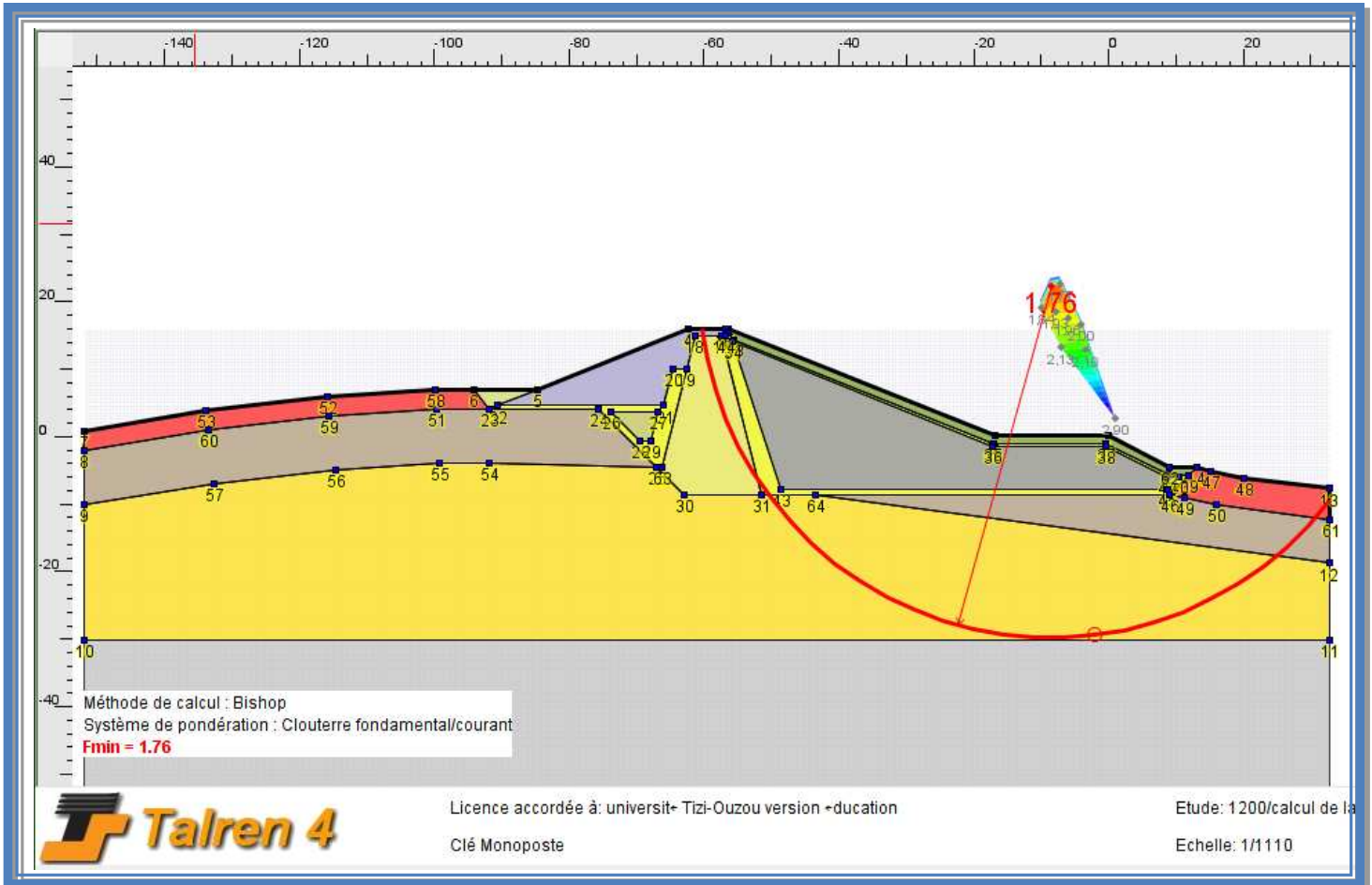


Figure IV.20 : vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme)

Cas 01 : fin de construction.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=1.76 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.6.Vérification de la stabilité de la digue de col en service Niveau de la retenue normal (NRN=122m)

V.6.1.Vérification du Talus aval : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage hors mis son poids propre est soumis à des différents efforts tels que les pressions hydrostatiques ou les forces de sous pression. Il est à noter ici que dans la partie amont du barrage, la ligne de saturation traverse plusieurs matériaux modifiant ainsi leurs caractéristiques intrinsèques.

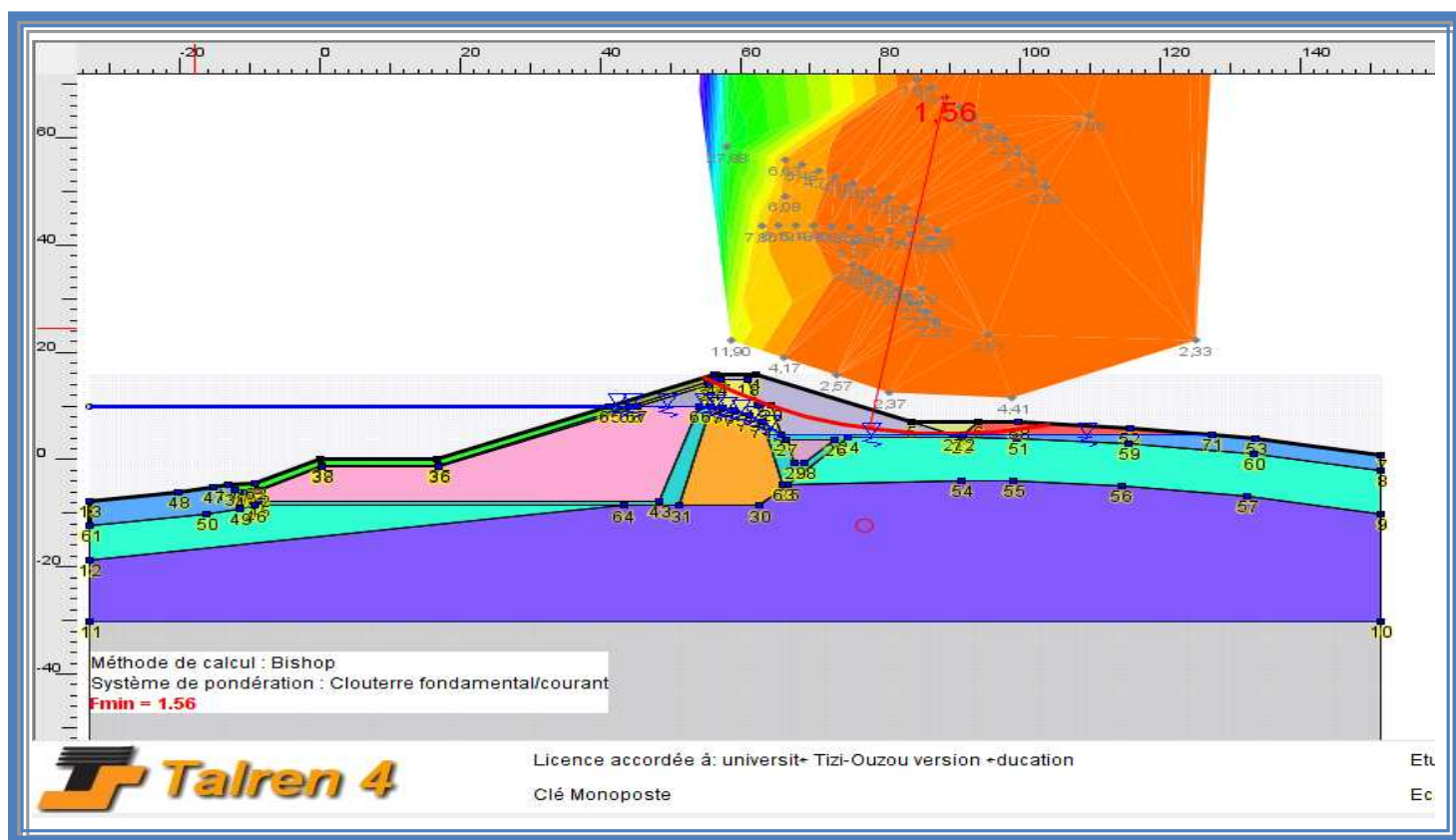


Figure IV.21 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.56**>1.4 condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.6.2 Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

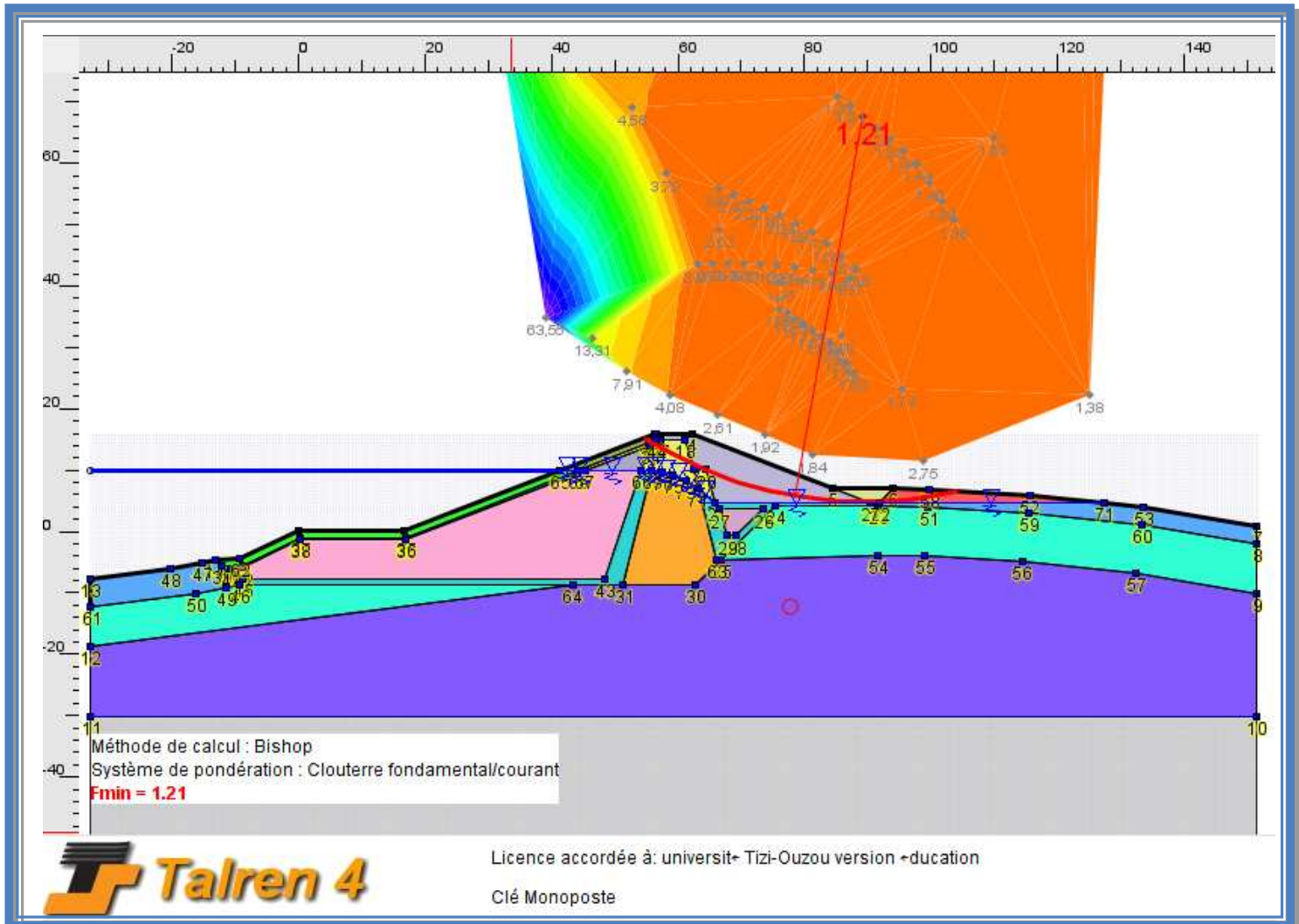


Figure IV.22 : vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.21 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.6.3.Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

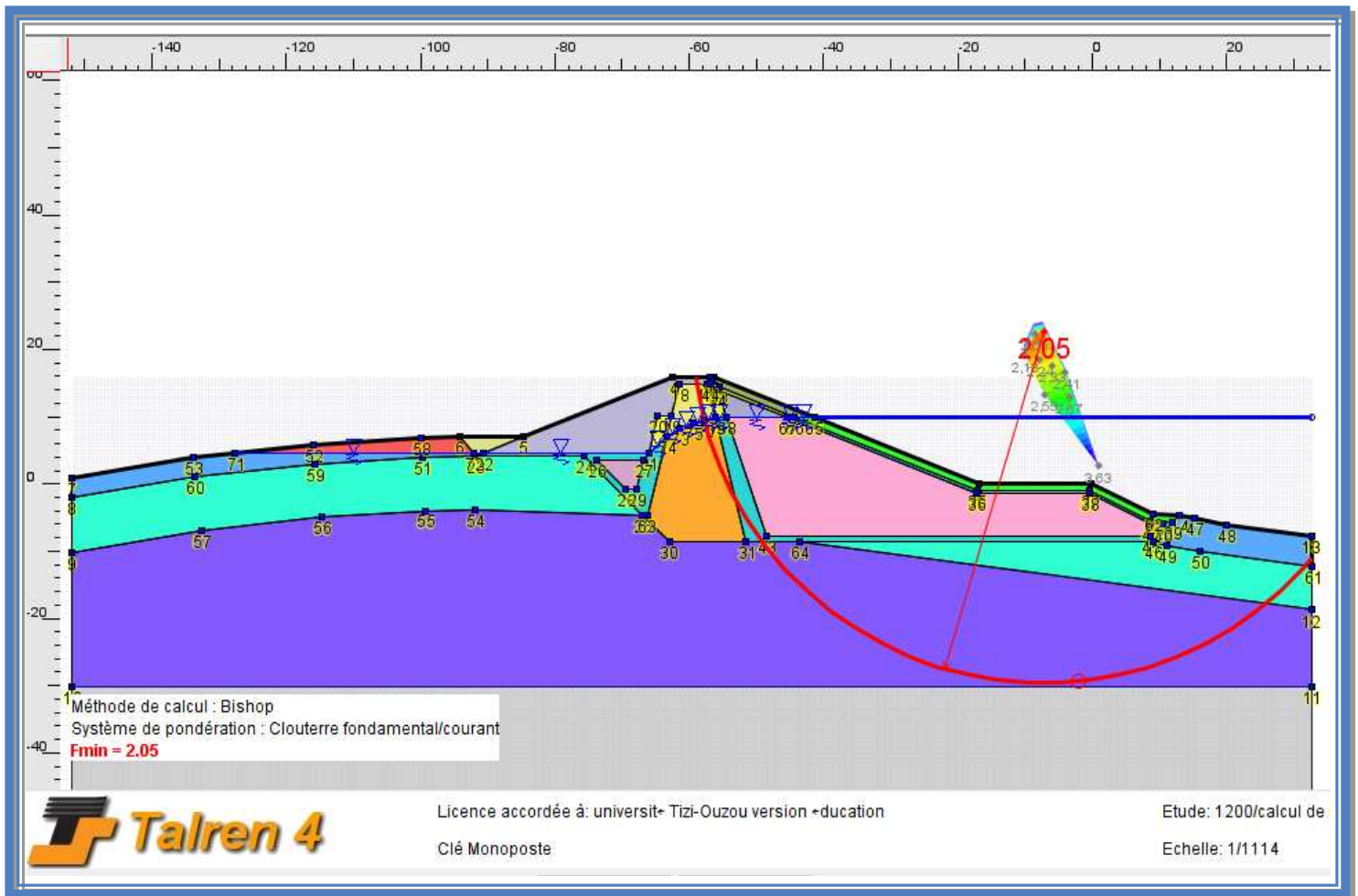


Figure IV.23 : vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme)
cas02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=2.05 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.6.4.Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

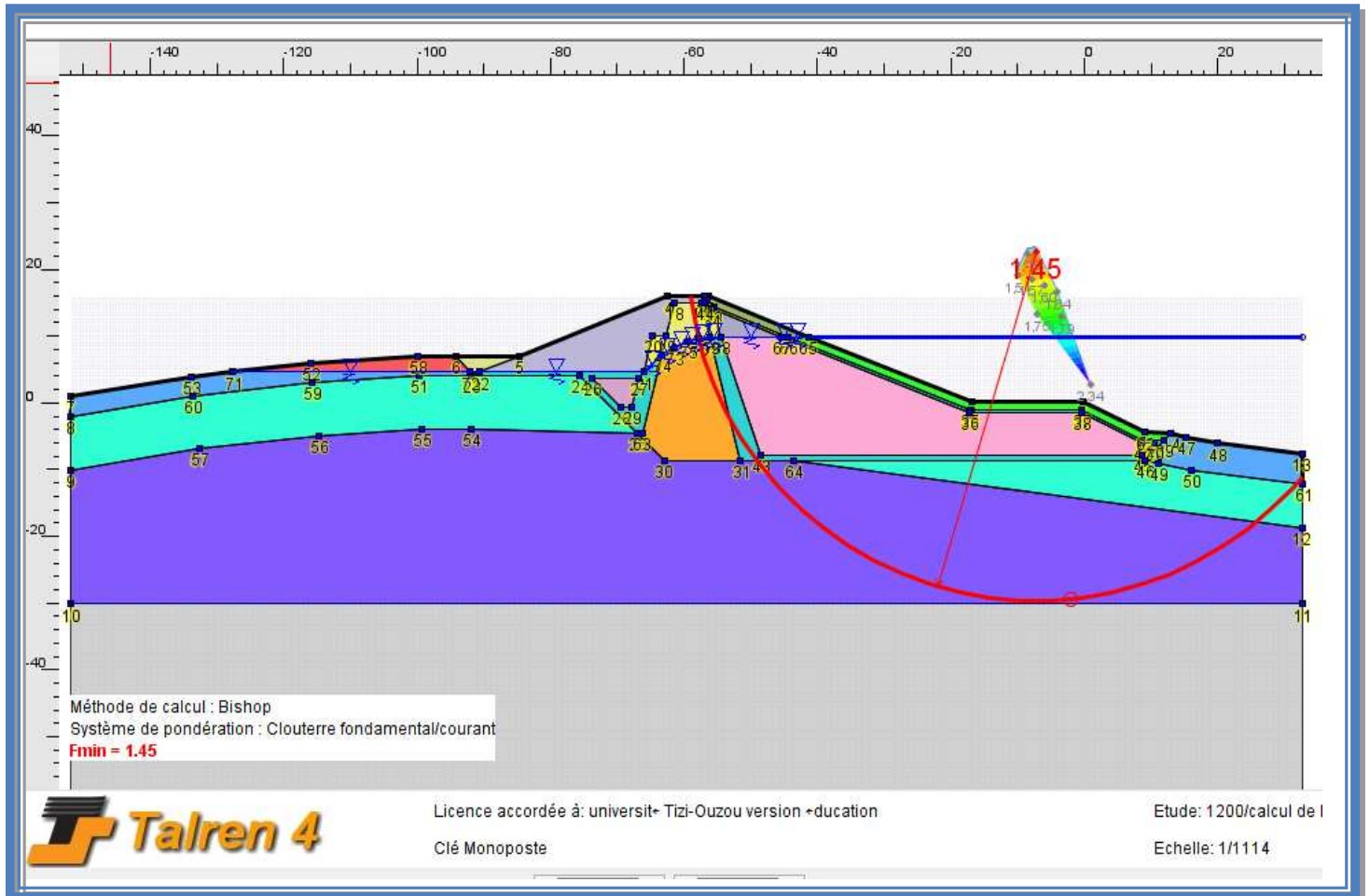


Figure IV.24 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme)

Cas 02 : en service N.R. Norm=122m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $F_s=1.45 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.7.Vérification de la stabilité de la digue de col en service Niveau de la retenue maximal (NRM=125m)

V.7.1.Vérification du Talus aval : (sans sismique)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage hors mis son poids propre est soumis à des différents efforts tels que les pressions hydrostatiques ou les forces de sous pression. Il est à noter ici que dans la partie amont du barrage, la ligne de saturation traverse plusieurs matériaux modifiant ainsi leurs caractéristiques intrinsèques.

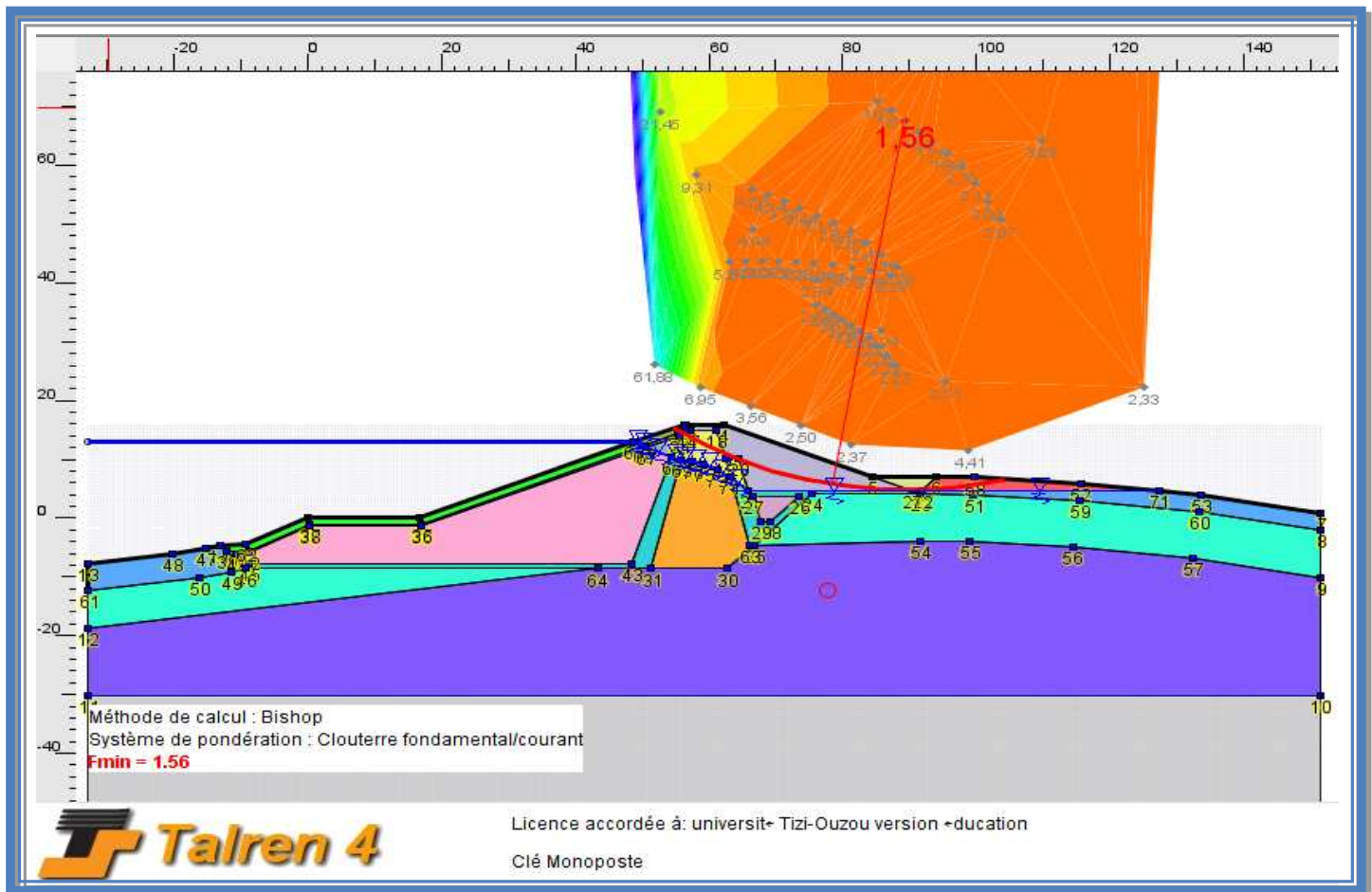


Figure IV.25 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.56**>1.4 condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.7.2.Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

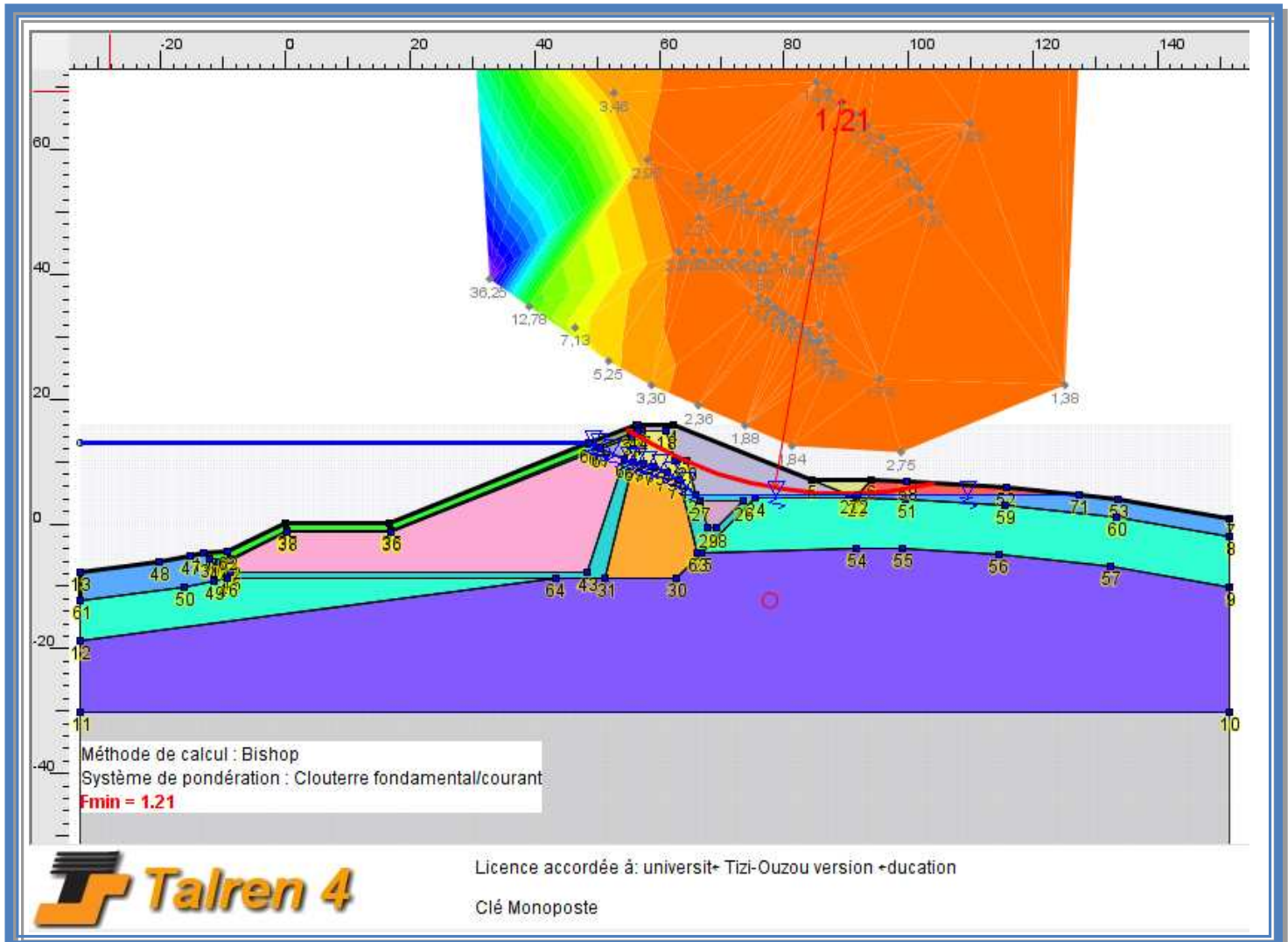


Figure IV.26 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.21>1.2** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.7.3.Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

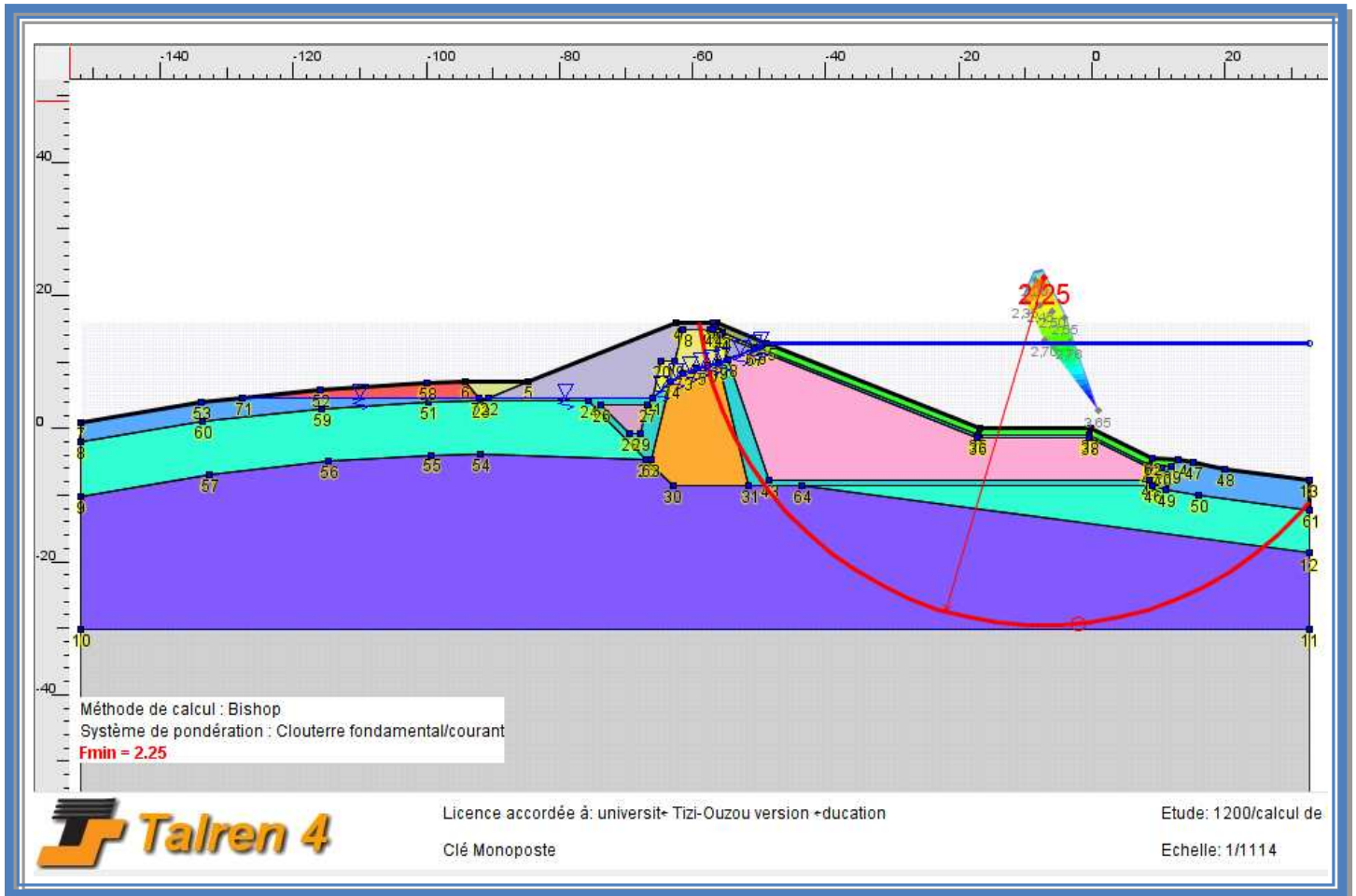


Figure IV.27 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme)

Cas 03 : en service N.R. Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=2.25 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.7.4.Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

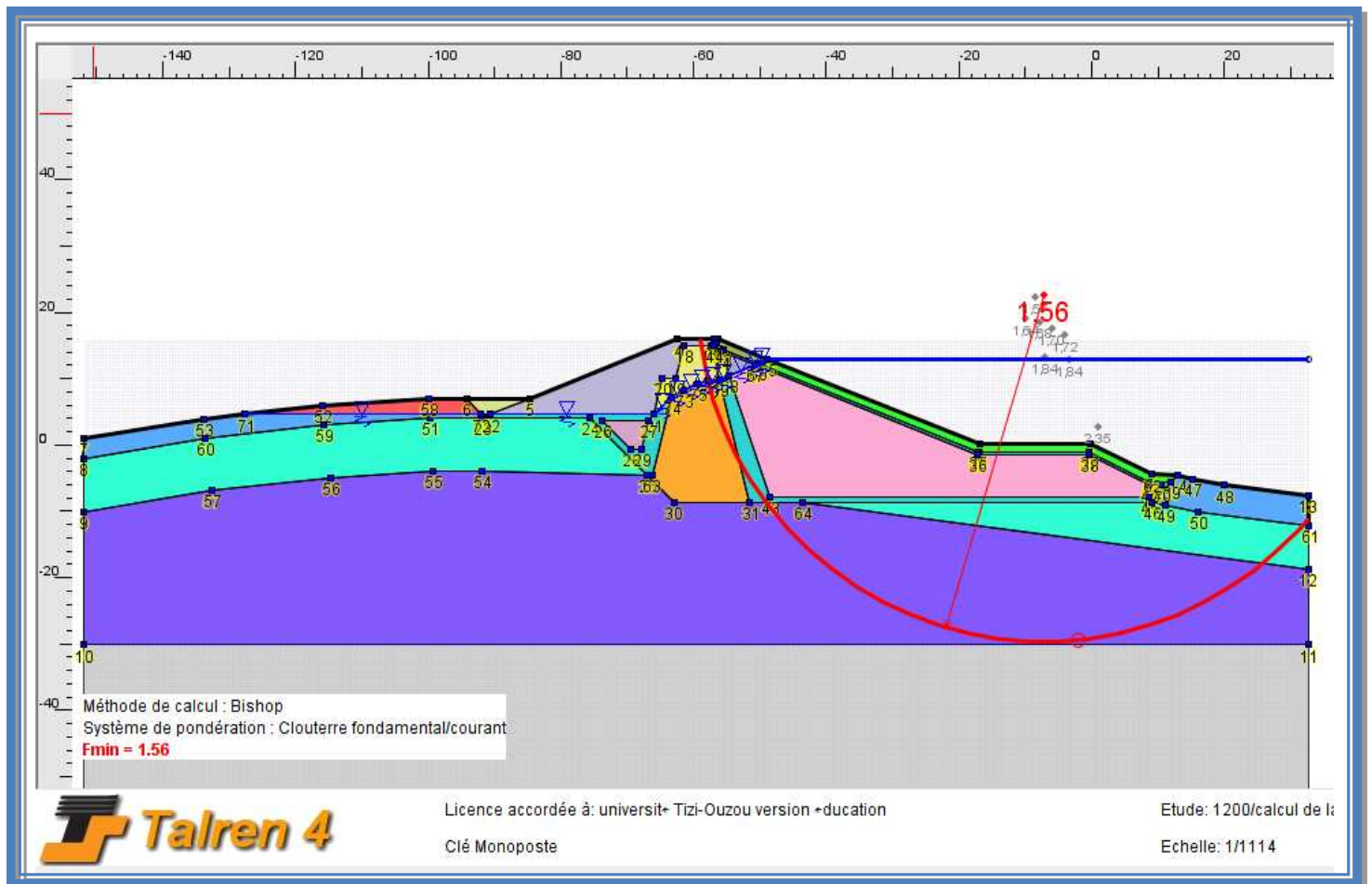


Figure IV.28 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec séisme)

Cas 03 : en service N.R.Max=125m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.56>1.2** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.8. Vérification de la stabilité de la digue de col à la vidange rapide

V.8.1. Vérification du Talus aval : (sans sismique)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

Le barrage est rempli à une hauteur de 1m partant du niveau du terrain naturel. Il est fort de constater ici que la ligne de saturation reste invariable à cause de la grande capacité de rétention d'eau d'argile constituant le corps du barrage. Les propriétés mécaniques des matériaux constituant la partie humide et la partie saturée du ceps du barrage ne change pas.

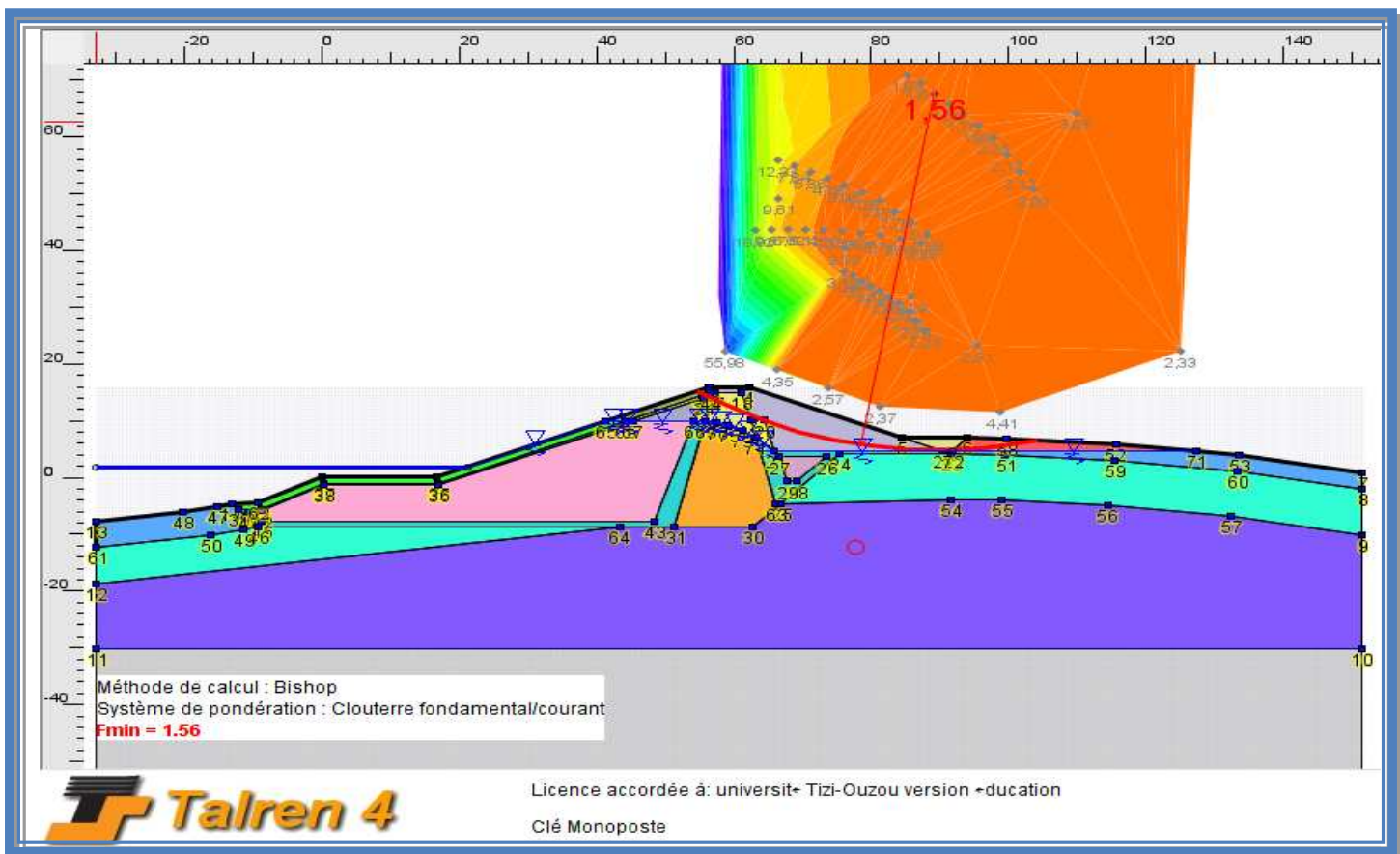


Figure IV.29 : vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (sans séisme)

Cas 04 : vidange rapide niveau=114m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.56 > 1.4** condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.8.2.Vérification du Talus aval : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035



Figure IV.30 :vérification de la stabilité de la digue de col talus aval (avec séisme)

Cas 04 : vidange rapide niveau=114m.

Remarque : Le coefficient de sécurité **Fs=1.21**>1.2condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.8.3.Vérification du Talus amont : (sans séisme)

Dans ce cas on néglige l'effort sismique.

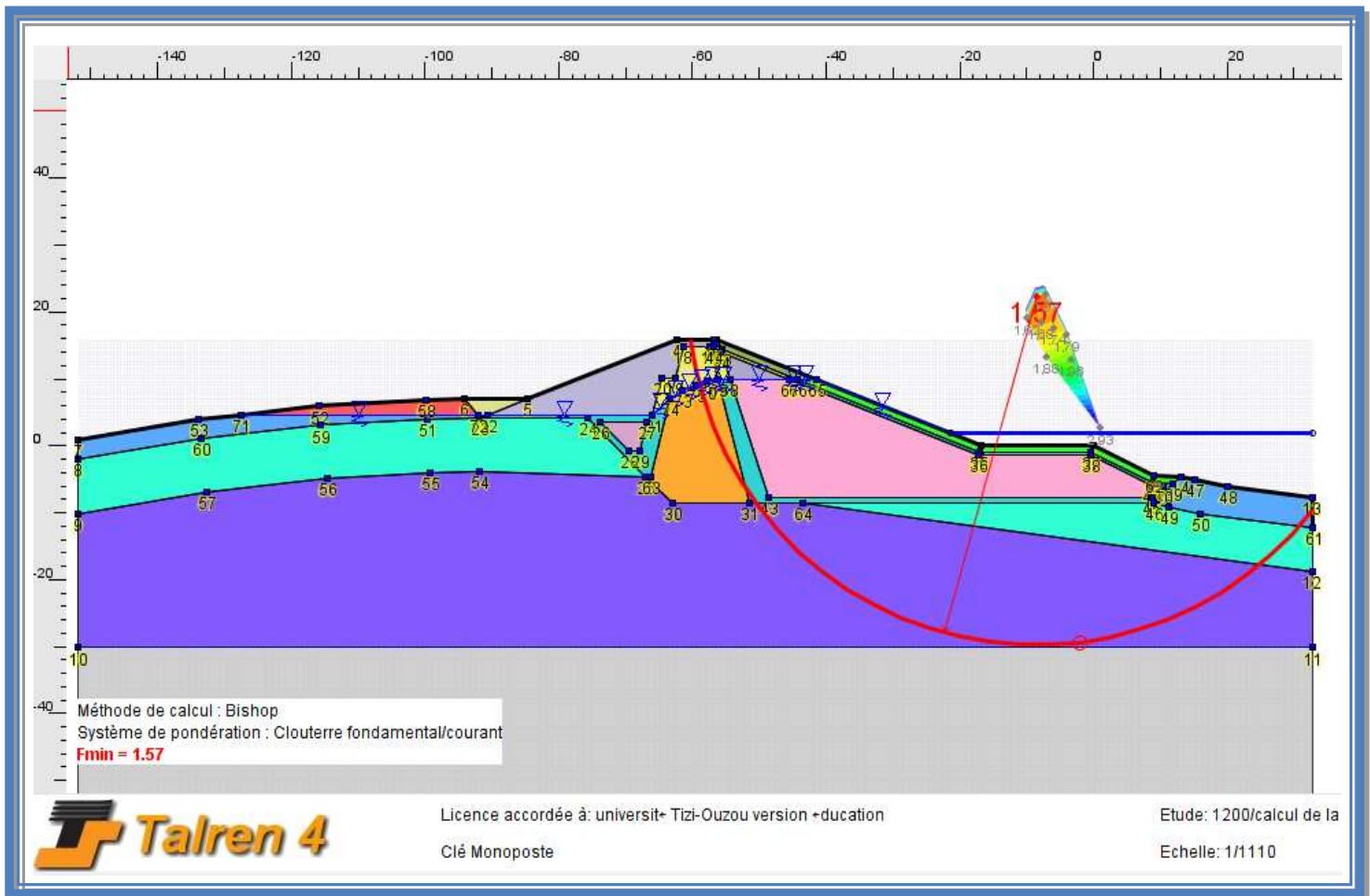


Figure IV.31 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (sans séisme)

Cas 04 : vidange rapide niveau=114m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.57 > 1.4$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.8.4.Vérification du Talus amont : (avec séisme)

Dans ce cas on va prendre en considération l'effort sismique horizontale =0.07 et Vertical=0.035.

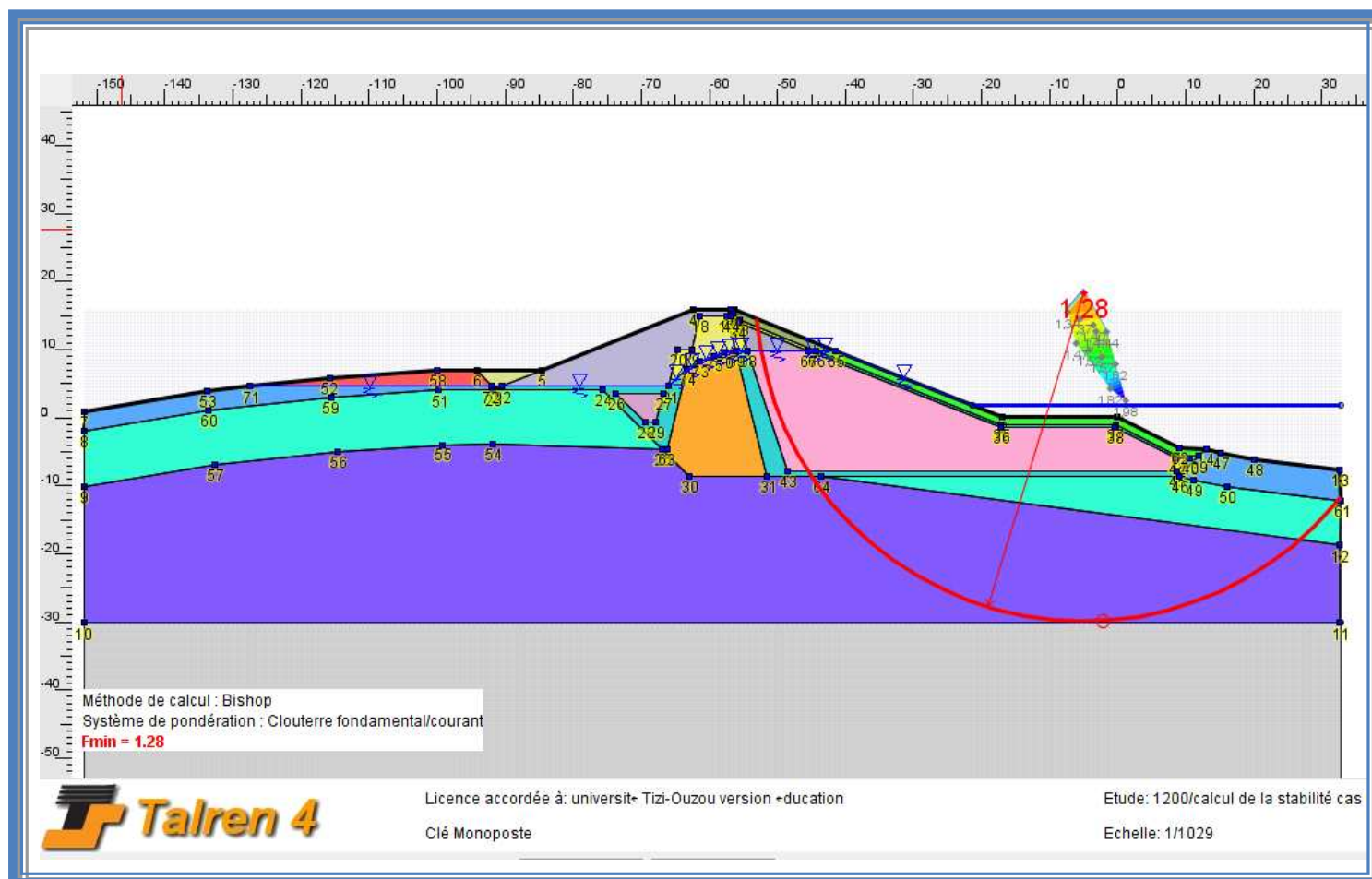


Figure IV. 32 :vérification de la stabilité de la digue de col talus amont (avec sismique)

Cas 04 : vidange rapide niveau=114m.

Remarque : Le coefficient de sécurité $Fs=1.28 > 1.2$ condition vérifiée.

Interprétation

Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié nous amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.9.Synthese des coefficients de sécurité

V.9.1.Digue principale parement aval

Les différents résultats sont récapitulés dans le [Tableau V.1].

Tableau V.1 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue principale parementaval.

| CONDITION | SANS SIESME | AVEC SIESME HOR=0.07 VERT=0.035 | INTERPRETATION |
|--------------------------|------------------|---------------------------------------|---|
| FIN DE CONSTRUCTION | $F_s=1.72 > 1.4$ | $F_s=1.43 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant en eau est stable. Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles. |
| EN SERVICE NRNor=122m | $F_s=1.64 > 1.4$ | $F_s=1.31 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau au niveau de de retenue normal. |
| EN SERVICE NRMax=125m | $F_s=1.62 > 1.4$ | $F_s=1.30 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale. |
| VIDANGE RAPIDE N=88m | $F_s=1.64 > 1.4$ | $F_s=1.32 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié, notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage. |

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.9.2.Digue principale parement amont

Les différents résultats sont récapitulés dans le [Tableau V.2].

Tableau V.2 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue principale parement amont.

| CONDITION | SANS SIESME | | INTERPRETATION |
|--------------------------|-------------|---------------------------------------|---|
| | SANS SIESME | AVEC SIESME HOR=0.07 VERT=0.035 | |
| FIN DE CONSTRUCTION | Fs=2.02>1.4 | Fs=1.72>1.2 | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable. Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles. |
| EN SERVICE NRNor=122m | Fs=2.80>1.4 | Fs=1.81>1.2 | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau au niveau de de retenue normal. |
| EN SERVICE NRMax=125m | Fs=2.80>1.4 | Fs=1.81>1.2 | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale. |
| VIDANGE RAPIDE N=88m | Fs=1.2>1.4 | Fs=1.23>1.2 | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié, notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient Fs va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage. |

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.10.Synthese des coefficients de sécurité

V.10.1.Digue de col parement aval

Les différents résultats sont récapitulés dans le [Tableau V.3].

Tableau V.3 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue de col parement aval.

| CONDITION | SANS SIESME | AVEC SIESME HOR=0.07 VERT=0.035 | INTERPRETATION |
|--------------------------|------------------|---------------------------------------|--|
| FIN DE CONSTRUCTION | $F_s=1.96 > 1.4$ | $F_s=1.44 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable. Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles. |
| EN SERVICE NRNor=122m | $F_s=1.56 > 1.4$ | $F_s=1.21 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau au niveau de de retenue normal. |
| EN SERVICE NRMax=125m | $F_s=1.56 > 1.4$ | $F_s=1.21 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale. |
| VIDANGE RAPIDE N=114m | $F_s=1.56 > 1.4$ | $F_s=1.21 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié, notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient F_s va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage. |

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

V.10.2.digue principale parement amont

Les différents résultats sont récapitulés dans le [Tableau V.4].

Tableau V.4 : tableau récapitulatif des résultats et interprétations de la modélisation de la digue de col parement amont.

| CONDITION | SANS SIESME | AVEC SIESME HOR=0.07 VERT=0.035 | INTERPRETATION |
|--------------------------|------------------|---------------------------------------|--|
| FIN DE CONSTRUCTION | $F_s=2.21 > 1.4$ | $F_s=1.76 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable. Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles. |
| EN SERVICE NRNor=122m | $F_s=2.05 > 1.4$ | $F_s=1.45 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau au niveau de de retenue normal. |
| EN SERVICE NRMax=125m | $F_s=2.25 > 1.4$ | $F_s=1.56 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau jusqu'au remplissage maximale. |
| VIDANGE RAPIDE N=114m | $F_s=1.57 > 1.4$ | $F_s=1.28 > 1.2$ | Dans ce cas, le coefficient de sécurité (F_s) est vérifié, notre barrage est stable à la vidange rapide, ce coefficient F_s va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage. |

CHAPITRE V : Résultats et interprétation de la modélisation.

Conclusion

Dans notre travail de modélisation de la stabilité des talus de la digue principale et la digue de col par Le logiciel TALREN 4, on a obtenu les résultats suivants :

Les coefficients de sécurité sont vérifiés dans tous les cas envisagés plus haut :

Le coefficient de sécurité $FS \geq 1.4$ pour le talus amont et aval (sans séisme), et $FS \geq 1.2$ pour le talus amont et aval (avec séisme).

Ceci signifie que les talus amont et aval des digues principale et de col du site de Souk Tlata sont stables vis-à-vis du glissement.

CONCLUSION GENERALE :

Après avoir analysé et traité toutes les données et les résultats obtenus dans le thème étude de la stabilité des talus d'une digue en terre, cas des digues du barrage de Souk Tlata, on peut déduire les conclusions suivantes :

L'étude du barrage Souk Tlata a nécessité l'intervention de plusieurs disciplines scientifiques complémentaires les unes des autres à cause de la nature complexe et délicate. Les données environnementales de la région, hydrauliques, géologiques et géotechniques combinées ensemble constituent le socle de ce projet. Ces données ont influencé toute la structure, notamment le choix des matériaux de son corps, de la fondation et des mesures spécifiques de sécurité. L'auscultation est une partie très importante, elle se résume à la prévention des accidents graves et certaines pour éviter des pertes en vies humaines.

Le coefficient de sécurité d'un talus d'une digue en terre est en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire c' et ϕ du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

La stabilité d'une digue en terre doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

1. Pendant sa construction et en fin de construction.
2. Lorsque l'eau est à son niveau max dans la retenue.
3. Lorsque l'on baisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide)

Le profil final adopté comportera :

La hauteur du barrage de Souk Tlata est de 95m.

Une capacité utile de 77.5Hm^3 Au niveau de la retenue normale (R.N.) fixée à 122.00m NGA.

Dans notre travail de modélisation de la stabilité des talus de la digue principale et la digue de col par Le logiciel TALREN 4, on a obtenu les résultats suivants :

Les coefficients de sécurité sont vérifiés dans tous les cas envisagés plus haut, Ceci signifie que les talus amont et aval des digues principale et de col du site de Souk Tlata sont stables vis-à-vis du glissement.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Entreprise de l'avant-projet détaillé du barrage SoukTlata (document ANBT TIZI-OUZOU).

[2] **Afiri Ryma.**, étude de faisabilité d'un barrage en terre : barrage de soukTlata Mémoire de Master 2 Université Mouloud Mammeri TiziOuzou 2011-2012

[3] **Jean-Pierre MASEKANYA.**, Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique, thèse présentée en vue de l'obtention du grade de docteur en sciences de l'ingénieur année académique, Université de Liège faculté des sciences appliquées stabilité des pentes et saturation partielle 2007-2008.

[4] **Manuel TALREN 4**, Copyright TALREN 4 - TERRASOL – Juillet 2005 – Ind A, Site Internet : www.terrasol.com - E-mail : talren@terrasol.com

[5] **CHERCHEM nacira.** étude du barrage de soukTlata sur l'oued Bougdoura, Mémoire de Master 2 (Université Mouloud Mammeri TiziOuzou) 2012-2013.

[6] **Rodríguez, Bernardo A. La Rosa, Santos.**, Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, TECHICA HIDRAULICA.S.A. ingenieros consultores, Alger, juillet 2003 (version espagnole) Alger, avril 2004 (version française).

[7] **Reiffsteck Ph. LCPC div. MSRGI sec. CSOG.**, Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes.

[8] **Alexandre désire mvondomvogo & Patrick hveteaungandjui.**, Calcul de la stabilité de la digue en terre du barrage tina et interprétation des données d'auscultation, Rapport de projet de fin d'études du cycle d'ingénieur en génie civil, direction générale des barrages et des grands travaux hydrauliques (Tunis) année universitaire 2011/2012.

[9] **AISSA Mohamed Hamza + HADDOUCHE Khadidja.**, Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger), mémoire de master, Domaine Sciences de la Terre et l'Univers Spécialité), Centre Universitaire Khemis Miliana Algérie Institut des sciences de la terre et de la nature 2011

[10] **MELBOUCI B.**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition EL-AMEL, Algérie, 2009.

[11] **Melle HADDAD Sabrina.**, étude de la coulée boueuse d'Illilten, mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 12 septembre 2013.

Bibliographie

[12] **BOUAZIZ N.**, Etude de la stabilité d'un glissement de terrain cas du versant de Tigzirt, mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 29 septembre 2012.

[13] **Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch.**, les barrages du projet à la mise en service (Volume 17), presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne, mai 2011.

[14] **Founémé A. MILLOGO.**, cours ouvrages hydraulique, Ingénieur en Hydraulique, Août 2009.