

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

***Contribution du confortement
barrage de Tamellahet
(W.TISSEMSILT) Contre les
phénomènes de glissement et
d'érosion***

Présenté par :
M HARIZI FATIMA ZOHRA

Promotrice :
M^{me} BERBACHE.S

Devant le Jury composé de :
Président : M^r M. HASSANE

Examineurs : Mr A. HADJ SADOK
M^r M. BOUZIANE
M^{me} A. ADDOU
M^{me} M. LATROUS

Octobre 2010

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à remercier ma promotrice M^{me}.Berbache.S pour ses orientations et conseils, je remercie également M. HASSANE.M et M. MIHOUBI pour leurs orientations ainsi que tous mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation et les connaissances qu'ils m'ont transmis grâce aux quels j'ai pu réaliser ce travail.

Je remercie spécialement à Mr.Hennia.K.: enseignant à l'université de Chéllif et chef bureau à la DHW de Tissemsilt, pour ses conseils et son appui moral et matériel.

Remerciements plus particuliers à Mr Touati Abdelouaheb : ingénieur de l'ENSH pour ces sincères aides.

Et toutes les personnes de DHW (direction d'hydraulique de la wilaya de Tissemsilt) et de GESI-TP spa (bureau d'étude des travaux publics) pour la documentation et ces sincères aides et toute personne qui m'a aidé de près ou de loin pour faire ce travail.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail

*A ma raison de vivre, Mon Cher père qui m'a offert
l'amour et le soutien moral et physique.*

*A ma source de tendresse qui m'a allaité de son lait et qui
a partagé les moments les plus difficiles avec moi, ma
chère mer.*

A mes sœurs Imen et Ikram, pour leur sincère aide.

*Plus particulièrement à mon frère Mustapha, pour leur
encouragement.*

*A mes amies Sarra et zineb et Cherifa ,Mbarka
Sabah,Hania , Fariza, Rahma, Ghania , hayat.....*

A toute mes collègues et mes amis .

*A toute la promotion de l'ENSH année 2009/2010 Ce
travail est dédié également, à tous mes enseignants
et à tous mes amis de mon enfance jusqu'à ce jour.*

ملخص

هذه المذكرة تشمل المشاكل التي واجهتها أثناء تنفيذ سد ترابي في تملاحت (ولاية تيسمسيلت) ، والذي يهدف إلى حماية المدينة ضد الفيضانات والري محيط (لرجام وتملاحت).
هذا العمل يختص بدراسة ظاهرة الانزلاق والتآكل على الضفة اليسرى لها قمنا باستعراض العديد من الدراسات والحلول ، (أكوام. خامة. الجدران) وكننتيجة فان جدران الإبقاء هو الحل الصحيح هو حماية السد.

Résumé

La présente mémoire, se résume sur les problèmes rencontrés au cours de réalisation du barrage en terre à Tamellahet (W.Tissemsilt), il à pour but de protéger la ville de Lardjem contre les inondations et l'irrigation des périmètres de Lardjem et Tamellahet.

Mon travail consiste particulièrement au phénomène de glissement et d'érosion sur la rive gauche pour cela on a examiné plusieurs études et des solutions comme (les palplanches. Les géotextiles. Les murs de soutènement) ; sur la quelle nous avons retenue que les murs de soutènement c'est la solution adéquate pour protéger ce barrage.

Abstract

This memory comes down on the problems encountered during implementation of the earthen dam at Tamellahet (W. Tissemsilt), it aims to protect the city against floods and Lardjem irrigation perimeters Lardjem and Tamellahet.

My job is particularly the phenomenon of slippage and erosion on the left bank for that we reviewed several studies and solutions as (the piles. Geotextiles. Retaining walls) on which we have accepted that the walls of Retaining the right solution is to protect the dam.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'aménagement de Tamellahet

1.1 Introduction.....	1
1.1.2 Localisation du barrage.....	1
1.2 Hydrologie du site.....	4
1.2.1 Caractéristiques du bassin versant.....	4
1.2.1.1 caractéristiques physiques du bassin versant.....	4
1.2.1.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	4
1.3. Caractéristiques géologiques	9
1. 3.1. Contenu de l'étude géologique	10
1.4. Géomorphologie	10
1. 4.1. Séismicité	11
1.4.2 Hydrogéologie	14
.1. Etude de la cuvette	14
1.1 Etanchéité de la cuvette	14
1.2. Stabilité des versants	14
1.5.1 Etude géotechnique.....	15
1.6. Caractéristiques principales de l'aménagement.....	21
1.6.1 Retenue.....	22

1.6.2 Digue.....	23
1.6.3 Ouvrages annexes.....	24
a) évacuateur de crue.....	24
b) prise d'eau.....	25
c) vidange de fond.....	26
1.7. Drainage du corps du barrage	27
2)-Clé d'étanchéité	27
1)-Butée du rip-rap	27
1.8. Conclusion.....	28

Chapitre 02 : Etude des phénomènes de glissement et érosion

2 .1-Introduction	29
2.1.1 Définition de glissement et d'érosion.....	29
2.1.2 Facteurs qui affectent la stabilité des versants	29
2 .1.3 Quelques cas pathologiques observés	30
2.2-les différents types de glissement	34
2-2-1-1.Le glissement	34
2-2-1-2.Les écroulements et les éboulements	36

2- 5 - 3 - 1 - La méthode de Janbu simplifiée.....	54
2- 5 - 3 - 2 - la méthode de Janbu généralisée	55
2 - 5 - 3 - 3 - La méthode de Spencer	55
2- 5 - 3 - 4 - La méthode de Morgenstern et Price	57
2- 5 - 3 - 4 - La méthode de Sarma.....	58
2 - 6 - Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite	58
2 - 7 - Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte .	60
2- 8 - Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité.....	60
2-9- Conclusion.....	61

Chapitre 3 : étude bien détaillé de glissement

3-1 introduction	63
3-1-1 les études.....	63
3-1-1-1 les critères de choix de site.....	63

3-1-1-2 hydrologie.....	64
3-1-1-3 géologie –géotechnique	64
3-1-1-4 hydrogéotechnique	65
3-1-2-1 les aspects géologiques.....	66
3-1-2-3 hydrogéologique du site	67
3-1-2-4 géotechnique du site.....	68
3-2-4-1 morphologie du glissement.....	69
3-1-2-4-2 élément instable	69
3-1-2-5 analyse de l'origine du glissement	71
3-2-1 solution possible.....	73
3-1-3-1 mesure a court terme.....	73
3-1-3-2 programme d'étude complémentaire.....	74
3-2 études géophysique	80

3-2-1 méthodologie d'étude géophysique.....	80
3-2-2 panneau électrique.....,	80
3-3 interprétation et analyses des résultats.....	81
3-3-1 le profil 1-implantation dans l'axe de l'évacuateur... ..	81
3-3-2 le profil 2-dans l'axe du cône de déjection.....	85
3-3-3 le calage de l'ouvrages aux différent supports	89
3-4 étude géotechnique	91
3-5 conclusion.....	93

Chapitre IV : Méthodes de confortement et application sur le site

4 – 1 - introduction	94
4 – 2 - 1 – Drainage	94
4 – 2 – Méthodes de confortement des talus	94
4 – 2 – 1 – 1 - Types de drainage	95
4 – a - Massifs drainants	95

4 – b - Drains verticaux	96
4 – c - Les drains sub-horizontaux	96
4– d - Les galeries drainantes	96
4 – e - Les éperons drainants.	97
4 – f - Les tranchées drainantes	98
4– 2 - 2 - Modifications géométriques	98
4– 2 – 2 – 1 – Déchargement	99
4 – 2 – 2 – 2 – Reprofilage	99
4– 2 – 2 – 3 – Substitution	99
4– 2 – 3 - Organes résistants en pied	100
4 – 2 – 3 – 1 - Les ouvrages de soutènement	100
4 – 2 – 3 – 2 - Ouvrages de soutènements souples	101
4 – 2 – 4 - Méthode de renforcement des sols	102

4 – 2 – 4 – 1 - Technique de renforcement par clouage	102
4 – 2 – 4 – 2 - Technique de renforcement par géotextiles	103
4– 2 – 4 – 3 - Durabilité et comportement à long terme	105
4-3- Quantification préliminaire des injections	106
4-3--. Le volume de coulis.....	106
4-5-2- Maille et linéaire des injections	107
4-3-2- Prédimensionnement du confortement de glissement.	108
A- LES PALPLANCHE.....	109
B-LES MURS E SOUTENEMENTS.....	111
4-5-1- calcul de la capacité portante d'un pieu isole	112
4-5-2- caractéristique des matériaux.....	113
4-6.Vérification de la stabilité	116

4-4- Conclusion.....119

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II-1	Résultats des essais sur les échantillons des sondages.....	19
Tableau II-2	Valeurs de ϕ et de C pour P1, P5 et P6.....	24
Tableau II-3	Résultats des essais.....	25
Tableau II-4	Résultats à inclure dans les différents calculs hydrotechniques.....	26

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1	Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	31
Tableau III-2	Détermination de la pente Roche Ip.....	36
Tableau III-3	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	37
Tableau III-4	Evaluation de la pente moyenne.....	37
Tableau III-5	Evaluation du profil en long.....	40
Tableau III-6	Temps de concentration.....	41
Tableau III-7	Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	43
Tableau III-8	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	44
Tableau III-9	Répartition mensuelle de la température.....	45
Tableau III-10	Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	46
Tableau III-11	Répartition mensuelle de la tension de vapeur.....	46
Tableau III-12	Répartition mensuelle de la vitesse de vent.....	46
Tableau III-13	Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	48
Tableau III-14	Ajustement a la loi de GUMBEL.....	51
Tableau III-15	Ajustement a la loi normale.....	52
Tableau III-16	Ajustement a la loi log normale.....	53
Tableau III-17	Ajustement a la loi log normale par HYDROLAB.....	54
Tableau III-18	Pluies de courtes durées et leur intensité.....	56
Tableau III-19	Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	61
Tableau III-20	Apports fréquents.....	63
Tableau III-21	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	64
Tableau III-22	Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	68
Tableau III-23	Surfaces débitantes.....	71
Tableau III-24	Détermination du débit max probable $Q_{\max p\%}$	73
Tableau III-25	Ordonnées de l'hydrogramme de crue.....	74
Tableau III-26	Répartition annuelle de l'apport 80%	76
Tableau III-27	Courbes topographiques et volumétriques.....	77
Tableau III-28	Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.....	79
Tableau III-29	Résultats du calcul de laminage.....	81
Tableau III-30	Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	82
Tableau III-31	Détermination de H_0 et Q en fonction de b.....	83
Tableau III-32	Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	83
Tableau III-33	hauteurs des vagues.....	87
Tableau III-34	calcul de la largeur en crête.....	88

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

Fig I-1	Carte du nord d'Algérie : situation du projet de barrage Chouiret.....	3
Fig I-2	Carte de la willaya d Bouira : situation du projet de barrage Chouiret.....	4
Fig I-3	Communes de la willaya de Bouira : situation du projet de barrage Chouiret.....	5
Fig I-4	Vue aérienne de la cuvette du barrage de Chouiret.....	6

Chapitre III : Etude hydrologique

Fig III-1	Le bassin versant.....	32
Fig III-2	Le rectangle équivalent.....	33
Fig III-3	Répartition des courbes hypsométriques.....	34
Fig III-4	Le réseau hydrographique.....	39
Fig III-5	Profil en long du cours d'eau principal.....	42
Fig III-6	Répartition de l'évaporation mensuelle.....	44
Fig III-7	Répartition de la température mensuelle.....	45
Fig III-8	Répartition de la pluviométrie mensuelle.....	48
Fig III-9	Ajustement a la loi de GUMBEL.....	51
Fig III-10	Ajustement a la loi normale.....	53
Fig III-11	Ajustement a la loi log normale.....	54
Fig III-12	Ajustement a la loi log normale par HYDROLAB.....	55
Fig III-13	Courbe des pluies à courte durée.....	57
Fig III-14	Courbes des intensités fréquentielles.....	58
Fig III-15	Apports mensuels (%).....	62
Fig III-16	Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.....	69
Fig III-17	Le réseau isochrone.....	72
Fig III-18	Hydrogramme synthétique de la crue centennale.....	75
Fig III-19	Courbes topographiques	78
Fig III-20	Courbes $H=f(Q,q)$	85
Fig III-21	Courbes $V=f(Q,q)$	86
Fig III-22	Optimisation	90

Chapitre IV : Dérivation provisoire

Fig IV-1	Abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval.....	93
Fig IV-2	Courbe de tarage.....	94
Fig IV-3	Courbe des débits déversants pour $D = 1.5$ m.....	96
Fig IV-4	Laminage pour $D= 1.5$ m.....	98
Fig IV-5	Courbe des débits déversants pour $D = 2$ m.....	99
Fig IV-6	Laminage pour $D = 2$ m.....	100
Fig IV-7	Optimisation de la dérivation provisoire.....	101
Fig IV-8	Coupe du batardeau.....	103

Chapitre V : Etude des variantes de la digue

Fig V-1	Stabilité au glissement des fondations.....	118
Fig V-2	Les infiltrations à travers le barrage.....	135

Introduction générale

Les ressources en eau en Algérie aussi bien celles qui coulent en surface que celles renfermées dans les nappes souterraines, constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que sa réussite dans le développement économique et social.

Notre travail consiste à l'étude des contributions contre le phénomène de glissement et d'érosion de l'un du nouveau barrage qui est celui de Ouled Ben Khalfa sur L'oued de Tamellahet situé dans la wilaya de Tissemsilt à pour but, la protection de la ville de Lardjem contre les inondations et l'exploitation de cette richesse naturelle au développement agricole de la région.

Plus précisément cette étude sera consacrée pour étudier le phénomène de glissement de toute sorte et son application dans notre barrage.

Dans l'optique d'une meilleure compréhension de la méthode de suivi et de contrôle des glissements on se propose, dans le cadre de ce mémoire, de faire une contribution au contrôle des murs de soutènement à travers de la rive gauche du barrage de Tamellahet ayant une structure géologique de fondation qui est différente d'une rive à une autre.

Ce travail se divisera en quatre principales parties ;

Dans la première, on essayera de donner un aperçu général sur l'aménagement de Tamellahet, Aussi nous présenterons les conditions hydrologiques, géologiques et géotechniques du site du barrage.

Dans la deuxième partie, nous allons présenter le phénomène de glissement et d'érosion (les causes, les types et quelque exemples) et on a entamés aussi les différentes méthodes de calcul la stabilité de glissement de terrain

1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous présenterons les différentes caractéristiques hydrologiques, géologiques et géotechniques qui définissent le site de l'aménagement de L'OUED TAMELLAHET * lieu dit OULED BEN KHALIFA *

1.1.2. Localisation du barrage

Le barrage de Tamellahet est en cours de réalisation dont 70% est déjà réaliser, il est projeté sur l'oued de Tamellahet d'environ 5Km au sud-est de la ville de Bourdj Bounaama et 11Km au nord-est de la ville de Lardjem, il se trouve dans la willaya de Tissemsilt, notre retenue peut être atteint par la RN19 relie Tissemsilt avec Ténès.

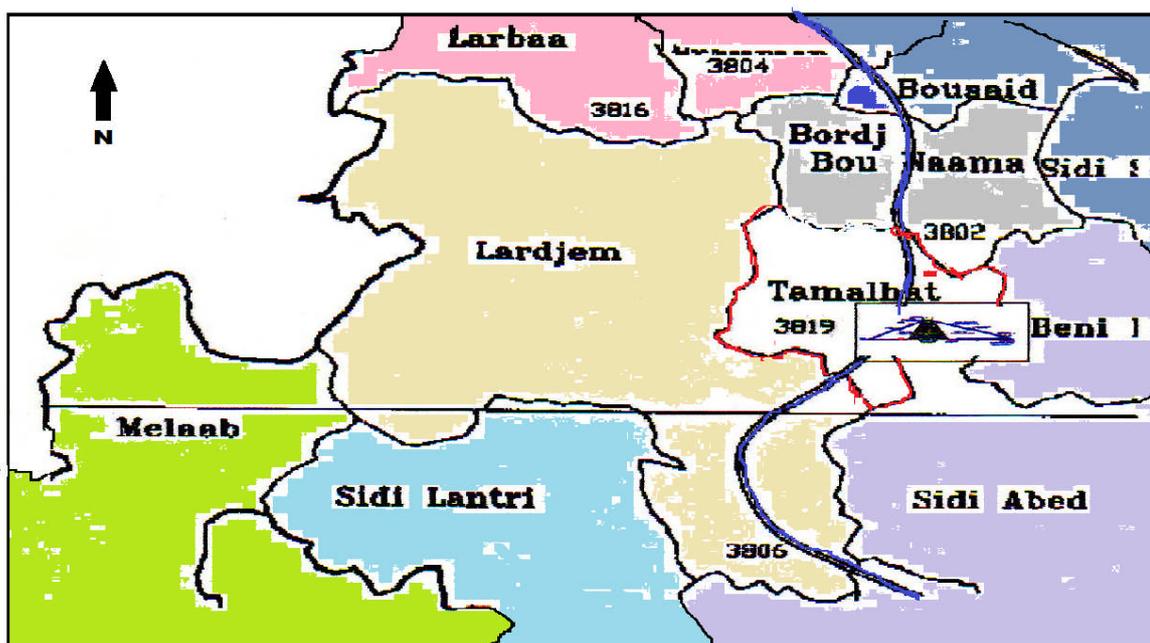


Figure I-1 : Localisation du site de barrage.

C'est un affluent dans la rive gauche de l'oued Lardjem, à l'exutoire d'un bassin versant de $37,81 \text{ km}^2$ Avec un apport interannuelle de 3.7 hm Le site se trouve sur l'Oued Tamellahet

Le site du barrage est repéré par les coordonnées Lambert suivantes :

X= 404.35 Km lambert

Y= 279.55 km lambert

Z= 672.86 m(NGA)



Figure I-2 : la situation géographique du barrage de Tamellaht.

Le site du barrage de Tamellaht est caractérisé par un climat des zones steppiques. Il est partiellement recouvert de végétation dans les zones montagneuses, la couverture végétale est très développée dans cette région (forêt de pins, chênes, lièges et cèdres), grâce à une forte pluviométrie et la bonne nature du sol.

Dont l'habitation se situe en dehors de la cuvette du barrage, la construction du barrage permettra de mobiliser un volume de 1Mm^3 , il permettra de répondre à plusieurs destination, à savoir :

- a) S'assurer la protection de la ville de Lardjem contre les inondations
- b) Satisfaire les besoins agricoles des périmètres de Lardjem et Tamellahet.

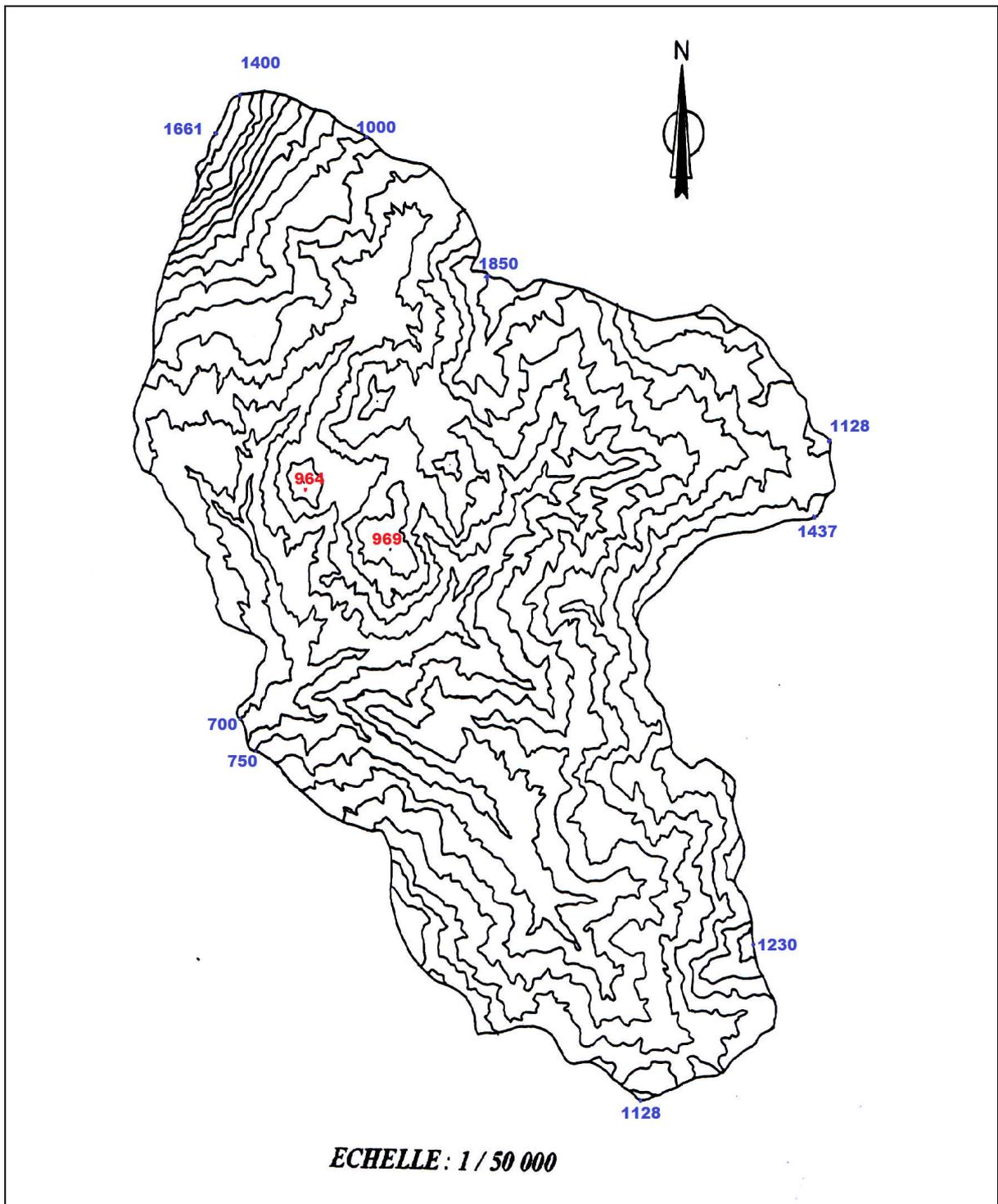


Figure I-3 : courbe de niveau du bassin versant de l'oued Tamellahet

I.2. Hydrologie du site

I.2.1 Caractéristiques du Bassin versant

I.2.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant

Dans notre futur barrage on a évalué la surface moyenne approximativement du bassin versant à 37.81km²,

A l'endroit choisi le lit de l'oued à une largeur de 55m, les deux rives droite et gauche présentant des pentes assez accentuées, il est formée principalement d'un relief montagneux, les cotes maximales du bassin versant varient entre 1102 et 166 mètre, Le bassin versant s'élève d'une altitude de 672.86m (NGA) au site

A l'intérieur du bassin versant, les affluents qui s'écoulent sont des petites oueds, mais le plus importants incluent dans **L' Oued Tamellahet** qui draine le barrage. Le fond des vallées et les plaines d'inondation ont étaient aménagés pour l'agriculture

I.2.1.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

a) Le climat :

Notre bassin versant appartient à deux étages bioclimatiques à savoir : semi -aride et semi humide, la partie du même bassin versant qui se trouve au dessus l'ouvrage en projet tempe dans l'étage semi- aride ou sont présentés deux saisons annuelles, pluviale du mois d'Octobre au mois de Mars et une saison sèche de juin au mois de Septembre.

L'altitude et le relief étant les facteurs qui influent sur la climatologie et en particulier la première cité, le climat de la région d'étude est traité à l'aide d'une seule station climatologique de l'Office Nationale de la Météorologie (ONM) pour une période de 10 ans (1975 :1984)

Au totale, au niveau du barrage cinq facteurs climatologique sont pris en considération se sont :

- La température
- L'humidité relative
- La précipitation
- L'évaporation
- Le vent

a)-1 - la température :

La température moyenne mensuelle 15,8°_c, les températures enregistrées sont 25°_c et 42,5°_c localisées respectivement en Janvier et en Juillet atteintes avec des fréquences faibles. Dans le mois de Janvier, la température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre 5°_c et 10°_c alors qu'en Juillet elle est située entre 20°_c et 32°_c.

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température

mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moyenne interannuelle
T° c moy	8,3	9	10,8	13	15,9	22	26,3	25,1	21,7	16,7	11,9	9,2	15,8

b)-2 - L'humidité relative :

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83% et de 40 à 63% respectivement pour les périodes allant de Novembre au mois de Mars et du mois d'Octobre.

Tableau I-2 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moyenne Interannuelle
moy %	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4	65,1

c)-3 -La précipitation :

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'Agence Nationale des réseaux hydrauliques (A.N.R.H). Au niveau de la station d'observation,

la pluie moyenne inter annuelle est de 563.5 mm

Sa répartition intra-annuelle des précipitations est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Répartition intra-annuelle des précipitations.

mois	sept	Cot	nouv	déc	jan	fév	mars	avr	Mai	jui	juill	aouet
P (mm)	12,7	41	57,6	79,2	94	88,1	76,3	60,8	37,8	10,3	3	2,7
p (%)	2,25	7,28	10,22	14,06	16,68	15,63	13,54	10,79	6,71	1,83	0,53	0,49

d)-4- L'évaporation :

L'évaporation est mesurée sous abri à l'aide de l'évaporation *piche*, l'évaporation mensuelle varie de 150 à 208 mm du mois d'Avril au mois de Septembre, et sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'Avril à Aout et une période d'Octobre à Mai totalisant 31% de la moyenne annuelle.

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'évaporation

mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy interannuelle
E_v (mm)moy	55,8	52,2	77,5	84	99,2	150	207,7	182,8	138	96,1	60	52,7	1256
E_v %	4,44	4,16	6,17	6,68	7,9	11,94	16,54	14,55	10,99	7,65	4,78	4,2	100

e)-5- Le vent :

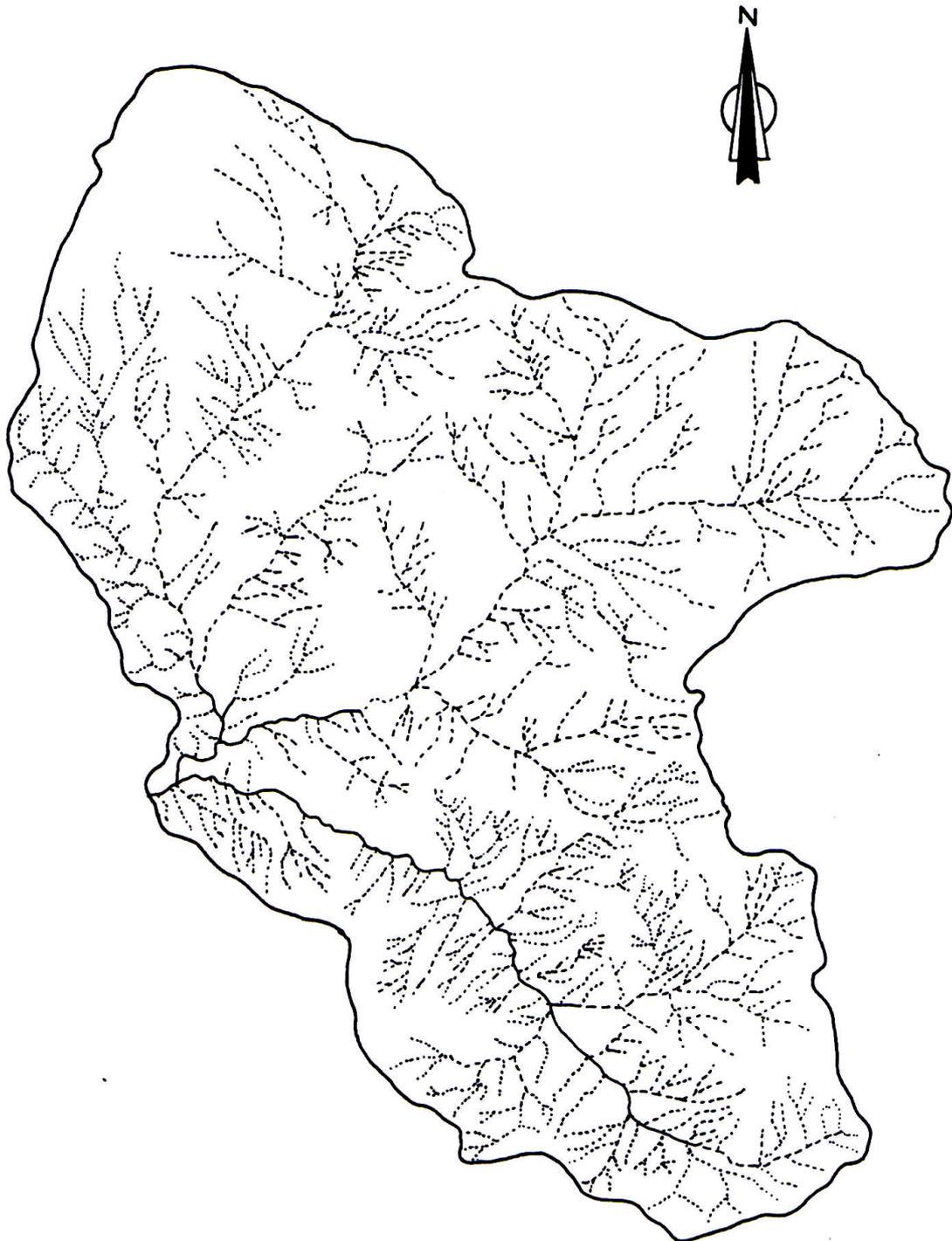
Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction W-NW dans la période allant du mois d'Octobre au mois de Mai, et E-SE de Juin à Septembre avec une fréquence supérieure à 14%.

La vitesse moyenne mensuelle du vent varie de 2.5 à 3.5 m/s, la fréquence du vent pouvant dépasser les 20 m/s mais dans la région du future barrage la vitesse des vents est très petite étant donné que l'endroit est abrité

Ces valeurs reflètent les caractéristiques climatiques du bassin versant ainsi décrites.

Tableau I-5 : Récapitulatif des résultats relatifs l'étude hydrologique

PARAMETRES	SYMBOLES	UNITES	VALEURS
COORDONNEES	X	Kl Lambert	404,35
	Y	Kl Lambert	279,55
	Z	M	672,86
GEOMETRIQUES :			
-surface	S	Km ²	37,81
-périmètre	P	Km	29,55
-indice de compacité	Kc	-	1,34
-rectangle équivalent			
longueur	L	Km	11,4
Largeur	I	Km	3,32
-altitude			
maximale	Hmax	M	1661
minimale moyenne	Hmin	M	672,86
moyenne	Hmoy	M	925,08
médiane	Hmed	M	930
RELIEF			
-indice de pente de M roche	Ip	-	4,42
-indice de pente globale	Ig	-	34,21
-dénivelée spécifique	Ds	Km	210,26
-pente moyenne	Pmoy	m/km	286,17
RESEAU HYDROGRAPHIQUE			
-densité de drainage	Dd	km/Km ²	5,3
-coefficient de torrentialité	Ct	-	78,78
-longueur moyenne des versants	Li	Km	1,08
-coefficient d'allongement	K	-	23,09
-temps de concentration	Tc	Heure	3
-vitesse de ruissellement	Vr	km/h	2,47
CLIMATOLOGIE			
température moyenne interannuelle	T°	°C	15,8
évaporation moyenne interannuelle	Ev	Mm	1256
Humidité relative moyenne interannuelle	Hr	%	65,1



ECHELLE : 1 / 50 000

Figure I-4 : hydrographie du bassin versant de l'oued Tamellahet

I.3 Caractéristiques géologiques :

L'étude géologique a pour but de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue de la stabilité de ces versants.
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage

Les phases des reconnaissances et leurs progressions sont les suivant :

1^{er} phase :

- Enquête et étude sur document existants (carte géologique, photos aérienne, documentation hydrogéologique et spéléologique, étude antérieures sur les aménagements présentant des conditions géologiques comparables.
- Etude photo géologique et géologique à petit échelle, destinée à mettre en place le site dans les structures géologiques régionales.
- Levé d'affleurement dans la cuvette.
- Levé d'affleurement sur le site.
- Levé des matériaux de recouvrement dont découlera une carte des zones d'emprunt potentielles.
- Repérage des sites potentiels de carrière pour enrochement ou agrégats.

L'ensemble de ces observations doit donner lieu à un rapport comportant la description détaillée des différentes formations visibles en surfaces, les interprétations auxquelles peuvent donner lieu les levés d'affleurement

2^{eme} phase :

Travaux de reconnaissances : ces travaux mentionnés ci-dessous peuvent intervenir dans un ordre différent ou simultanément suivant le cas.

- Reconnaissance superficielle, tranchées et puits.
- Sondages et pénétromètres.
- Essais géotechniques simples devant aboutir à l'identification et à la classification des sols, en vue d'une première détermination des zones d'emprunt.
- Analyse au laboratoire.

La campagne de reconnaissance (fouilles et sondages) ainsi que les analyses ont été faites par le laboratoire national de l'habitat et de la construction unité de Djelfa. Le programme d'étude géologique et l'interprétation des résultats ont été faits par un géologue.

I.3. Contenu de l'étude géologique :

L'étude géologique s'effectue à différentes échelles et précisions en fonction des problèmes qu'elle a à résoudre.

A l'échelle de la cuvette et de ces abords, elle doit :

- Située les zones d'emprunt des matériaux nécessaires à la construction.
- Déterminer les risques de l'instabilité de pente.
- Déterminer les risques de l'instabilité des versants.
- A l'échelle du site du barrage, elle définit les conditions de fondation et l'étanchéité.

I.4. Géomorphologie :

Le terrain se trouve du point de vue structural dans une région composée de quatre formations d'âge géologique différent.

Le complexe triasique représente le plus ancien affleurement qui est en contact anormal avec le miocène inférieur (Mi) et avec les formations méso-cénozoïques.

La nature des formations caractérisant les différents étages géologiques est la suivante :

A/ Complexe triasique : gypse, dolomies et débris de socle

B/ Albien inférieure et moyenne : schistes et argiles

C/ Cénomane inférieure : marnes et marno-calcaires

D/ Miocène inférieur (Mi) : conglomérats et marnes.

Le site étudié se situe en général sur des fondations de schiste verdâtre a marron feuilleté, daté de l'albien inférieure et moyenne.

L'épaisseur des alluvions sur l'axe de l'oued, est estimée entre 1.50 et 3.00 m, ils sont constitués par des galets, des graviers et des sables et des produits d'altération des schistes marneux.

On y trouve aussi de gros blocs isolés témoins de la puissance des crues de l'oued.

Les alluvions récentes n'occupent que d'étroites surfaces, le long de l'oued principal et de ces affluents.

Ils sont constitués essentiellement par des caillons, des graviers et des limons

les alluvions anciennes occupent de larges surfaces situées au dessus du niveau actuel de l'oued.

I.4.1 Séismicité :

Il convient de signaler que les épicentres des séismes en Algérie jalonnent les principaux axes anticlinaux et sont d'autant plus fréquents que les plissements sont plus récents.

Ces séismes peuvent atteindre des magnitudes assez grandes à provoquer par conséquent de très grands dégâts aux environs des foyers.

Tout les 30 ou 40 ans un séisme d'une magnitude supérieure à 6 sur l'échelle de Richter peut se produire en un point quelconque de la chaîne active et entraîner des dégâts importants.

Le site étudié se trouve dans une zone de séismicité forte à très forte, il est donc indispensable de prendre en considération ce paramètre dans le calcul de stabilité.

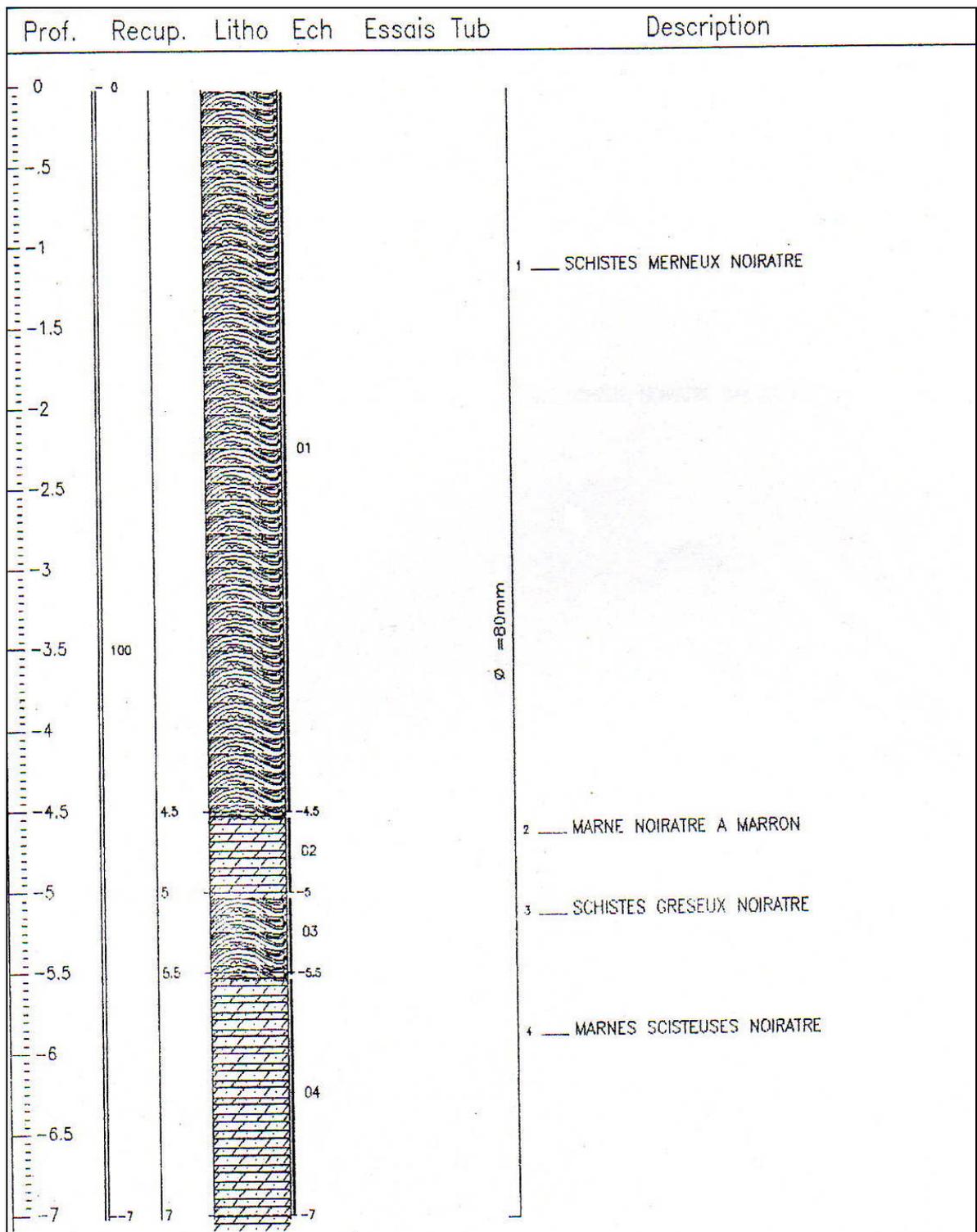
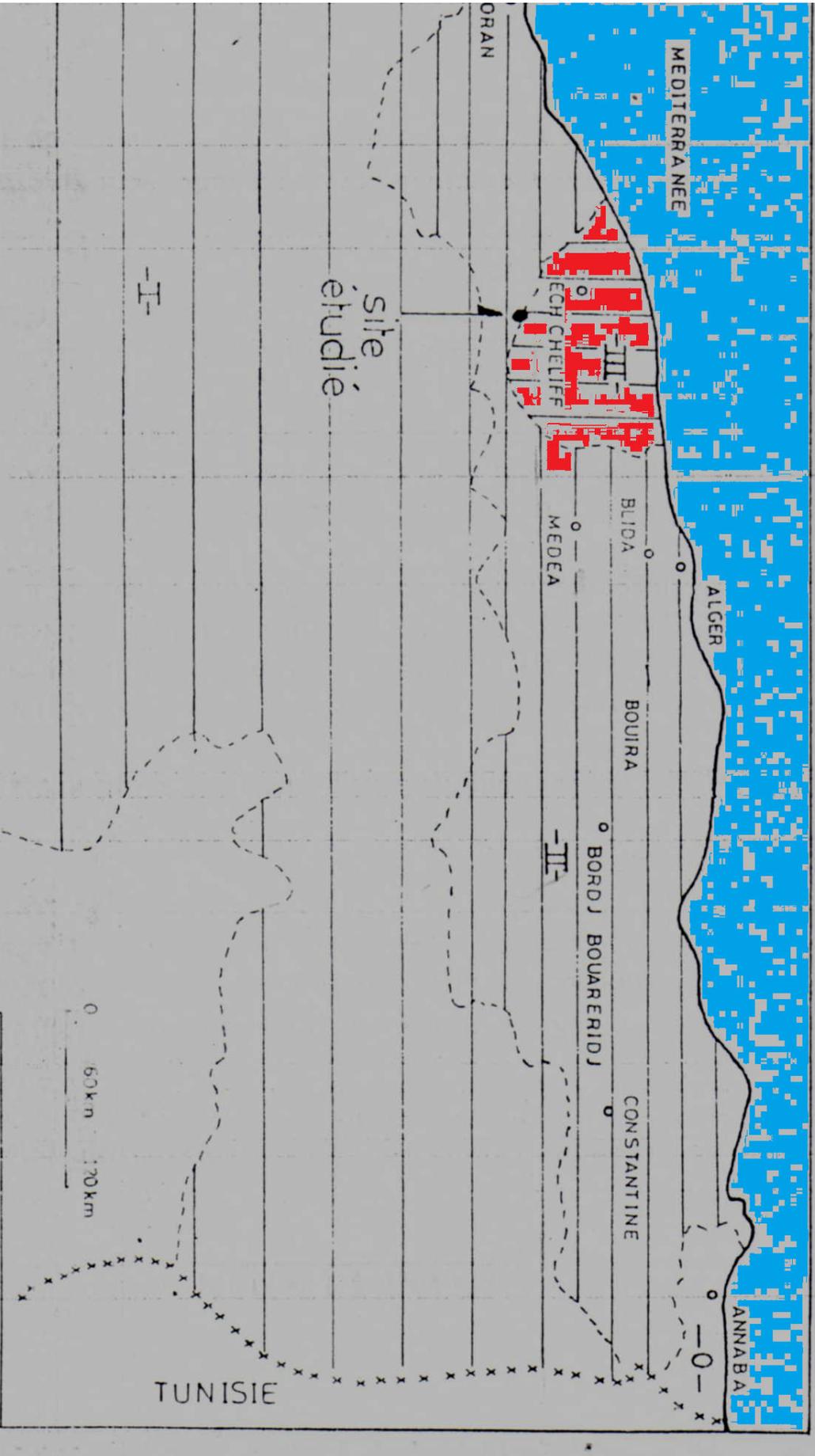


Figure I-6 : Coupe géologique du sondage 01.

CARTE DES ZONES SEISMIQUES (C.T.C 1981)



I.4.2. Hydrogéologie :

La nappe phréatique n'a pas été observée sur les sondages, mais on a détecté une présence d'eau dans les sondages pénétromètres 2.3.4 et 5 au dessous de couche d'alluvion à une profondeur de 1.00 mètre.

Au niveau du lit de l'oued cette formation schisteuse marneuse se trouve entre 1.50 et 3.00 mètres de profondeur sous une couche alluvionnaire.

Etude de la cuvette :

1. Etanchéité de la cuvette :

De point de vue perméabilité, le problème ne se pose pas vu la présence

Des formations de schiste feuilleté marneux en surface sur les deux rives. La probabilité de fuite vers les bassins voisins est nulle.

2. Stabilité des versants :

Vue la bonne qualité des matériaux leurs dispositions par rapport à la pente, on a remarqué qu'aucun glissement ancien n'est observé qui nous mène à conclure qu'il n'y a aucun problème de risque d'instabilité des versants.

Remarque :

La roche mère (schiste marneux) se dispersant en contact de l'air en un temps relativement court, perdant ainsi de ses caractéristiques, il est conseillé pendant la durée de construction de l'ouvrage de ne pas laisser cette formation ouverte pendant une longue durée.

I.5.1 Etude géotechnique

Dans le but de visualiser les terrains en profondeur, une étude géotechnique a été faite ou que l'on appelle souvent une campagne de reconnaissance .celle –ci doit fournir :

- La nature des différentes : sable, argile, roche...
- Des échantillons intacts et remaniés des conches caractéristique, pour l'étude au laboratoire.
- Les caractéristiques de la nappe aquifère.
- La perméabilité des horizons perméables.

Les opérations de reconnaissances géotechniques se déroulent généralement en trois phases :

- reconnaissances par tranchées.
- Reconnaissances géotechniques complémentaires.
- Reconnaissances au laboratoire.

Le tableau ci-dessous montre les détails de chaque phase

Pour identifier le sol et son comp

carotté par rotation et poussé jusqu'à sept (07) mètres de profondeur à proximité de l'axe de la retenue,

Et quatre (04) puits, deux (02) sur l'axe de la future construction et de deux (02) autre sur des zones d'empruntes dont la profondeur varie entre 3 et 4 mètres et cinq (05) sondages pénétrométriques ou pénétromètre dynamique lourd tout autour du site et plusieurs fouilles dans un rayon de 3 Km tout au tour, et aussi des échantillons paraffinés, ont été prélevés lors des sondages aux fins d'analyses de laboratoire.

Ces essais nous permettent de donner :

- Une idée sur la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Une idée sur l'homogénéité du sol.
- L'estimation de la qualité des matériaux de construction disponible.
- Une idée sur le taux de perméabilité de la cuvette.

Les différents résultats de ces études sont présentés dans le tableau N°7

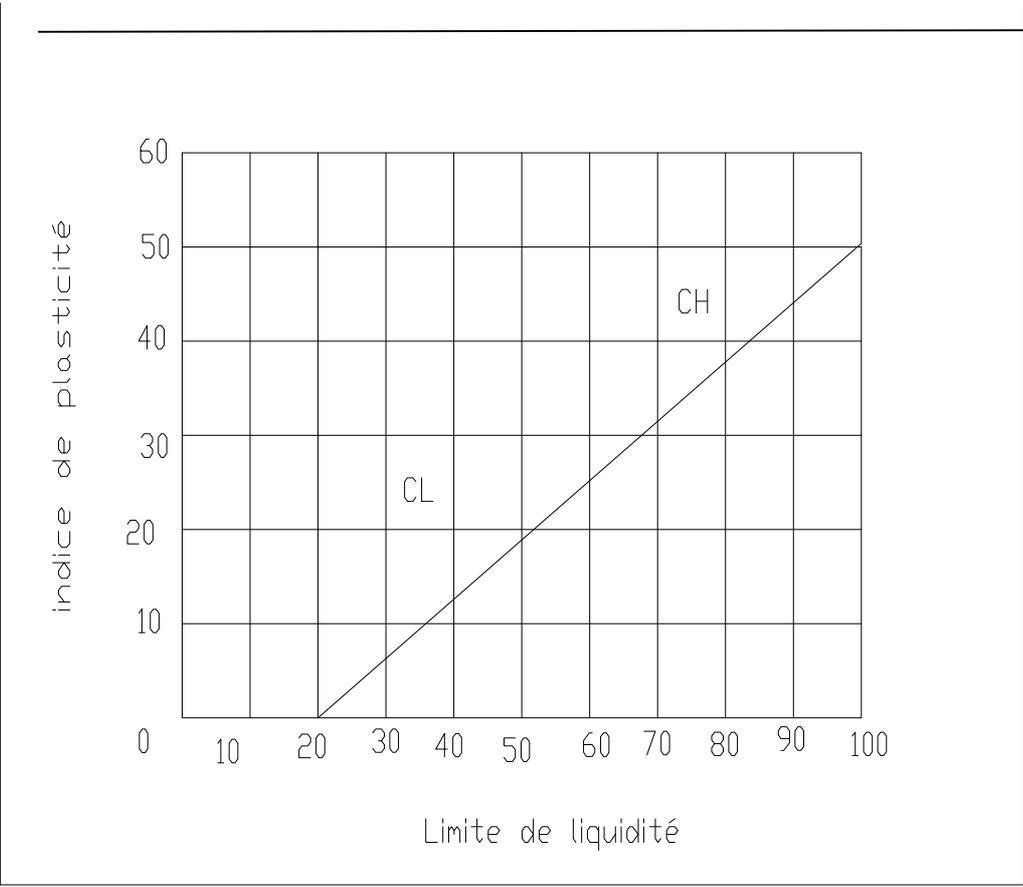
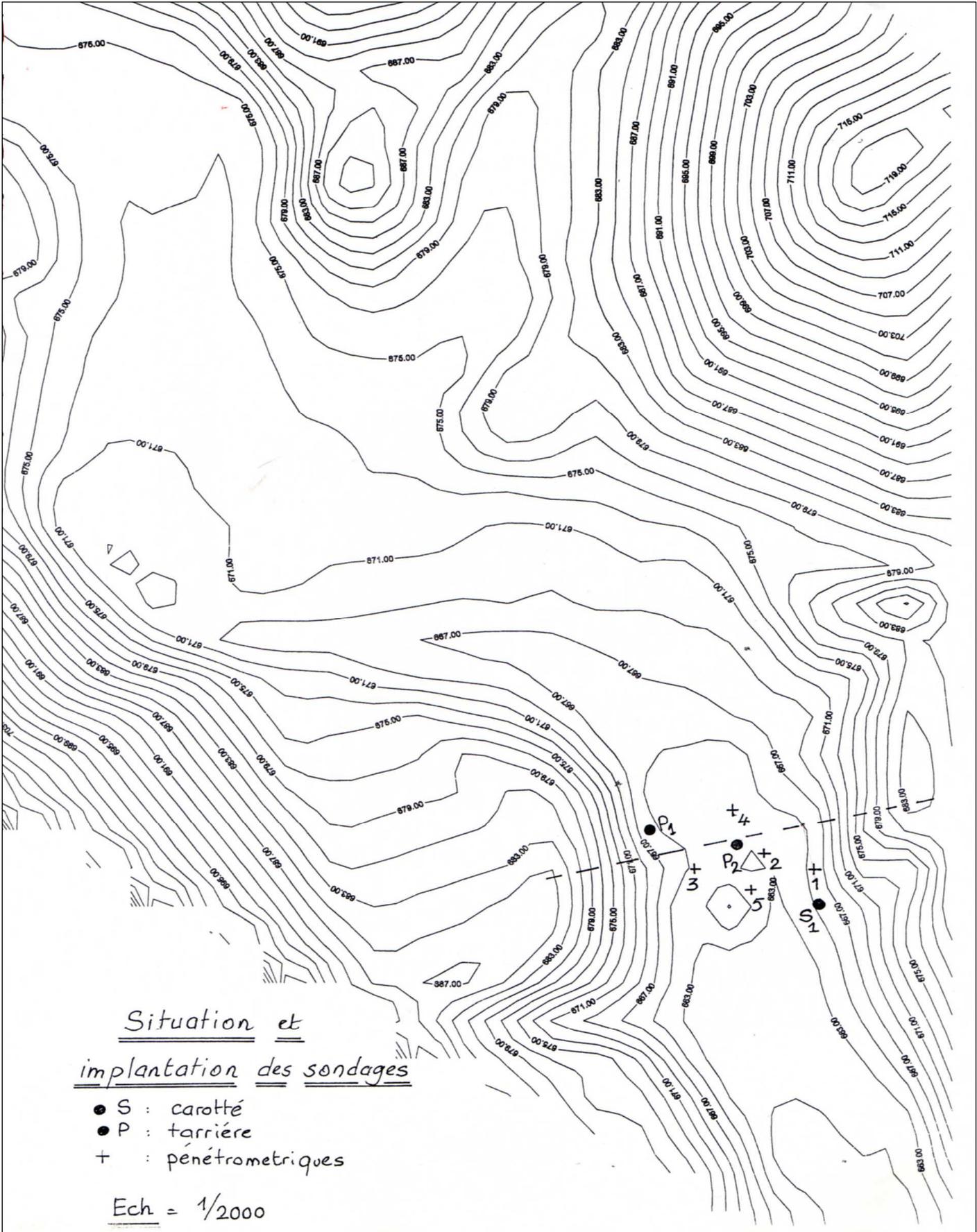


Figure : 04 -diagramme de plasticité



N° de sondages	profondeur (m)		Paramètres Naturels		paramètres d'identifications						Essais de		Essais		% de sulfates	perméabilité K cm/s		
					analyse		limites d'Atterberg				Cisaillement		Oedométrique					
					Granulométrique		<2mm	<0,08mm	WL %	WP %	IP %	IC	Cohésion c (bar)	Angle de frottement			Coef de compression	Coef de gonflement
A.	0	1	1,53	0,19	100	88	/	/	/	/	0,6	31	/	/	/	10 ⁻⁶		
S1	1	2,5	1,49	0,89	100	85	54,8	24,6	30,2	1,52	0,64	24	/	/	0,29			
S1	2,5	4	1,72	10	90	22	44,7	22,4	22,3	1,56	0,99	18	/	/	/			
S1	1	4,5			100	81	/	/	/	/	/	/	/	/	/			
S1	4,5	5	1,33	15,3	100	85	/	/	/	/	/	/	0,29	0,028	/			
S1	5	7	1,61	15	99	68	38,7	18,9	19,8	1,2	0,75	15	0,13	0,027	/			
P1	0	1	1,46	5,4	82	36	39,7	23,3	16,1	2,09	0,66	24	0,13	0,019	/	10 ⁻⁷		
P2	0	1	1,4	11,9	82	10	/	/	/	/	/	/	/	/	/			
P3	0	1	1,38	2,2	94	82	42,9	22,2	20,7	1,97	0,57	34	/	/	0,37			
P4	0	1	1,8	6,1	99	67	39,8	21,9	17,9	1,88	0,56	33	0,15	0,019	0,25	10 ⁻⁷		

I.6. Caractéristiques principales de l'aménagement

Le barrage de Tamellahet est destiné à protéger l'agglomération de Lardjem, située à environ 1km à l'aval .d'une capacité totale d'emmagasinement d'un Million de m³ pour une hauteur de digue proche de 20m. Le corps de la digue représente un volume de terre de près de 150 000 m³.

Notre aménagement est en cours de réalisation (presque les 80% des travaux sont déjà réalisés), un ensemble d'ouvrages (l'évacuateur de crue, la prise d'eau, la vidange de fond, la digue ...), chacun à sa conception.

Les figures et les photos montrent les différents ouvrages constituant l'aménagement.

.4.1. Retenue

C'est un réservoir destiné à stocker de l'eau, d'une capacité de 1 Mm^3 et une superficie de 37.81 km^2 . L'apport moyen annuel estimé est de 3.70 hm^3 dont 300.000 m^3 est un apport solide avec un débit de crue fréquentiel de $252.57 \text{ m}^3/\text{s}$ par (la formule de Sokolovsky) le point le plus bas du cours d'eau représente la côte du fond de lit (CFL) et est égale à 661.5 NGA au dessus de la mer.

La côte du volume mort (CVM) est égale à 671.0 NGA ; la côte du niveau normale de la retenue (CRN) est égale à 678.00 NGA . la côte de des plus hautes eaux (PHE) est de 680.00 NGA .



Photo I.1. La retenue en construction



Photo I.2. La retenue

I.6.2. Digue

La digue du barrage de Tamellahet est un remblai en terre homogène avec un noyau centrale de 124000 M³ d'argile compactée à 95 %, et un batardeau. La digue est caractérisée par une hauteur hors sol de 20m, une largeur en crête de 6m une longueur en crête de 370m, le fruit du parement amont $m_1=2$, celui du parement aval $m_2=3$; la côte du volume mort (NVM) est égale à 671m, et le niveau des plus hautes eaux (PHE) est égale à 680m.

La digue a une fondation plus ou moins perméable et la protection en aval en pierre mais la protection en amont est en rip rap.



Photo I.3. La digue en construction.

I.6.3. Ouvrages annexes

a) Évacuateur de crue

L'évacuateur est de type latéral à entonnoisement frontale et seuil libre implanté dans la rive droite, il est constitué d'un tranchée de 12m de largeur et avec un canal d'approche après un seuil déversant frontal et un coursier de largeur 12m et de pente de 20%, suivant deux chambre d'amortissement le premier sa forme d'un cône sa largeur varie entre 12 et 24m, la deuxième à une largeur de 12m, il terminera avec une risberme.

Le taux des matières de constructions sont :

Le béton armé : 6850 m³, Gabion : 95 m³, Enrochement : 160 m³



Photo I.4. Évacuateur de crue au cours de réalisation.

b) Prise d'eau

Une prise d'eau verticale est immergée de 10m de hauteur est implantée dans la rive gauche (voir figure 1.5) ; elle comporte deux grilles, une grille métallique cubique supérieur de (1.05 * 0.9) m, et l'autre grille métallique frontale a l'extérieure de 7m, la prises gérées par des conduites en acier de diamètre 800mm une pour vidange et l'autre pour la dérivation provisoire avec un bouchon de fermeture. La prises a un niveau varie de 661NGA à 671NGA, elle évacue un débit de 4.392m³/s.



Photo I.5. La prise d'eau

C) la vidange de fond :

La vidange de fond est projetée dans le corps du barrage, de forme tubulaire est composé de deux conduites métalliques, d'une tête d'entrée et d'un puits régulateur avec un déflecteur, les conduites en acier de 140ml de longueur, pour la protection des conduites, on pose la conduite sur une fondation en béton.



Photo 1.6. La vidange de fond

Notre retenue ne comporte pas des galeries mais elle a :

- Un prisme de drainage avec un tapis filtre horizontale de (1.2*10) m pour le passage les eaux filtrante.
- une parafouille (dent d'encrage) de 3m de largeur pour la stabilité de la digue.
- butée en enrochement.

B)-Drainage du corps du barrage :

Puisqu'on trouve sur le site les sols sableux-pierreux et graveleux, on prévoit le drainage combiné drain-tapis et drains-prisme.

Au point de contact de drainage avec le corps du barrage drainé et la fondation est prévu le filtre inversé bicouche, ce filtre est composé de sable, gravier, cailloux et pierres.

1)-Butée du rip-rap :

Est prévue dans la partie amont du barrage, la crête du barrage se couvre d'une couche de gravier et galet de 20cm préparés à partir de pierres tout venant d'une épaisseur de 20cm.

2)-Clé d'étanchéité :

Dans le but d'éloignement de L'infiltration sur le contact du corps barrage et du noyau la fondation, une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau est constituée des matériaux identique a celui du noyau.la hauteur de cette clé d'étanchéité a partir du terrain naturel est de 2.0m .cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à une hauteur égale à la hauteur de décapage soit (0.3 à 0.5) m .

Conclusion

Notre futur barrage a été réalisé en se basant sur des études incomplètes, d'où on a remarqué une insuffisance dans la banque des données concernant la géologie et la géotechnique. Ce qui a amené à faire des précautions contre le phénomène de glissement

Cependant à l'urgence de la situation commande d'exécuter les études de terrain bien détailler surtout sur les rives après les dégâts ou il y a eu le glissement sur chantier.

II .1-Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter et étudier d'une façon générale les phénomènes de glissement et d'érosion et citer quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains dans le monde, et aussi ce chapitre à pour but d'envisager les types de glissements de terrain connus, leurs intensités, leurs effets dommageables possibles et les informations préliminaires nécessaires pour sélectionner les différentes zones qui portent un risque de glissement de terrain.

II.1.1 Définition de glissement et d'érosion

Un **glissement de terrain** est un phénomène géologique où une masse de terre descend une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie.

Il existe deux types principaux d'érosion :

- l'**érosion mécanique** (ou **physique**), lorsque les roches se brisent en fines particules (**désagrégation mécanique**) ; ces débris sont ensuite lentement enlevés et déplacés (par le vent ou par l'eau) ;
- l'**érosion chimique**, avec la dissolution des roches par l'**eau** (eaux de pluie qui s'infiltrent dans le sous-sol, action chimique des vagues, etc.).

II.1.2 Facteurs qui affectent la stabilité des versants :

II.3.1 Les facteurs géométriques :

Les facteurs géométriques ont une influence sur la stabilité des talus, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus.

- La dénivellation et l'inclinaison

II.3.2 Les facteurs géologiques :

Les principaux facteurs géologiques qui affectent la stabilité des talus sont :

- la nature des matériaux formant le talus.
- la discontinuité dans la formation des couches, le pendage des couches et la direction du pendage.
- les fissurations des substratums qui sont dues aux mouvements des plaques tectoniques.

II.3.3 Les facteurs climatiques :

Les principaux facteurs climatiques sont :

- L'altération qui est due aux changements climatiques brusques. La température élevée, la pluie, le vent...etc.
- L'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau.
- Accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.
- L'intensité des orages. Prenant l'exemple des eaux de pluie qui vont s'infiltrer dans le sol engendreront l'augmentation du niveau de la nappe. L'augmentation du niveau de la nappe induira une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol qui provoquera le glissement de terrain.

II.3.4 Les actions mécaniques:

- Surcharge de pente ou de crête.
- Fouilles et affouillements de pied.
- Déboisement du site

Séisme, et plus généralement, vibration.

On citer quelque exemple dans le monde et ses effets

II .1.3 Quelques cas pathologiques observés :

II – 1 – 2 En Algérie :

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Bedjaia et des Abattoirs à Ténès (Chlef).

❖ Le 1^{er} cas : Bedjaia

Comme le montre la photo2.1, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bedjaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grés.



Photo 2.1 : Fissures longitudinales dans la routé affecté par le glissement

La figure (II-1) présente un schéma global du glissement survenu à Bedjaia où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissées sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grès altérés.

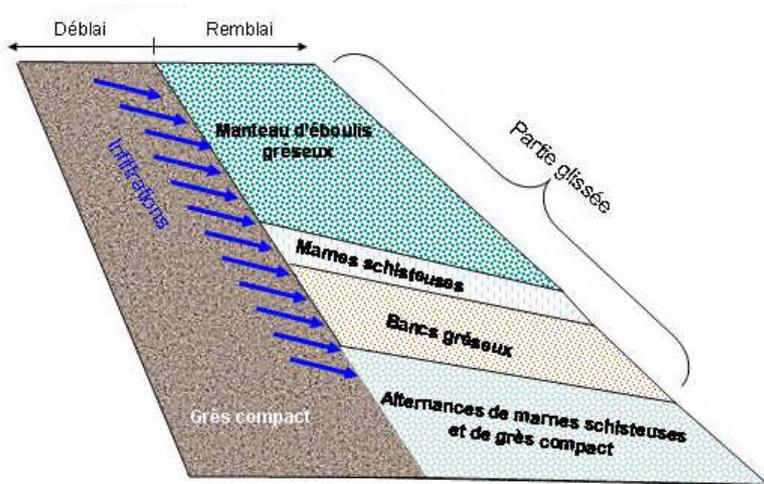


Figure (II-1) : Cinématique du glissement

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale (voir photo 2.2).



Photo 2.2 : Construction de l'ouvrage par couches

Les géosynthétiques de renforcement et de drainage ont été utilisés avec succès pour traiter le glissement et reconstruire la chaussée.

II – 1 - 3 – En Europe :

❖ Le 1^{er} cas : La Clapiere (France)

On cite le glissement de terrain survenu au Sud de la France dans une région dénommée la Clapiers en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour et à seulement 50 kilomètres de Nice. Dont la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement (voir photos N° 8).dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.

La photo 2.3 présente une série photographique des années (1976), (1984), (1987), (1992), (1997) et (2002) ci-dessous, montrent l'évolution des différentes instabilités du site de la région concernée.

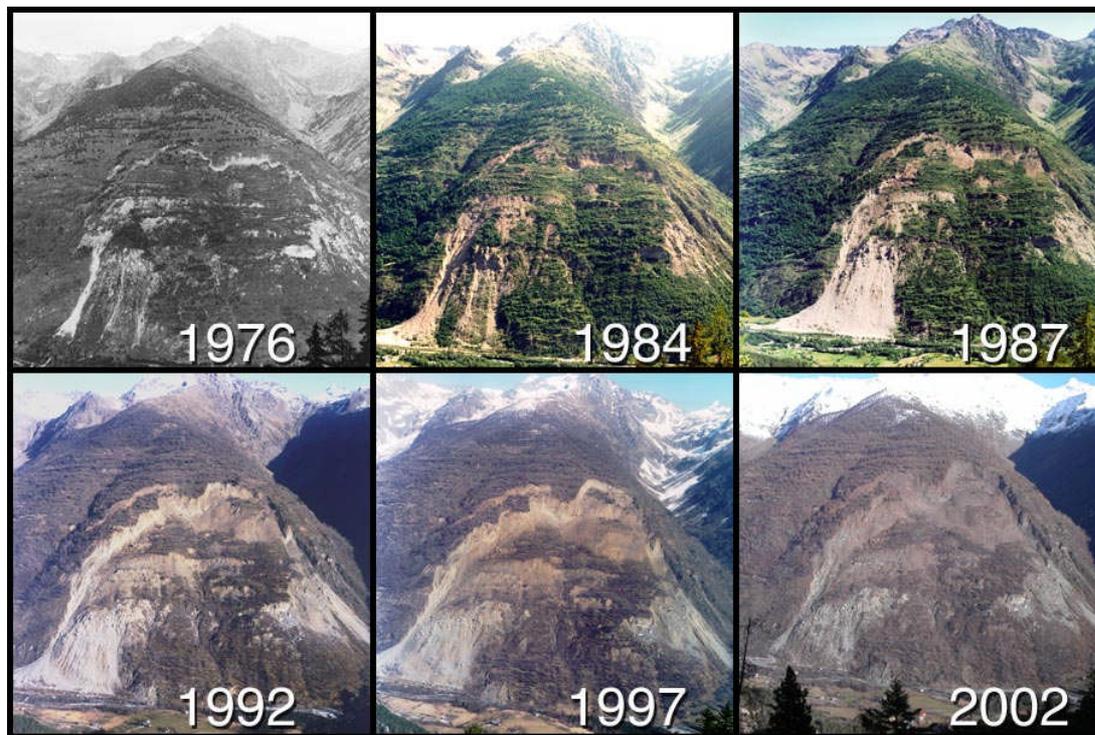


Photo 2.3 : les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers

❖ **Le 2^{ème} cas : Ruine de Séchilienne en Isère (France) :**

Ce cas concerne un glissement de terrain survenu à l'Ouest de la France, plus exactement dans une région appelée Ruines de Séchilienne comme le montre la photo 2.4 ci-après.

Le risque d'éboulement des Ruines de Séchilienne, dans l'Isère, est connu de longue date et suivi avec une attention particulière de l'Etat depuis 1985. Il affecte le versant sud du Mont Sec, en rive droite de la Romanche à une quinzaine de kilomètres en amont de Grenoble.

L'éboulement est susceptible de couper la Route Nationale 91, située en fond de vallée, et surtout de barrer la vallée sur une hauteur importante.



Photo 2.4 : L'éboulement des Ruines de Séchilienne

II – 1 - 4 – En Asie:

❖ Le 1^{er} cas : l'Indonésie

La photo 2.5 ci-dessous montre un cas pathologique très concret de catastrophes survenues lors d'un glissement de terrain en Indonésie (île de Java).

Au moins 30 personnes sont mortes dans un glissement de terrain provoqué par de fortes pluies. Quelques maisons ont été recouvertes par une coulée de boue, alors que des résidants se trouvaient à l'intérieur. Les glissements de terrain sont fréquents en Indonésie à ce temps-ci de l'année (Hiver). Plus de 150 Indonésiens sont décédés, début janvier, dans des glissements de terrain sur l'île de Java.



Photo 2.5 : Une coulée de boue a frappé le nord de l'Indonésie

II.2-les différents types de glissement :

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

II.2.1. Pentes naturelles

De façon simplifiée, quatre familles peuvent être distinguées :

- glissement,
- écroulements,
- fluages et solifluxions,
- Coulées boueuses.

II-2-1-1.Le glissement

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles et provoquent le déplacement d'une masse de terrain le long d'une surface de rupture. On observe en général la formation d'une « marche d'escalier » à l'amont (couronne de glissement) et d'un bourrelet de pied à l'aval.

Le volume et la vitesse de rupture sont très variables, la rupture est précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale.

Pluie, fonte de neige, érosion, variations de cote d'un plan d'eau, travaux de terrassements, secousse sismique sont les causes principales de glissement.

Suivant la forme de surface de rupture on distingue :

Glissement plan :

La surface de glissement est plane. Il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance, une couche mince, dite couche de savon.

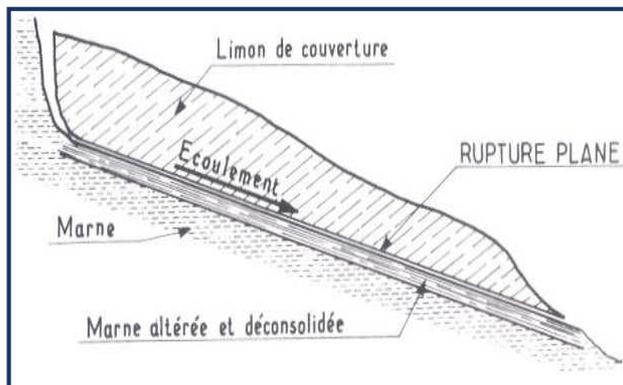


Fig. II.1.a. Croquis d'un glissement plan

Fig. II.1.b .Glissement plan

Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme approximativement cylindrique ; il est caractérisé par :

- Des fissures de traction en tête
- Un escarpement correspondant à l'amont de surface de glissement
- Un bourrelet formé par des matériaux glissés, à la base.

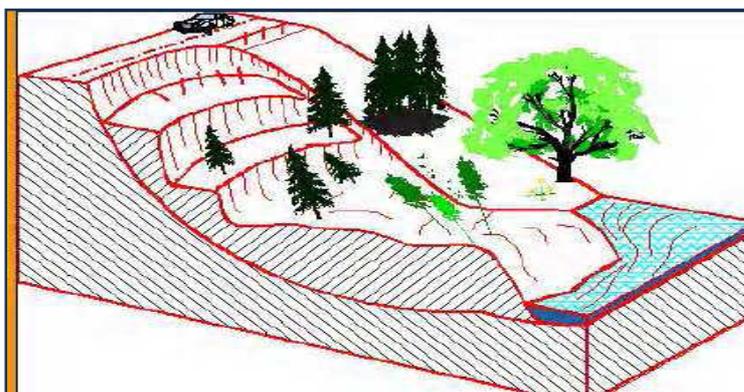


Fig. II.2.a. Croquis d'un glissement rotationnel

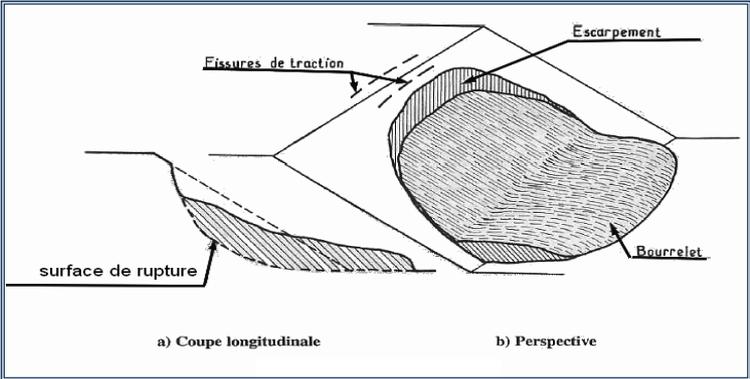


Fig. II.2.b. Glissement rotationnel

Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans autres ; dues à des glissements en chaîne.

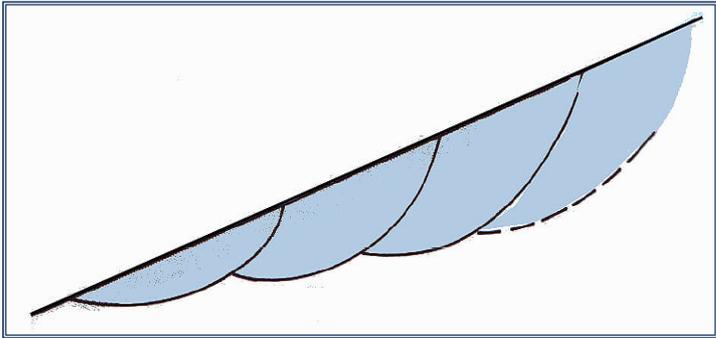


Fig. II.3. Glissements successifs emboîtés.

un glissement rotationnel à de forte chance de se développer par reprise de la rotation sur la même surface de glissement, et souvent par apparition de surfaces de rupture nouvelles, plus profondes et plus ou moins emboîtées avec la première, (figure II.3). L'aggravation peut également prendre les formes analysées.

II-2-1-2. Les écroulements et les éboulements :

Les éboulements au sens large (phénomènes de chute) sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air.

Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories : chutes de pierres et de blocs, éboulements (au sens strict) et écroulements. En général, on peut les subdiviser en trois domaines : la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt.

a- Chutes de pierres et de blocs :

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc : $\emptyset > 50\text{cm}$).

Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche.



Photo 2.6 : Chutes de pierres et de blocs.

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s. Dans la description des mouvements d'une pierre ou d'un bloc, il convient de distinguer entre les phases de rebond et de roulement.

Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres.

b- Eboulement :

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

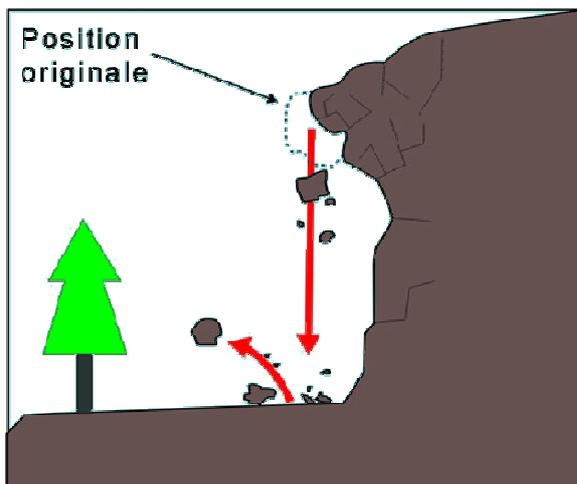


Figure (II-2) : Un Eboulement.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. En comparaison avec le phénomène d'éroulement, les interactions entre les éléments de roche formant l'éboulement et l'énergie mise en œuvre sont relativement limitées. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s.



Figure (II-3) : Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs

c- Eroulement :

Lors d'un éroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'éroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse éroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues ; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.



Photo 2.7 : Un écroulement

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

Tableau (II-1) : Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	
volume	100 – 100000m ³
vitesse	10 – 40m/s
Ecroulement	
volume	> 1 mio.m ³
vitesse	> 40m/s

II - 2 – 1 – 3 - Solifluxion, coulées boueuses et glissements coulées :

D'une manière générale, la solifluxion et les coulées de boue désignent tous les mouvements de sols ou formations superficielles, en relation directe avec le franchissement des limites de liquidité.

Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou à granulométrie très fine, (argilite normalement consolidée à surconsolidée, marnes, schiste argileux, flysch argileux...) fissurées et saturées à plasticité moyenne.



Photo 2.8 : Une coulée boueuse.

Etant donné le caractère très particulier des formations argileuses (présence d'argiles gonflantes, forte sensibilité des caractéristiques mécaniques aux conditions hydriques, ...), les processus d'altération mécanique et chimique prennent une importance considérable dans les processus de déclenchement des coulées boueuses. Les conditions climatiques, les apports d'eau superficiels et les nappes souterraines jouent un rôle important.

Sur le terrain, et d'un point de vue morphologique, les mouvements de solifluxion, ou d'anciennes coulées encore actives peuvent se repérer de plusieurs manières : traces de mouvements, présence de bourrelets, présence de petites marches d'escaliers, mais aussi grâce à la courbure des troncs des arbres présents.

II – 2 – 1 – 4 – Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des Vitesses faibles.

Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

La figure ci-après (figure II - 4) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

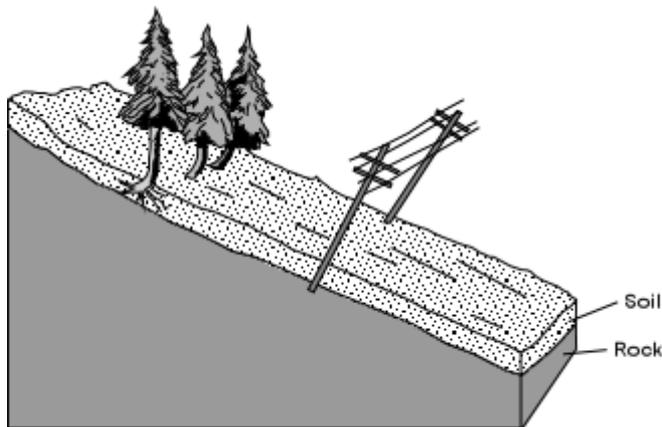


Figure (II – 4) : le phénomène de fluage.

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- la déformation Volumique ;
- la déformation de cisaillement.

Ce phénomène peut conduire à la formation d'une retenue sur un cours d'eau, puis entraîner des débâcles (Laves torrentielles) qui mettent en danger les zones situées en aval.

Tableau (II-2) : Classification selon la profondeur de la surface de glissement

(En m sous la surface du sol).

Glissement	Surface de glissement
Superficial	0 – 2m
semi profound	2 – 10m
Profound	>10m

II.3. Méthodes de calcule de la stabilité des pentes.

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture, consiste à supposée que cette masse et monolithique.

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol et la pente sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisamment résistant supérieure à la force tend à provoquer une pente à l'échec.

II – 3-1- Le principe d'équilibre limite :

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

II -3-1-1- Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité, F_s , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{II-1})$$

Où :

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol ;

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

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (II-1) peut être exprimée comme :

$$(\text{II-2}) \quad \tau = \frac{t}{F_s}$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (II-1) est écrite comme :

$$(\text{II-3}) \quad \tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F_s}$$

Ou :

$$(\text{II-4}) \quad \tau = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s}$$

Où c et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes Ailleurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (II-4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{F_s} \quad (\text{II-5})$$

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

II – 4 - Glissement plan :

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

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' dans la figure (II-1).

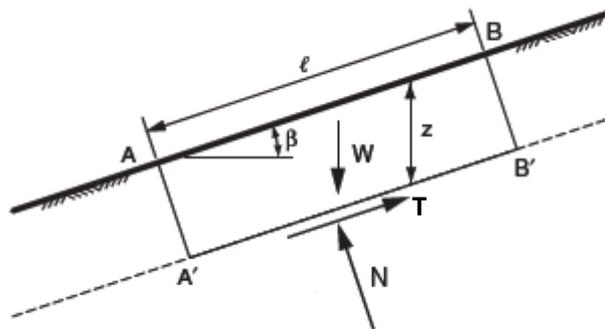


Figure (II-5) : pente infinie de surface de rupture plane

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (II-5). 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 l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T, et la force normale, N, sur le plan :

$$T = W \sin \beta \text{ Et } N = W \cos \beta \quad (\text{II-6})$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure (II-1), le poids est exprimé en :

$$W = \gamma.l.z.\cos \beta \quad (\text{II-7})$$

Où γ est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesuré parallèlement à la pente, et Z la profondeur Verticale au plan de cisaillement. En substituant (II-7) dans (II-6) donne :

$$T = \gamma.l.z.\cos \beta.\sin \beta \quad (\text{II-8})$$

Et :

$$N = \gamma.l.z.\cos^2 \beta \quad (\text{II-9})$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (II-8) et (II-9) par la surface du plan (l .1), pour obtenir :

$$\tau = \gamma.z.\cos \beta.\sin \beta \quad (\text{II-10})$$

Et :

$$\sigma = \gamma.z.\cos^2 \beta \quad (\text{II-11})$$

En substituant ces expressions dans l'équation (II-3) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (\text{II-12})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (\text{II-13})$$

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

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (\text{II-14})$$

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

II- 5 - Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

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

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

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la Vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

II – 5 – 1 - Méthodes de l'équilibre des moments :

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

II – 5 – 1 – 1 - La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire :

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

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustré dan la figure (II-2), le moment moteur peut être exprimée comme :

$$M = \sum W_i . a_i \quad (II-15)$$

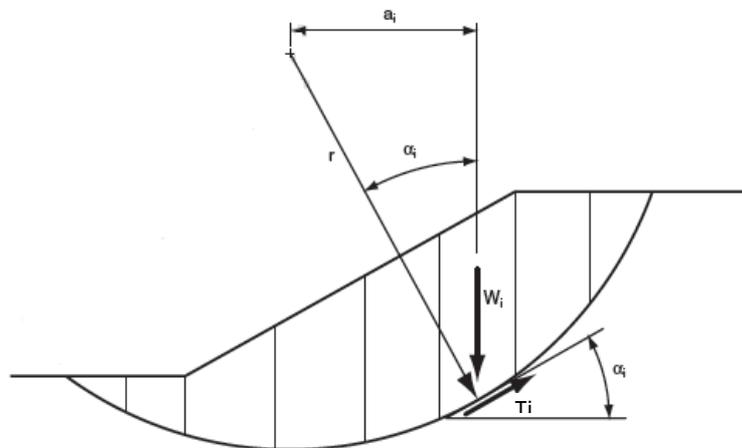


Figure (II-6) : La masse du talus découpé en tranches

Où W_i est le poids de la $i^{\text{ème}}$ tranche et a_i est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montre la figure (II-2), sont positives ; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables.

Le bras de levier a_i dans l'équation (II-15) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure (II-2), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i (II-2). Ainsi, le bras de levier est exprimée par :

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{II-16})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (II-15) devient :

$$M = r \sum W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{II-17})$$

Le rayon dans l'équation (II-18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

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

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{II-18})$$

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

$$M_r = r \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{II-19})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (II-2) à donner

$$M_r = r \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{II-20})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (II-20)] Et le moment moteur [Eq. (II-18)] Et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{II-21})$$

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

$$T_i = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{II-22})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (II-21), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-23})$$

L'équation (II-2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si ϕ est égale à zéro, l'équation (II-2) devient

$$F_s = \frac{\sum c \cdot \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-24})$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité [Eq. (II-2)] Exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

II – 5 – 1 – 2 - La méthode de Fellenius :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire :

$$F_s = \frac{\sum (c\Delta l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (II-25)$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (II-3) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (II-26)$$

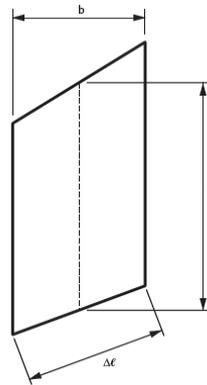
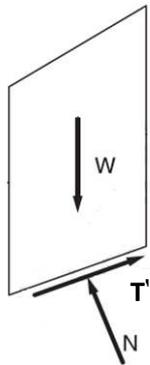


Figure (II-7) : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius

Figure (II-8) : les dimensions d'une tranche

Et la contrainte normale peut être exprimée par :

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{II-27})$$

Remplaçant σ par ça valeur dans l'équation (II-23), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \Delta l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-28})$$

Pour une contraint total effective :

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-29})$$

La contraint normale effective peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} - u \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{II-30})$$

Alors la relation (II-29) devient :

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II-30})$$

Et on à :

$$b = \Delta l \cdot \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{II-30})$$

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

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-31})$$

II – 5 – 1 – 3 - Méthode de Bishop (1955) :

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

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

- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure (II-5) ci-après.

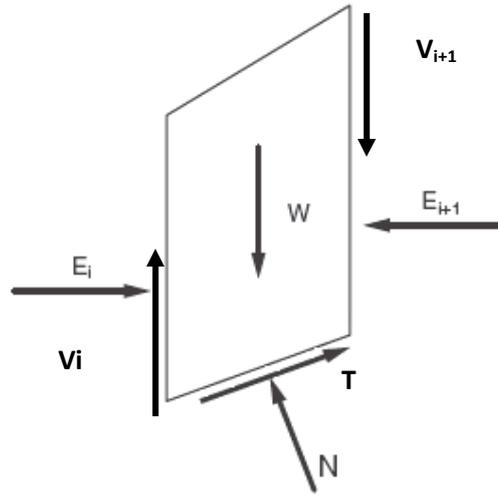


Figure (II-9) : Représentation des forces inter-tranches sur une tranche

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (\text{II-32})$$

D'où (II-4) et (II-32)

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_s} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \cdot \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (\text{IV - 33})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{IV - 34})$$

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

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{tg} \varphi_i}{F_s} \right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{IV - 35})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV} - 36)$$

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

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{IV} - 37)$$

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

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

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

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (\text{II-38})$$

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

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{II-39})$$

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

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

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

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (\text{II-40})$$

II – 5 – 1 – 4 - La méthode de Bishop simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure (II-6) et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N \cdot \cos \alpha + T \sin \alpha - W = 0 \quad (\text{II-41})$$

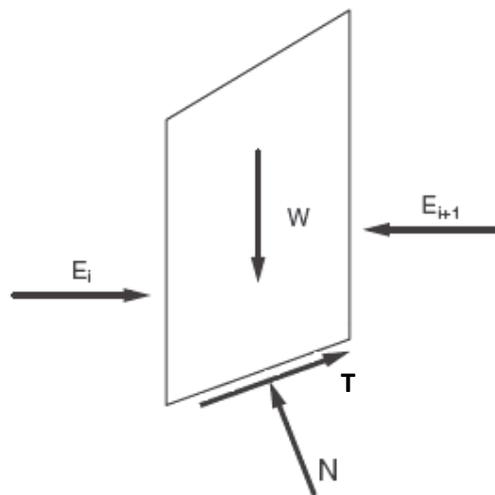


Figure (II-10) : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (II-41) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau \cdot \Delta l \quad (\text{II-42})$$

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

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta l + (N - u \cdot \Delta l) \tan \phi'] \quad (\text{II-43})$$

Combinant les équations (II-41) et (II-43) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - u \cdot \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F}\right]} \quad (\text{II-44})$$

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

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{II-45})$$

Combinant les équations (II-41) et (II-43), on les introduire dans l'équation d'équilibre (II-23), on peut écrire -après réarrangement des termes- :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{(\sin \alpha \cdot \tan \phi')}{F}\right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-46})$$

De l'équation (II-30) ; l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-47})$$

Avec:

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

II – 5 – 2 - Méthodes de l'équilibre des forces :

II – 5 – 2 – 1 - La méthode de Coin :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zones.

II – 5 – 3 - Méthodes de l'équilibre des moments et des forces :

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

Mais dans la plupart des cas la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faibles. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes.

II – 5 – 3 – 1 - La méthode de Janbu simplifiée :

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (voir figure II-7). La base de la force normale (N) est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par :

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan \phi') \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (\text{II-48})$$

Où:

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

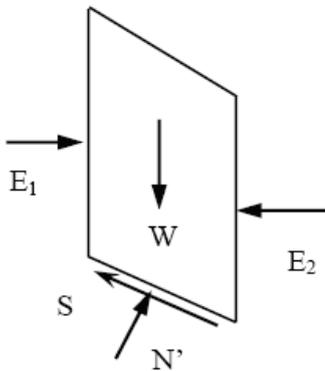


Figure (II-11) : Représentation des forces sur une tranche.

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

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

$$F_f = f_0 F_0 \quad (\text{II-49})$$

Où :

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

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

$P=W/b$ =contrainte totale verticale ;

b = largeur d'une tranche.

II – 5 – 3 – 2 - la méthode de Janbu généralisée :

La méthode généralisée de Janbu (Janbu 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches :

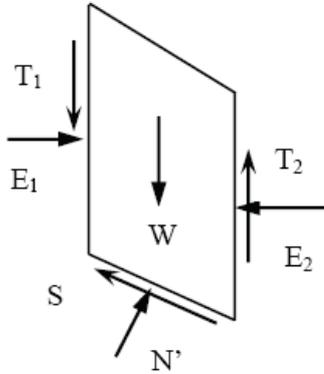


Figure (II-8) : La représentation des forces sur une tranche

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan \phi') \sec \alpha}{\sum (W - \{T_2 - T_1\}) \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{II-50})$$

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

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha \right\} \quad (\text{II-51})$$

II – 5 – 3 – 3 – La méthode de Spencer :

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

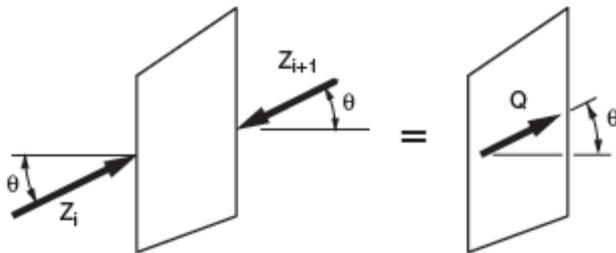


Figure (II-12) : Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces :

$$\sum Q_i = 0$$

ET:

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

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche (voir figure II-10).

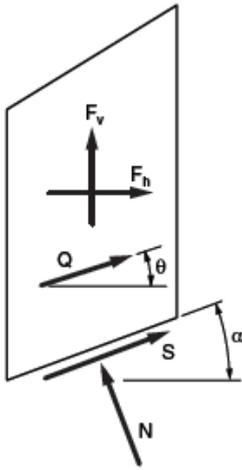


Figure (II-13) : représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.

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

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

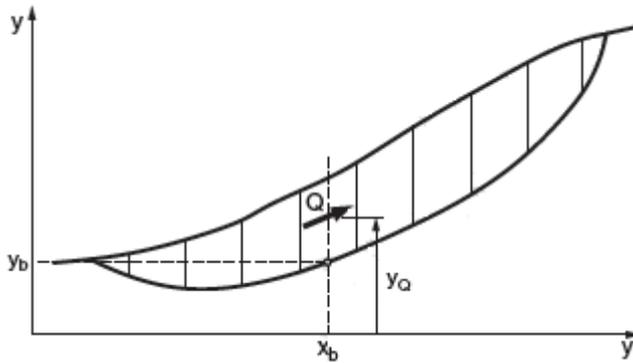


Figure (II-14) : les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

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

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \phi'}{F} \right]} \quad (\text{II-52})$$

II – 5 – 3 – 4 – La méthode de Morgenstern et Price :

La méthode de Morgenstern et Price aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$) comme : $T = f(x) \lambda E$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (II-12) :

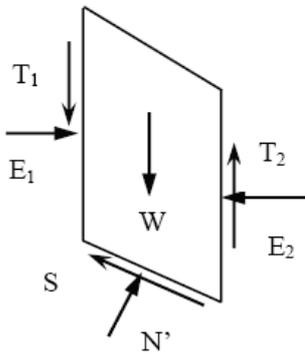


Figure (II-15) : représentation graphique des forces sur une tranche

Où :

$f(x)$: Fonction des forces inter-tranchent qui varie continuellement le long de la surface de rupture,

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple un demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E , T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égal à F_m dans les équations (II-53) et (II-54).

$$Ff = \frac{\sum [c'l + (N - ul)\tan \phi'] \sec \alpha}{\sum \{W - (T_2 - T_1)\} \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{II-53})$$

ET

$$F_m = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II-54})$$

En générale cette méthode :

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

II – 5 – 3 – 4 – La méthode de Sarma :

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression :

$$T = c.h + E.tan \phi \quad (\text{II-55})$$

h : hauteur de la tranche,

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

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments.

II – 6 – Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite :

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et d'obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau (II-1) énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherché
Une pente infinie	<ul style="list-style-type: none"> • Etendue infinie ; • La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente. 	\sum Forces perpendiculaires à la pente. \sum Forces parallèles à la pente.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base.
Fellenius	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. 	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire ; • Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches). 	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement. \sum des forces dans le sens vertical.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	\sum Moments de n'importe quelle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x) E$. • La force normale (N) 	\sum Moments de n'importe quelle point sélectionné. \sum des forces dans le sens	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ).

<p>Morgenstern et Price</p>	<p>agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p>vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
<p>Sarma</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<p>\sum Moments de n'importe quelle point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

II – 7 - Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte :

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, ϕ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{cd}, ϕ_{cd}) ou (C', ϕ').

II – 8 – Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité :

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus d'intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur les éléments finis et la limite d'équilibre (EF et EL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciels ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus. Pour cela elles sont très utilisées dans la pratique.

II – 8 – 1 – Logiciel SLOPE/W :

Parmi les logiciels qui existent on a GEO-SLOPE

(SLOPE/W).version 5 .10

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans

Le tableau. II.4

Tableau. II.4. Données fournies et résultats livrés par le logiciel :

Données fournies à logiciel	Résultats livrés par logiciel
-Cohésion.	-Le facteur de sécurité.
-Angle de frottement.	-Les cercles de ruptures.
-Densité humide.	-Les sollicitations sur les tranches.
-Géométrie du talus.	-La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.
-La grille des centres de ruptures.	-La pression interstitielle le long du talus.
-La zone vulnérable du talus.	
-Le niveau de la nappe phréatique.	
-La méthode de calcul.	

SLOPE/W, développé par GEO-SLOPE International Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite discutés dans les sections précédentes, et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenu de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer le coefficient de sécurité on utilisant la méthode Ordinaire, Bishop, Janbu généralisée, Spencer, Morgenstern –Price, Sarma, Lowe Karafiath, et d'autres.

II – 8 – 2 – Logiciel SLIDE :

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, qui peut être appliquée pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

Conclusion

D'après les informations qu'on a conclue dans ce chapitre sur le glissement de Tamellahet donc, c'est un glissement circulaire profond (>10m), de type d'écroulement, Car le volume est supérieur de 1mio.m³ et la vitesse est environ de 50m/s il est concentré sur la rive gauche a cause des terrassements de sol qui à crée une nouvelle pente et la nature du sol composé d'éléments (argileux, marneux).

La présence d'écoulement d'eau, et la structure géologique provoque le glissement des couches argilo-marneuses et de schistosités.

Les dernières crues ont obstrués la vidange de fond, envasé la tour de prise d'eau et endommagé le batardeau.

Dans le chapitre suivant ont va calculer la stabilité de la rive à l'aide des différents formules



Photo 2.9 : glissement de la rive gauche du barrage de Tamellahet

1. INTRODUCTION :

Les travaux de notre barrage sont freinés par un glissement de terrain au droit de l'axe de la digue .par ailleurs, les dernières crues ont obstrué la vidange de fond, envasé la tour de prise d'eau et endommagé le batardeau, pour cela on fait des études supplémentaires pour traiter ce phénomène et protéger l'agglomération de Tamellahet

Aussi L'analyse de la stabilité ; objet de ce chapitre ; à pour but de déterminer les cercles de glissements les plus probables pour différentes sections du tronçon étudié.

Pour cela le tronçon a été décomposé en trois sections afin de balayer toute la surface du talus et déterminer les zones qui portent le risque de glissement.

III.1.1. LES ETUDES :

Du point de vue des études réalisées, ce site a été considéré de prime abord comme une retenue collinaire. Selon la typologie des ouvrages de mobilisation, cet ouvrage rentre dans la catégorie des barrages

III.1.1.1. LES CRITERES DE CHOIX DU SITE :

Les critères de sélection de site pour un aménagement hydraulique sont, à première vue, très peu favorable, en effet :

-le bassin versant est peu boisé et fortement érodé ;

-la géologie prédominante est constituée de matériaux meubles ;

- ❖ Au droit de l'axe de la digue, les pentes sont fortes ; des thalwegs, de surcroit aménagés en diguettes rustiques pour la rétention de l'érosion sont apparents et les arbres fortement inclinés.
- ❖ De nombreuses sources dont certaines sont captées par les riverains (hydrogéologie) sont actives.
- ❖ Et les sapements des berges de l'oued Tamellahet sont importants.

Tout ces éléments concourent à donner une parfaite image de terrains instables, glissement, affaissements, sapements, transports et dépôts sédimentaires, etc....).

III.1.1.2. HYDROLOGIE :

Nous pensons que ce sont des résultats de l'étude hydrologique (apports liquides de plus de 3 Million de m³) qui ont fait prendre conscience de l'envergure de ce site. Cette étude reste malgré tout incomplète, les éléments suivants sont manquants :

- ✚ Les courbes Hauteurs –capacités-surfaces de la cuvette ;
- ✚ Le laminage de crue ;
- ✚ L'étude de régularisation.

III.1.1.3. GEOLOGIE –GEOTECHNIQUE

En effet, au niveau de la digue ou à sa proximité, seul un sondage a été exécuté à une profondeur de 7 m, deux puits à 3 et 4 m de profondeur ainsi que 5 pénétromètres. Les résultats de la prospection géophysique permettent ainsi de préciser la consistance, le type et la localisation du programme géotechnique.

Dans ce cadre là, des pénétromètres dynamiques au droit des fissures sont recommandés, ils seront implantés aux coordonnées suivantes :

Tableau 1 : coordonnées des pénétromètres dynamiques à réaliser.

N°	X	Y	NGA	Profondeur Maximale m	Programme
P01R28	377329.936	3963751.374	688.207	10	Pénétromètre dynamique

N°	X	Y	NGA	Profondeur Maximale m	programme
P02R11	377326.264	3963785.927	682.426	10	Pénétromètre dynamique
P02R24	377329.212	3963761.439	684.295		Pénétromètre dynamique

Cette étude a permis de justifier le quantitatif et emplacement du programme géotechnique par la méthode des résistances de pointes à déterminer par des essais de pénétromètre dynamique, dont l'objectif est de déterminer la profondeur de la fissuration. Il est évident que les terrains fissurés vont présenter des résistances de pointes plus élevées.

Les essais au pénétromètre dynamique au droit des failles détectées pour la géophysique serviront à préciser la profondeur de la fissuration par l'évaluation de la résistance de pointes.

Par ailleurs, l'orientation des solutions d'aménagement vers l'injection de coulis, pour stabiliser la plate-forme de l'évacuateur de crue, nécessite des travaux géotechniques complémentaires, à savoir

Réaliser des essais de perméabilité (Lugeon et Lefranc) dans l'aire ou la géophysique a détecté le système de fissures.

III.1.1.4. HYDROTECHNIQUE :

Les plans des ouvrages sont exécutés dans les règles de l'art. Cependant la note de calculs est inexistante.

Cette note est nécessaire notamment pour vérifier le dimensionnement de la vidange de fond, qui semble à notre sens sous dimensionnée.

Ce glissement de terrain observé, de type circulaire, est caractérisé par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se sont produit des déplacements.

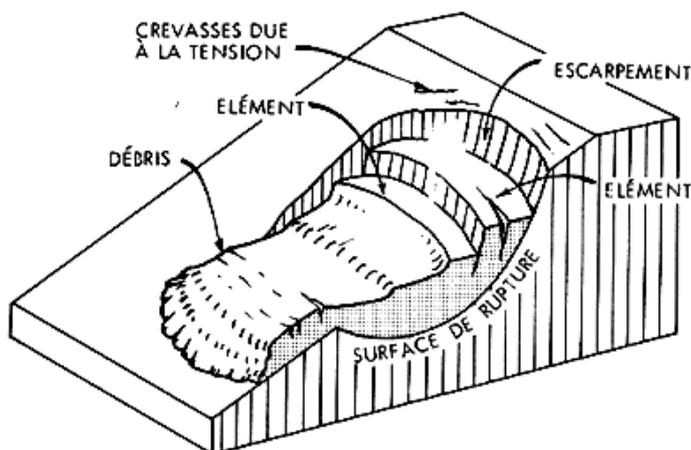
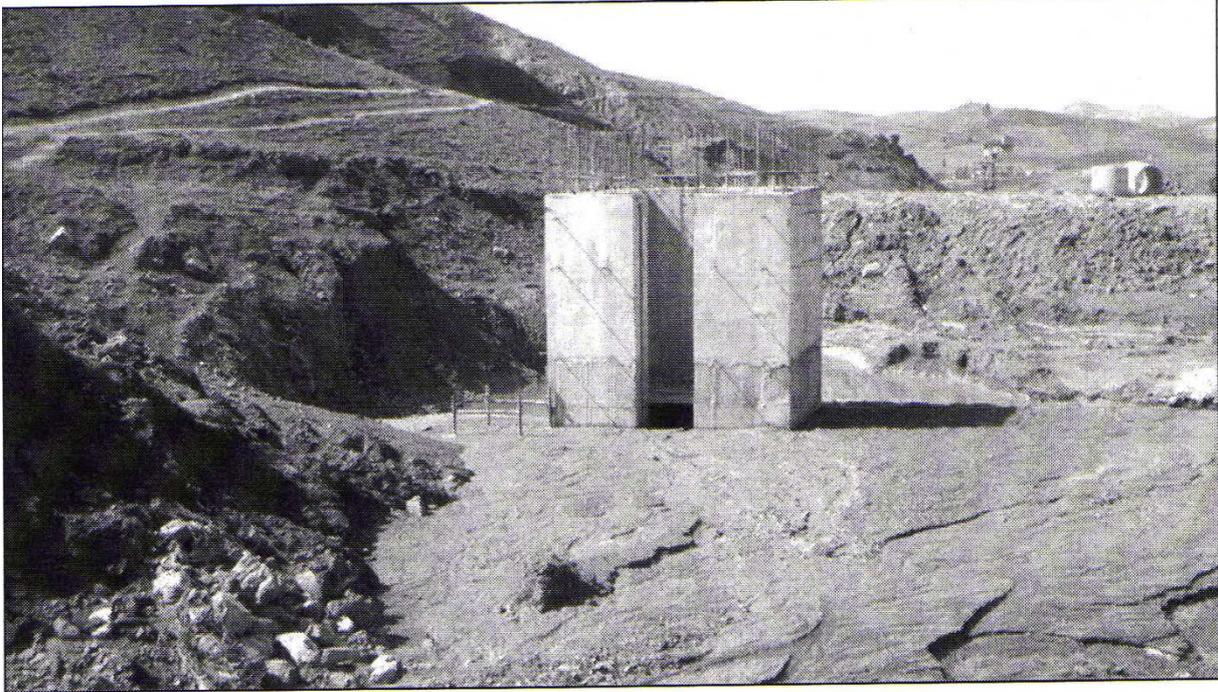


Figure 1 : représentation schématique du mouvement de terrain observé.

Les transports solides et dépôts sédimentaires ayant déjà envasé la tourde prise sur une épaisseur de 2 m environ et obstrué la vidange de fond.



Photographie 1: Tour de prise d'eau semi envasée.

III.1.2.1. LES ASPECTS GEOLOGIQUES :

La succession litho stratigraphique de la région s'établit comme suit :

III.1.2.1.1. MEZOZOIQUE :

Trias : constitué de gypse, dolomie, calcaire. D'importants dépôts de gypse affleurent aux environs des communes de Lardjem et de Tamellaht

Jurassique : affleure sur le massif de l'Ouarsenis, se sont les calcaires massifs au

Crétacé : les affleurements attribués au crétacé sont largement développés sur le territoire de la région, se sont des schistes argileux, des marnes, des argiles et des grés.

III.1.2.1.2. TERTIAIRE :

Paléocène : marne à intercalations carbonatées

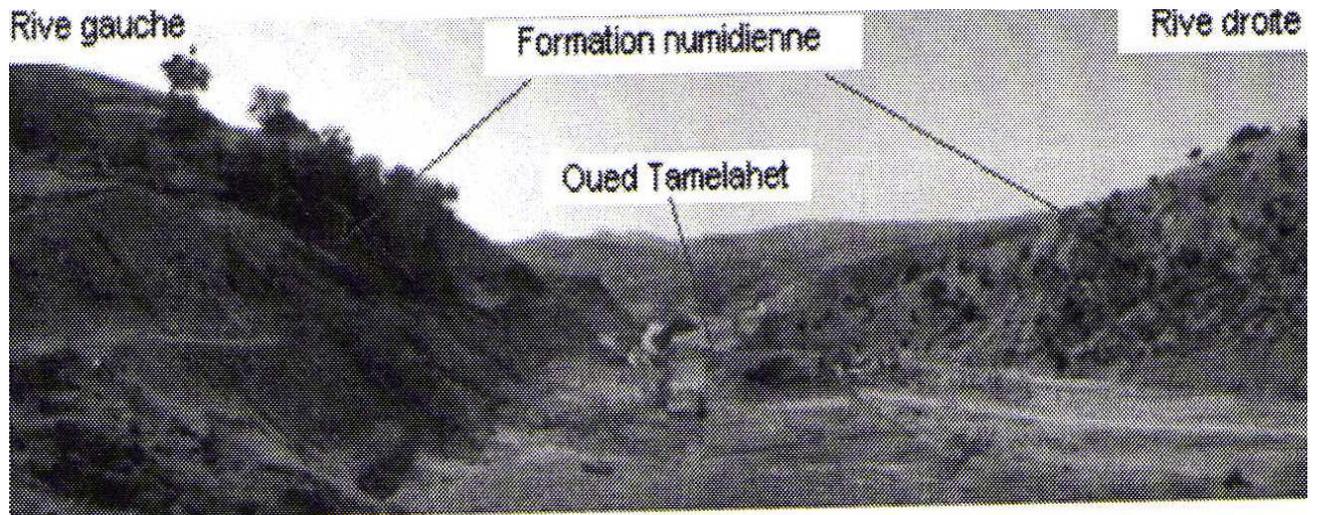
Miocène : argiles, marne, grés et conglomérats

III.1.2.2. GEOLOGIE DU SITE DU BARRAGE :

L'oued Tamellaht a creusé son lit dans des formations du Numidien daté de l'Oligocène, ce sont des marnes grises schisteuses dans les quelles on rencontre des niveaux carbonatés.

Du point de vue structural, c'est un synclinal qui s'étend du djebel Bameur au sud à l'oued Tamellahet au nord.

Les rives droite et gauche de l'oued appartiennent à la même formation géologique.

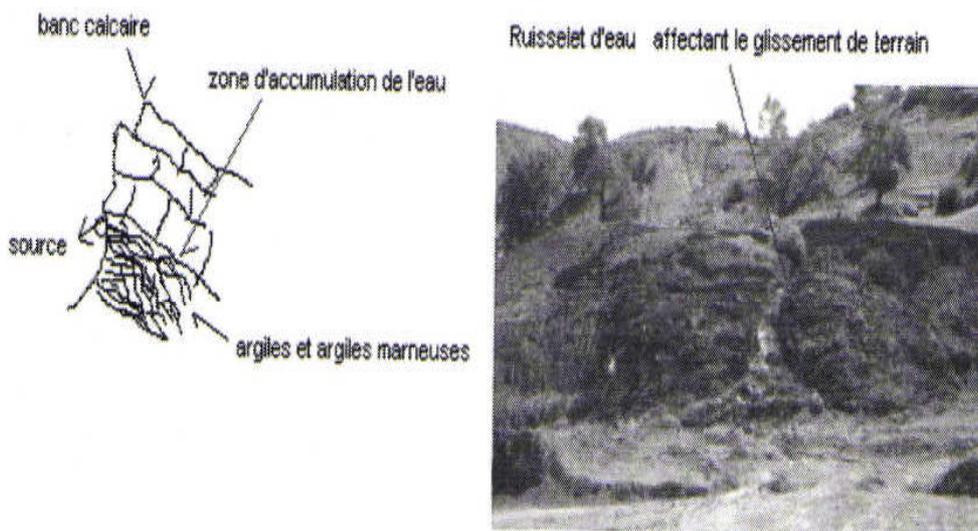


Photographie 3.2 : géologie du site de barrage.

Du point de vue tectonique le site du barrage se trouve dans une zone très plissée due à la tectonique post-oligocène ayant entraîné la forme des microplis et de la schistosité.

III.1.2.3. HYDROGEOLOGIE DU SITE :

De nombreuses sources émergent à la limite d'un système constitué des bancs calcaire et marne.



Photographie 3.3 : géologie de la rive gauche.

III.1.2.4. GEOTECHNIQUE DU SITE :

Des indices confirment l'existence d'un important glissement de terrain affectant les deux rives : de nombreux arbres inclinés, éboulement existant par le passé.

Arbre incliné sur la rive droite



Photographie 3.4 : arbre incliné sur la rive droite.

La rive gauche est la affectée à cause des travaux de terrassement qui ont aggravé la situation initiale.

III.1.2.4.1. MORPHOLOGIE DU GLISSEMENT :

D'après les indices de surface on aurait à faire à un glissement de type circulaire.

Selon les riverains, l'activité de ces glissements est saisonnière, elle est plus perceptible pendant la période pluvieuse.

L'escarpement supérieur a évolué de deux mètre entre 2004 et 2009, accéléré donc par les travaux de terrassement.

III.1.2.4.2. ELEMENTS INSTABLES :

Deux blocs rocheux massifs constituent une surcharge locale qui peut déclencher un glissement menaçant du coup, l'habitation au dessus et le chantier en contrebas.

D'autant plus que ces blocs reposent sur une assise argileuse.

III.1.2.5. ANALYSE DE L'ORIGINE DU GLISSEMENT DE TAMELLAHT :

Le glissement a été constaté dès le début des travaux de terrassement, ce glissement a été favorisé par la présence d'eau et l'altération des terrains schisteux constituant le pied de talus.

Ce terrassement a été effectué pour la réalisation de la digue et de l'évacuateur des crues en pied de talus (pente importante) sur la rive gauche du barrage de sur l'oued Tamellaht.

Initialement, la pente de ce talus était de 16 à 18%. Après terrassement on arrive à une de pente de 110%. L'inclinaison du talus étant supérieure aux valeurs des angles de frottements des sols constituant le talus, ce dernier, dans tous les cas, est donc devenu instable.

Dans ce cas les facteurs les plus importants qui influent sur la stabilité de la pente sont la nouvelle inclinaison, le matériau du sol constitué d'éléments argileux, marneux, la présence d'écoulement d'eau et la structure géologique faite de succession des couches argilo-marneuses et de schistosités.



Photographie 3-5 :les failles et fissures dans la rive gauche

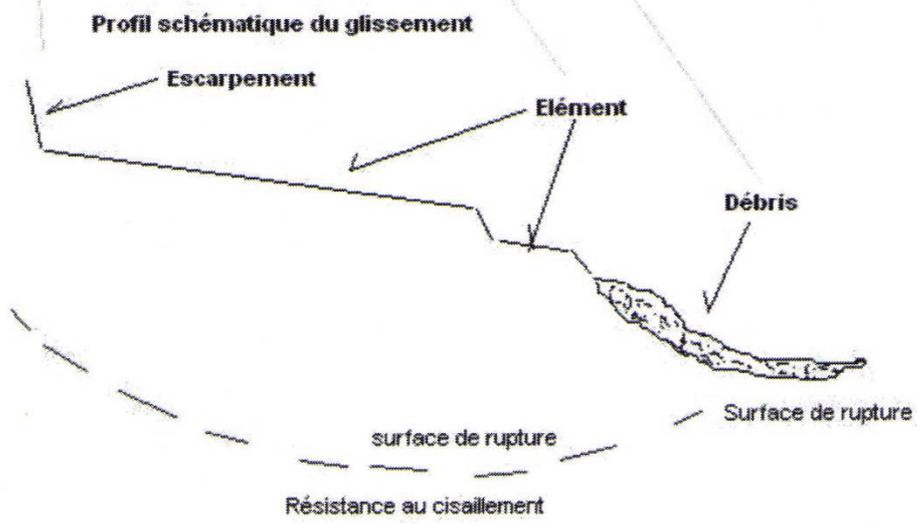
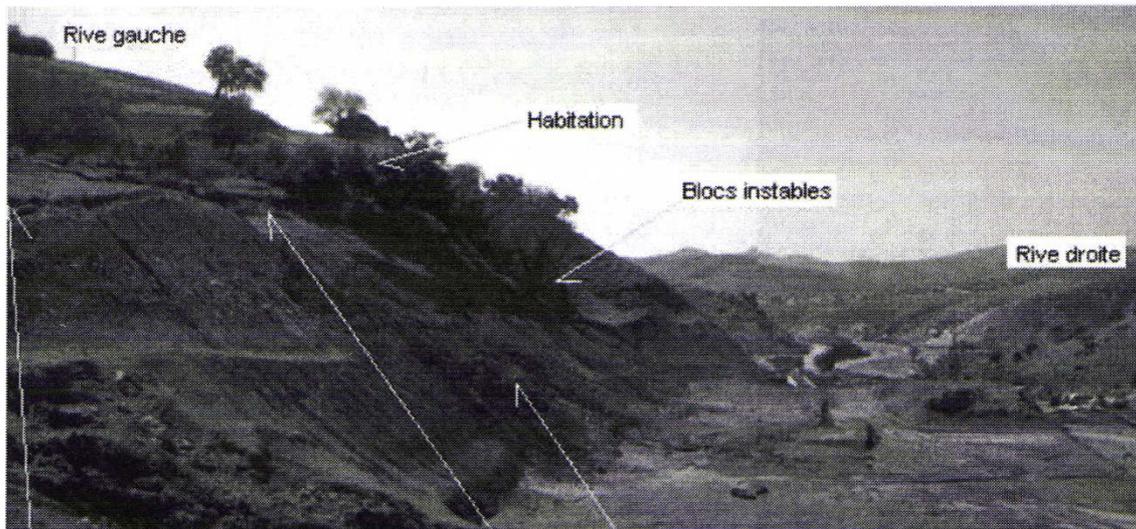


Figure 2: Schéma du glissement

III.2.1. Solutions possibles :

Le mouvement de pente instable a envahi dans sa course la plate forme devant recevoir l'ouvrage « évacuateur de crue » qui sera réalisé en béton armé, laissant apparaître en surface de longues fissures qui plongent probablement en profondeur.

Face à ce problème d'instabilité, deux solutions s'offrent à nous.

-déplacer l'ouvrage en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu stable, nous pensons ici, à la rive droite, qui présent tous les signes de stabilités.

-maintenir l'ouvrage en place, et la concevoir de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain. Dans ce cas de figure, il faut imaginer un ou plusieurs dispositifs à même de juguler le mouvement de terrain.

Nous suggérons d'opter pour la seconde solution, qui nous semble la plus adaptée

Dans notre cas, on procédera à l'adoption des mesures suivantes :

- ❖ Drainage des eaux de surface en surface en amont du glissement.
- ❖ Allégement en tête de talus,
- ❖ Purge et reprofilage du talus,
- ❖ Exécution d'une butée ou plusieurs en palplanches au pied du talus,
- ❖ Reconstitution de la couche de fondation de l'évacuateur de crue.
- ❖ Disloquer les masses rocheuses surplombant le chantier par des moyens

Appropriées pour en faire un matériau dans la construction de la digue

III.2.2. PANNEAU ELECTRIQUE

Les données électriques ont été acquises selon le dispositif gradient. Cette configuration apporte un meilleur compromis résolution verticale et résolution latérale plus qu'une configuration dipôle-dipôle. Un potentiomètre de marque IRIS modèle SYSCAL Junior a été utilisé pour l'acquisition (mesure) des données.

Du point de vue de la conductivité électrique les terrains humides seraient plus conducteurs que les terrains secs. Dans ces conditions la géophysique va être en mesure de localiser les terrains humides et conducteurs en surface et les terrains secs et compacts et résistants en profondeur.

Les résultats obtenus après l'acquisition et le traitement des données géophysiques corrélées avec la topographie et en tenant compte de l'hétérogénéité du milieu sont décrits ci-après.

III.3. INTERPRETATIONS ET ANALYSES DES RESULTATS DES ETUDES DE SOLS (2-3)

Les coupes géophysiques obtenues sur site montrent un certain degré d'hétérogénéité dans la distribution spatiale de la résistivité électrique. Cette propriété provient manifestement du degré de remaniement de la marne lors de glissement et des fissures qui y sont apparues. Les infiltrations d'eau à travers des fissures et des massifs rocheux sont responsables des anomalies de résistivités observées.

III.3.1. LE PROFIL 1 –IMPLANTE DANS L'AXE DE L'EVACUATEUR

Ce profil est localisé dans l'axe du déversoir, parallèle à l'oued, il est implanté directement sur le sol marneux plus ou moins remanié et altéré.



Ph

otographie 3-6 : implantation du profil électrique N°1

Les conditions géologiques de la rive gauche du site de barrage de Tamellahet se prêtent bien à une telle hypothèse. En effet après interprétation, il ressort que :

Le front du glissement suit une ligne de résistivités moyennes comprise entre 8 et 40 ohm.m. Il est matérialisé sensiblement par la ligne de discontinuité électrique, elle se situe entre 2 et 10 m de profondeur.

Sa largeur est de 70 m environ (électrode 0 à 28).

Une anomalie de basse résistivité apparait au droit de l'électrode 28 ($x=377314.278$; $y=3963771.543$ et $z=683.118$) correspond à une fissure qui se prolonge en profondeur.

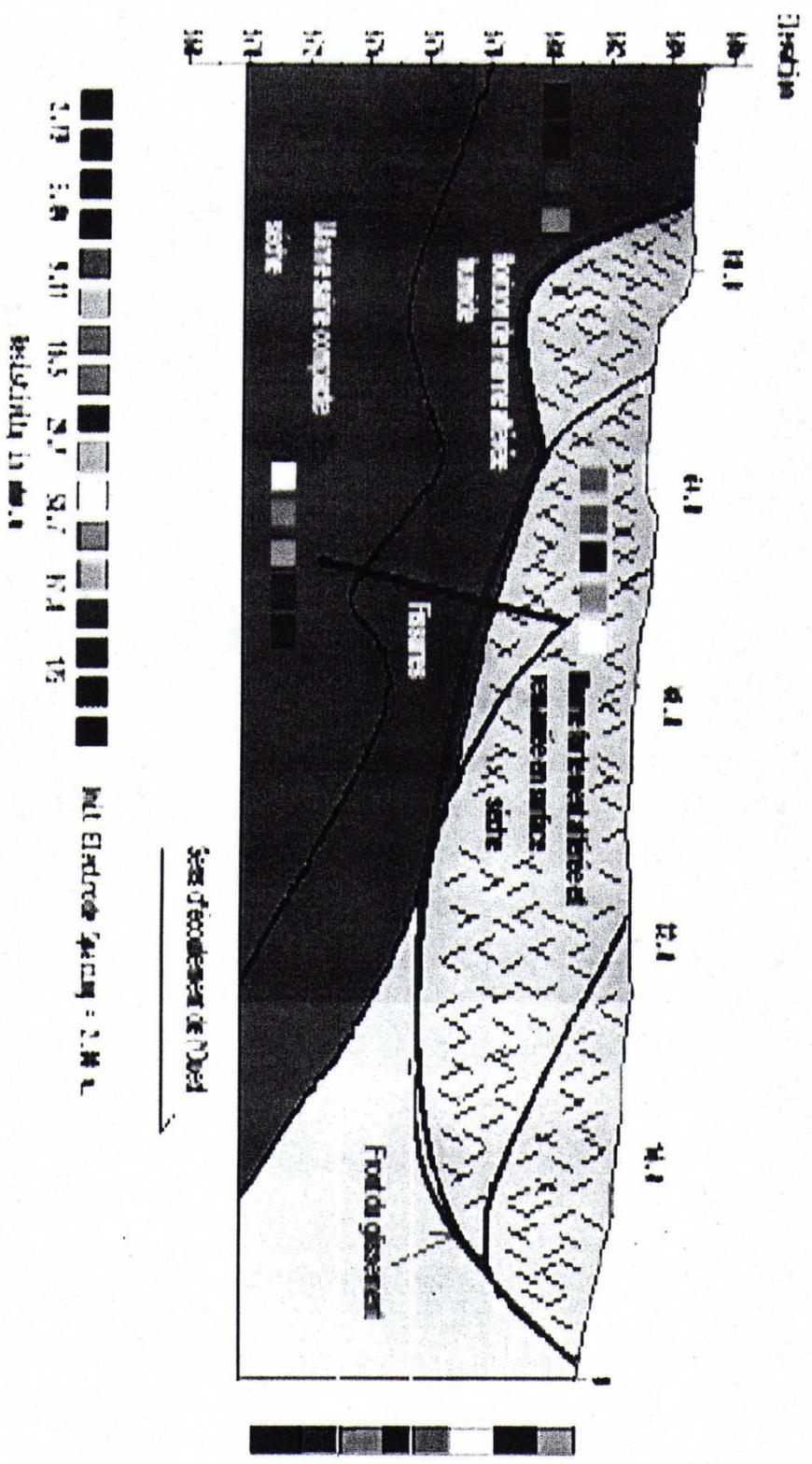
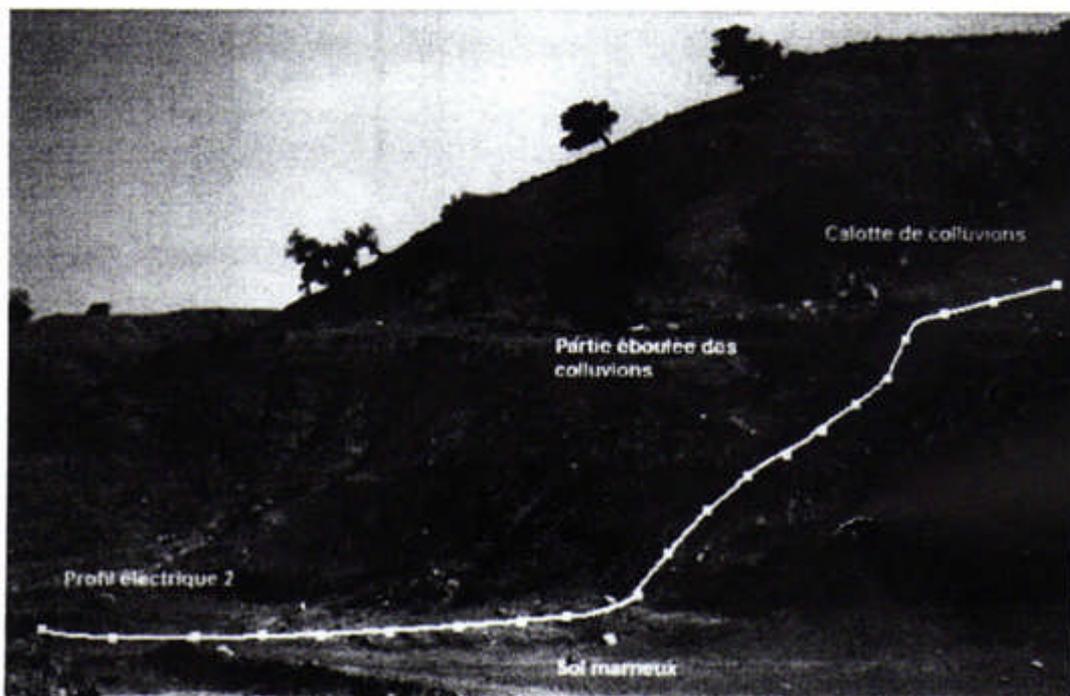


Figure 4: Restitution lithologique sur le profil 1 à partir des mesures de résistivité (Fissure au niveau de l'électrode 28)

III.3.2. LE PROFIL 2-DANS L'AXE DU CONE DE DEJECTION

Le profil 2 implanté dans l'axe du cône de déjection, s'étend à la fois sur les colluvions et la marne.



Phot

ographie 3-6 : implantation du profil électrique N°2

Le plan de glissement suit une ligne de résistivités d'intensité moyenne comprise entre 8 et 40 ohm.m. Il est matérialisé sensiblement par une ligne de discontinuité électrique, elle se situe entre 2 et 10 m de profondeur.

Deux anomalies de basse résistivité apparaissent au droit des électrodes 11 et 24 correspondant à une fissure en profondeur.

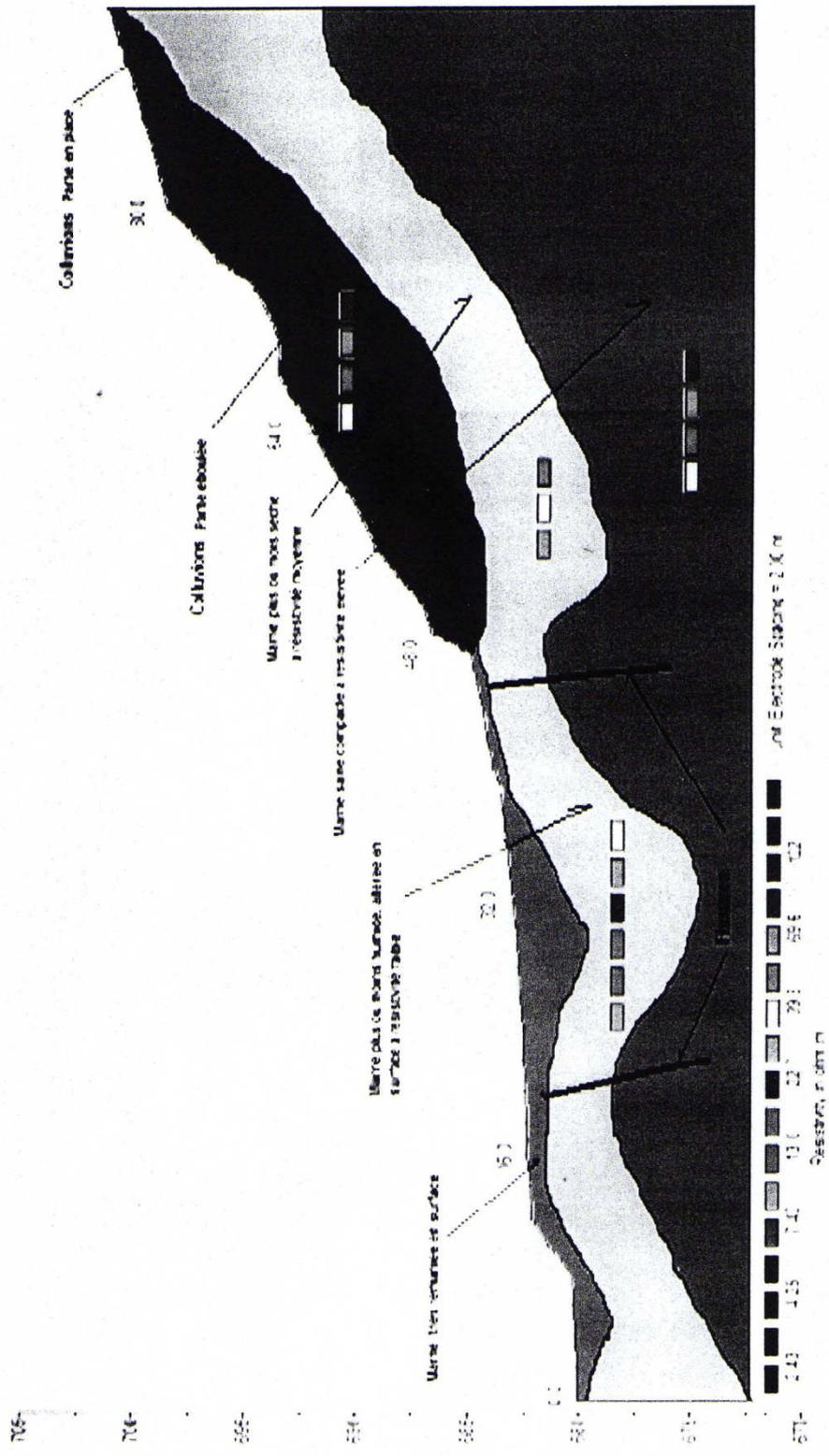


Figure 7: Restitution lithologique sur le profil 2 à partir des mesures de résistivité (Fissures au niveau des électrodes 11 et 23)

La figure 7, présente les fissures importantes détectées dans les deux profils

Dans le sens de la longueur (de l'évacuateur) les failles sont équidistantes d'une dizaine de mètres. La faille oblique est située à 15 m à l'aval du profil .2

L'exploitation de ces résultats, en corrélation avec l'imagerie géophysique va permettre de préciser la différenciation lithologique des terrains existants ainsi que leurs caractéristiques physiques.

Interprétation des résultats :

Au stade actuel des connaissances et observations, ce glissement de par son activité même saisonnière représente un danger pour le chantier et les riverains.

Les travaux devant circonscrire ce glissement, à court terme, nécessitent des investigations complémentaires afin de préciser son étendue, son extension en profondeur et d'arrêter les aménagements les mieux adaptés.

Le contact entre ces deux formations souligne cette discordance lithologique qui favorise le glissement le long de son axe approximativement perpendiculaire au lit de l'oued de Tamellahet.

Cette discordance joue un rôle dans le glissement de terrain car c'est à son niveau que s'accumulent les eaux d'infiltration provenant des formations perméables des colluvions.

Les observations de terrain mettent en évidence le rôle des eaux souterraines et des eaux de surface sur les mécanismes de génération de ces instabilités.

Les matériaux arrachés par l'érosion et accumulés sur les pentes ont donné naissance à un petit cône de déjection en face duquel a été envisagée la réalisation de la digue.

Cette formation repose sur un horizon de marne altérée favorisant le glissement en présence d'eau. Les infiltrations d'eau au travers de cette structure forment par suintements observables particulièrement en périodes pluvieuses.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement ; orienté vers le haut. Les profils sont alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

III-4 CALCUL DE STABILITE :

L'analyse a été faite suivant deux manières de calcul à raison de confirmation des résultats :

- **Analyse Manuel** : Utilisant la méthode de Fellenius ou méthode ordinaire et la méthode de Bishop (une itération prenant $F_0 = 1$) pour la 1ère section ;
- **Analyse Informatique**: à l'aide du logiciel Geostudio 2004 V6.02.

Le logiciel Geostudio 2004 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.4$).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques (méthode des éléments finis) sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrie, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges...etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

III - 2 - Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02:

Geostudio 2004 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

III - 2 – 1 – Le programme SLOPE/W :

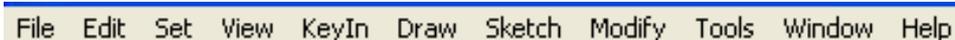
SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2004 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

Ce programme est de type graphique et compatible avec les versions de Microsoft Windows XP. Il est facile d'apprendre comment l'utiliser, en particulier si l'utilisateur est déjà familier avec l'environnement Windows.

III - 2 – 2 - L'interface du logiciel SLOPE/W :

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants :



File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

Figure (III-1) : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

- **File :** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit :** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du windows.
- **Set :** définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.

- **View (aperçu):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des condition complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- **Draw (dessin) :** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des condition complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- **Sketch (croquis) :** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- **Modify (modifier) :** Permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos.

III -4-1 - Calcul et Vérification :

Le tronçon étudié est constitué de trois types de sols:

- La couche de **Remblai** dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 15^\circ$; $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$ et $c = 0.2 \text{ bar}$;
- La couche de **Marne altérée** dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 13^\circ$; $\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$ et $c = 0.13 \text{ bar}$;
- La couche de **marne saine** (dure) dont les caractéristiques mécaniques sont: $\phi = 20^\circ$; $\gamma_h = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $c = 1 \text{ bar}$.

III - 4 – 2 - Facteurs défavorables pour la stabilité du versant:

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les désordres sont liés aux facteurs suivants :

- Surcharge du remblai routier sur une section du versant.
- Le régime hydraulique du talus qui a été modifié (augmentation des pressions interstitielles au sein du massif) par la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et souterraines.
- Etat des marnes altérées et saturées, par les eaux de source.
- Une évolution géomorphologique active à cause de la forte pente du versant.
- les surcharges sur la pente dus aux trafics routiers.

III - 4- 3- Hypothèses de calcul :

- Trois profils de calcul de la masse supposée en mouvement ont été considérés dans son axes suivant les lignes des plus grandes pentes.
- Plusieurs facteurs ont été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme la variation du niveau de la nappe, la surcharge du gabion, le trafic routier, le séisme et en fin le renforcement du talus.
- Les calculs sont faits on supposant une surface de rupture circulaire et non-circulaire et on teste la stabilité du talus par plusieurs variations des condition de drainage, le séisme, le trafic routier et la présence ou pas des renforcement sur le talus.

III - 4 – 4- Actions et charges :

III - 4 – 4 – 1 - Actions du séisme :

D'après le document RPA90 modifié en 2003, la zone étudiée est classée comme zone III, et la route peut être classée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2).

Alors on peut facilement tirer le coefficient d'accélération de la zone comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25 \text{ g}$$

III - 4 – 4 – 2 – Modélisation des actions et des charges :

- La modélisation de l'effort sismique est fait par insertion du coefficient d'accélération sismique qui est pris égale à 0.25 g.

- Les charges dues au trafic routier sont modélisées comme des forces concentrées verticalement de 95 KN pour chaque roue espacée de 2 mètres.

- La nappe est modélisée par une ligne qui s'étend de la partie amont vers la partie aval de la section traversant une ou plusieurs couches du sol.

III - 4 – 5 – Les méthodes utilisées dans l'analyse :

Les calculs manuels ont été faits en utilisant la méthode de Fellenius en vue de comparer les résultats manuels avec ceux déterminés par logiciel.

Les calculs informatiques ont été faits en utilisant à la fois la méthode de Fellenius (Méthode ordinaire), de Bishop, de Janbu et la méthode généralisée d'équilibre limite «GLE».

Dans notre étude on a choisie la méthode GLE comme quatrième méthode car elle enveloppe toutes les conditions et les efforts donnés par les autres méthodes (Morgenstern - Price et Spencer).

Après la sélection des méthodes de calcul, le programme demande des informations complémentaires pour exécuter les calculs, ces informations sont introduites dans le menu du programme.

III - 4 – 6 – Variations des Actions et des charges :

L'analyse du problème est réalisée suivant six variantes des charges différentes, jouant sur le niveau de la nappe si elle existe, la présence ou l'absence des surcharges et la présence ou l'absence de l'effort sismique.

Les variantes sont choisies comme suit :

◆ 1^{ère} Variante :

- Le niveau de la nappe est donné à 5m sous le corps de la chaussée ;
- Les surcharges sont prit de 95 KN;
- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

◆ 2^{ème} Variante :

- Le niveau de la nappe est donné à 2m sous le corps de la chaussée (des infiltrations d'eau entre le Remblai et la couche du Marne altérée suite a une forte pluviométrie);
- Les surcharges sont prit de 95 KN pour ;
- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

◆ 3^{ème} Variante :

- Le niveau de la nappe est donné à 5m sous le corps de la chaussée ;
- Pas de chargement ;
- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

◆ 4^{ème} Variante :

- Le niveau de la nappe est donné à 2m sous le corps de la chaussée (des infiltrations d'eau entre le Remblai et la couche du Marne altérée suite a une forte pluviométrie) ;
- Pas de chargement ;
- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

◆ 5^{ème} Variante :

- On absence d'eau ;
- Les surcharges sont prit de 95 KN ;
- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

◆ 6^{ème} Variante :

- On absence d'eau ;
- Pas de chargement ;

- L'effort sismique $\begin{cases} 1 - \text{Sans séisme} \\ 2 - \text{Avec séisme} \end{cases}$.

III - 4 – 7 - Calculs et résultats :

Après la modélisation du talus, la détermination des méthodes et variations des calculs, viennent l'étape d'exécution des calculs.

a- La première section PK 76 + 850 (Voir Figure III-5) :

Cette partie de la route est considérée comme la section principale dans tous les tronçons étudiés, car dans ce point la route franchit le chemin du talweg le plus actif, et en plus, elle est aussi chargée par un gabion qui est encastré dans la couche de marne altérée et qui joue le rôle d'un moment moteur et pas résistant.

Surcharges

Figure (III-5) : la section principale du tronçon (Pk76+850)

a- 1 – Les résultats obtenus à l'aide du calcul manuel :

Les calculs manuels sont faits suivant les méthodes de Fellenius et de Bishop, les tableaux (III-2) et (III-3) ci-après résument les résultats obtenus ainsi que les coefficients de sécurité calculés

Tableau (III-2) : présentation des résultats calculés par le calcul manuel (Fellenius et Bishop)

Ni tranche	1	2	3	4	5	6
α_i	57	39	26	14	-3	-8
$\cos \alpha_i$	0.544	0.777	0.898	0.970	0.998	0.990
$\cos^2 \alpha_i$	0.2959	0.6037	0.8064	0.9409	0.9960	0.9801
$w_i (T)$	84.585	175.959	181.382	127.6189	62.7602	14.5202
$U_i (T / m^2)$	0	3.8	6.2	6.2	3.6	0.8
$c.b$	28.9165	28.9165	24.3009	32.9238	32.9238	32.9238
$W_i \cos^2 \alpha_i$	25.0286	106.2267	146.2667	120.0766	62.5091	14.231
$\frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	65.7704	74.7016	87.1508	68.2720	50.3598	34.2125
$\sum \frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	380.4671					
$\sum \frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i - U.b) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	311.5339					
$m_\alpha (F_o = 1)$	0.7736	0.9495	1.3166	1.0370	0.9834	0.9514
$C . b + W \tan \phi$	52.1091	77.1634	92.1170	68.3156	50.3287	36.9506
$C b + (W - U . b) \tan \phi$	52.1091	66.2731	67.8883	50.3443	39.8938	34.6317
$\frac{C . b + W \tan \phi}{m_\alpha}$	67.3592	81.2674	69.9658	56.8781	51.1782	38.8381
$\sum \frac{C . b + W \tan \phi}{m_\alpha}$	365.4868					
$\frac{C . b + (W - U . b) \tan \phi}{m_\alpha}$	67.3592	69.7978	51.5633	48.5480	40.5672	36.4007
$\sum \frac{C . b + (W - U . b) \tan \phi}{m_\alpha}$	314.2362					
$W_i \sin \alpha_i$	70.9328	110.7312	79.4999	30.8710	-3.2823	-2.0197
$\sum W_i \sin \alpha_i$	286.7330					
$W_i \cos \alpha_i$	46.0141	136.7204	162.8813	123.7903	62.6347	14.375
$\sum W_i \cos \alpha_i$	546.4158					
$A \sum w_i \cos \alpha_i$	136.6039					

Méthode		Fellenius	Bishop
Sans séisme	Avec eau	1.086	1.095
	Sans eau	1.326	1.274
Avec séisme	Avec eau	0.735	0.742
	Sans eau	0.898	0.863

Tableau (III-3): Les coefficients de sécurité obtenus (Fellenius et Bishop)

a- 2 - Les résultats obtenus à l'aide du logiciel:

coefficients de sécurité des différentes variantes sont représentés ci-dessous en supposant que la stabilité est atteinte lorsque le coefficient de sécurité $F_s \geq 1.4$.

1^{ère} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité F_s			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	1.088	Instable	0.677	Instable
Bishop	1.158		0.720	Instable
Janbu	1.068		0.688	Instable
GLE	1.166		0.709	Instable

Tableau (III-4): Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 1^{ère} variante

2^{ème} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité F_s			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	0.982	Instable	0.584	Instable
Bishop	0.862		0.616	Instable
Janbu	0.798		0.583	Instable
GLE	0.829		0.617	Instable

Tableau (III-5) : Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 2^{ème} variante

◆ 3^{ème} Variante :

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	1.142	Instable	0.701	Instable
Bishop	1.198		0.742	Instable
Janbu	1.103		0.692	Instable
GLE	1.206	Instable	0.734	Instable

Tableau (III-6) : Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 3^{ème} variante

◆ 4^{ème} Variante :

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	1.039	Instable	0.629	Instable
Bishop	1.137		0.672	Instable
Janbu	1.040		0.617	Instable
GLE	1.133	Instable	0.653	Instable

Tableau (III-7): Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 4^{ème} variante

◆ 5^{ème} Variante :

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	1.219	Instable	0.757	Instable
Bishop	1.302		0.799	Instable
Janbu	1.191		0.742	Instable
GLE	1.305	Instable	0.787	Instable

Tableau (III-8): Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 5^{ème} variante

◆ **6^{ème} Variante :**

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	Commentaires
Fellenius	1.212	Instable	0.755	Instable
Bishop	1.298	Instable	0.799	Instable
Janbu	1.189	Instable	0.641	Instable
GLE	1.310	Instable	0.787	Instable

Tableau (III-9): Résultats de calcul de la 1^{ère} section suivant la 6^{ème} variante

a- 3 - Discussions des résultats:

Les résultats obtenus par calculs manuels suivant la méthode de Fellenius sont presque identiques aux celles obtenus à l'aide du logiciel suivant les quatre méthodes choisies, avec une marge d'erreur très localisée. Cette marge d'erreur est due à la précision qui dépend de nombre de tranches choisies (6 pour le calcul manuel et 30 par logiciel).

Et de même, les différentes méthodes utilisées donnent toutes des coefficients de sécurité identique à l'état du terrain avec des valeurs très proches mais pas égaux en vue des hypothèses et des simplifications approprier à chaque méthode.

Les résultats obtenus montrent que dans cette section le site est instable quelque soit la variante choisie, et donnent une variation du coefficient de sécurité de 0.8 à 1.3 sans séisme et de 0.58 à 0.75 avec séisme.

Dans cette section, on voit clairement que les surcharges routières n'ont pas une grande influence sur la stabilité si le niveau de la nappe est à 5m sous la chaussé

($\Delta F = 3 \times 10^{-2}$), Par contre son influence est très importante lorsque le niveau de la nappe est à 2 m sous le niveau de la route (diminution de coefficient de sécurité de 0.3).

La variation du niveau de la nappe à une grande importance en présence des surcharges routières, les infiltrations des eaux sous la couche du Remblai provoque une

diminution du coefficient de sécurité d'environ 0.3, et l'absence totale des eaux permet de l'augmenter d'environ 0.15.

En absence des surcharges routières, le rôle du niveau de la nappe est négligeable avec une variation du coefficient de sécurité de l'ordre $\Delta F = 7 \times 10^{-2}$.

Enfin l'effort sismique à une très grande influence sur la stabilité avec une variation $\Delta F = 0.4$ à 0.5 dans tous les cas.

Les graphes ci-dessous montrent l'influence de chacun de ces paramètres séparément sur la stabilité du talus présentée par les valeurs du coefficient de sécurité sur cette section:

- **L'influence du niveau de la nappe:**

D'après le graphe, on remarque que la relation entre le niveau de la nappe et le coefficient de sécurité est une relation proportionnelle (c'est-à-dire plus le niveau de la nappe augment plus le risque de rupture augmente)

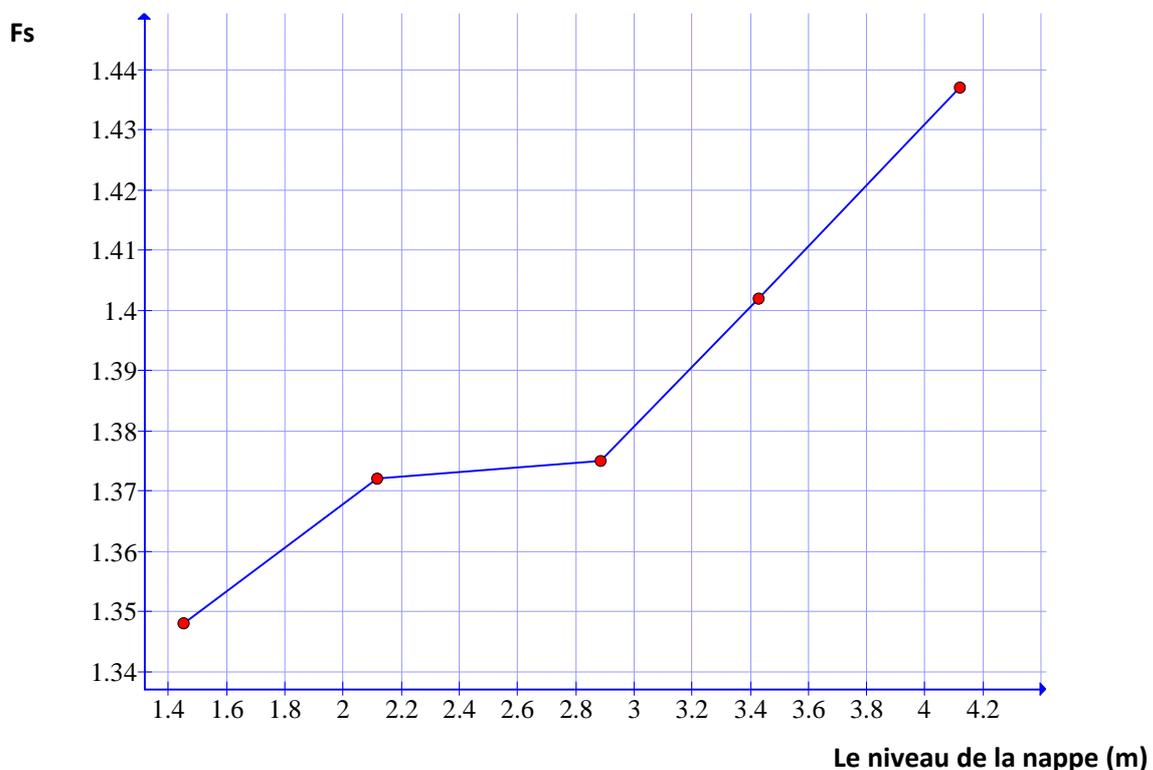


Figure (III-7) : Fs en fonction de la position de la surcharge

- **L'influence de la position des surcharges :**

D'après le graphe, on remarque que la relation entre la position des surcharges routières et le coefficient de sécurité est une relation proportionnelle, c'est-à-dire plus les surcharges proches de la partie aval du talus plus le risque de rupture augmente, mais comme il est précède cette relation est très faible dans cette section.

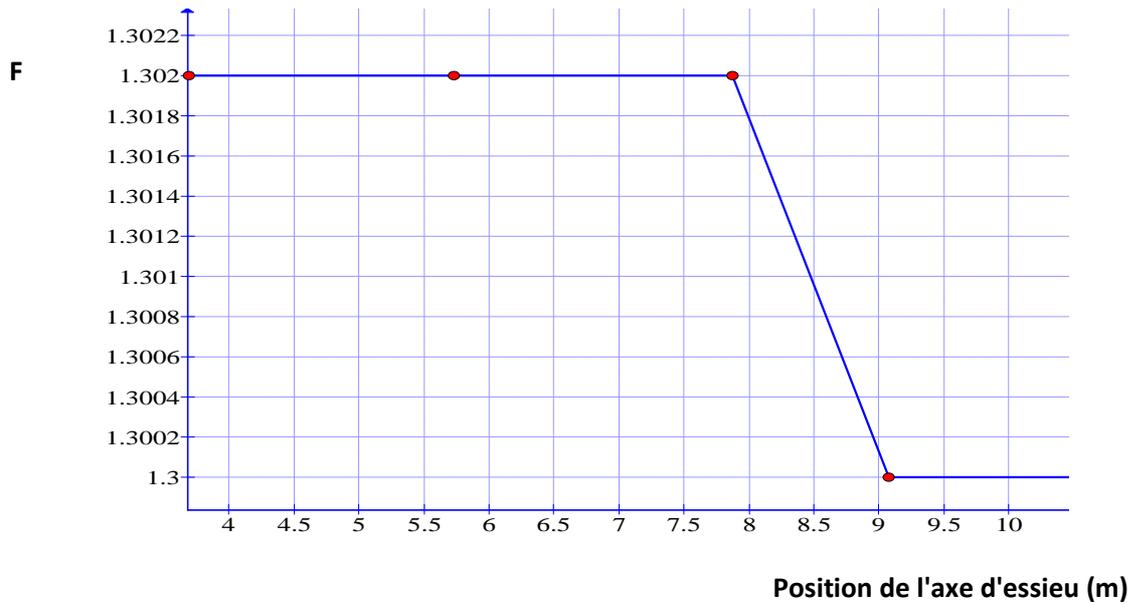


Figure (III-7) : Fs en fonction de la position de la surcharge

b- la deuxième section PK 76+950 :

Dans cette section, une partie de la route est pratiquement met en mouvement avec un déplacement vertical de 70 cm

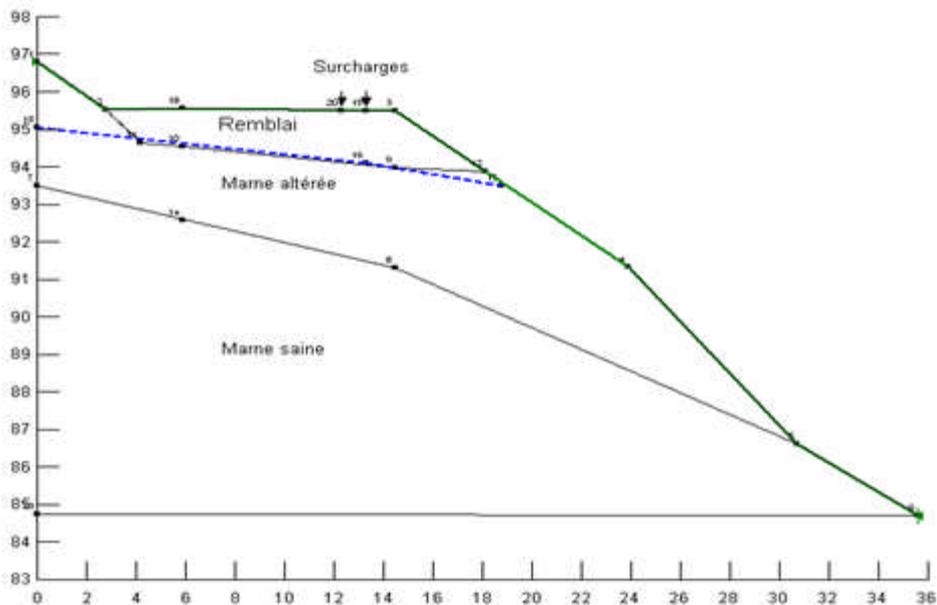


Figure (III-8): Coupe de la deuxième section du tronçon (PK 76 + 950)

b-1 - Les résultats obtenus à l'aide de calcul manuel:

Les calculs manuels sont faits suivant la méthode de Fellenius, le tableau suivant résume les résultats obtenus ainsi que les coefficients de sécurité calculés

Tableau (III-10): présentation des résultats calculés par le calcul manuel (Fellenius)

Ni tranche	1	2	3	4	5	6	7
α_i	66	50	39	29	20	12	
$\text{Cos}^2 \alpha_i$	0.165	0.412	0.604	0.764	0.982	0.956	0.994
$w_i (T)$	19.923	46.956	58.285	54.374	45.681	24.923	7.676
$U_i (T / m^2)$	0	1.2	2.4	3.2	3.6	2.65	0.8
$c.b$	11.896	11.896	11.896	13.545	13.545	21.5	21.5
$W_i \cos^2 \alpha_i$	3.284	19.351	35.187	41.530	40.277	23.836	7.629
$\frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	31.519	26.794	27.728	28.675	26.320	29.903	24.051
$\sum \frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	195.0198						
$\sum \frac{c.b + [(W_i \cos^2 \alpha_i - U.b) \tan \phi_i]}{\cos \alpha_i}$	175.2994						
$W_i \sin \alpha_i$	18.204	35.968	36.679	26.360	15.623	5.181	0.535
$\sum W_i \sin \alpha_i$	138.5499						
$W_i \cos \alpha_i$	8.090	30.146	45.288	47.522	42.894	24.374	7.652
$\sum W_i \cos \alpha_i$	205.967						
$A \sum w_i \cos \alpha_i$	51.492						

Tableau (III-10): présentation des résultats calculés par le calcul manuel (Fellenius)

b- 1 – 1 – Sans séisme:

- Avec eau: $F_s = 1.265$

- Sans eau: $F_s = 1.407$

b- 1 – 2 – Avec séisme :

- Avec eau : 0.922

-Sans eau : 1.026

b- 2 - Les résultats obtenus à l'aide du logiciel:

◆ 1^{ère} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	Commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.095	Instable	0.739	Instable
Bishop	0.935	Instable	0.691	Instable
Janbu	0.911	Instable	0.674	Instable
GLE	1.049	Instable	0.741	Instable

Tableau (III-11): Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 1^{ère} variante

◆ 2^{ème} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	Commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.029	Instable	0.666	Instable
Bishop	0.978	Instable	0.675	Instable
Janbu	0.895	Instable	0.617	Instable
GLE	1.005	Instable	0.677	Instable

Tableau (III-12): Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 2^{ème} variante

◆ 3^{ème} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	Commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.384	Stable	0.858	Instable
Bishop	1.403	Stable	0.872	Instable

Janbu	1.374	Stable	0.836	Instable
GLE	1.395	Stable	0.850	Instable

Tableau (III-13): Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 3^{ème} variante

◆ **4^{ème} Variante:**

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	Commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.344	Instable	0.798	Instable
Bishop	1.373	Instable	0.817	Instable
Janbu	1.334	Instable	0.803	Instable
GLE	1.364	Instable	0.807	Instable

Tableau (III-14): Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 4^{ème} variante

◆ **5^{ème} Variante:**

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	Commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.120	Instable	0.749	Instable
Bishop	0.988	Instable	0.734	Instable
Janbu	0.931	Instable	0.695	Instable
GLE	1.089	Instable	0.750	Instable

Tableau (III-15) : Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 5^{ème} variante

◆ 6^{ème} Variante:

Méthodes	Coefficients de sécurité Fs			
	Sans séisme (A=0)	commentaires	Avec séisme (A=0.25 g)	commentaires
Fellenius	1.459	Stable	0.894	Instable
Bishop	1.478	Stable	0.915	Instable
Janbu	1.440	Stable	0.888	Instable
GLE	1.466	Stable	0.897	Instable

Tableau (III-16): Résultats de calcul de la 2^{ème} section suivant la 6^{ème} Variante

b- 3 - Discussions des résultats :

Comme pour la première section, les résultats obtenus par calculs manuels suivant la méthode de Fellenius sont presque identiques aux celles obtenus à l'aide du logiciel, avec un intervalle d'erreur très localisé. Cette marge d'erreur est due à la précision qui dépend du nombre de tranches choisies (7 pour le calcul manuel et 30 par logiciel).

Les résultats obtenus montrent que dans cette section le site est instable avec toutes les variantes sauf la 3^{ème} et la 6^{ème} variante ce qui montre le rôle des surcharges routières, et donnent une variation du coefficient de sécurité de 0.97 à 1.46 sans séisme et de 0.7 à 0.89 avec séisme

Dans cette section, les surcharges routières ont une très grande influence sur la route en présence et en absence de nappe, avec une variation du coefficient de sécurité de l'ordre $\Delta F = 5 \times 10^{-1}$.

En absence des surcharges routières, le rôle du niveau de la nappe est négligeable avec une variation du coefficient de sécurité de l'ordre $\Delta F = 7 \times 10^{-2}$

Et finalement l'effort sismique à une très grande influence sur la stabilité avec une variation $\Delta F = 0.4$ à 0.5 dans tous les cas.

Les graphes ci-dessous montrent l'influence de chacun de ces paramètres séparément sur la stabilité du talus présenté par les valeurs du coefficient de sécurité sur cette section

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on remarque que le tronçon étudié est complètement instable dans toutes les sections analysées, en particulier avec la 1^{ère} variante des charges qui présente l'état actuel du site.

Les combinaisons des actions accidentelles (augmentation de la nappe et le séisme) ont les effets les plus violents et donne toujours les coefficients de sécurité les plus faibles.

La variation des conditions et des actions extérieures sur le site a permis de détecter les principaux facteurs qui ont provoqué la déstabilisation du talus.

Les mauvaises conditions de drainage permettant l'infiltration des eaux sous la chaussée, le trafic routier des camions lourds, et la forte pente sont les principaux paramètres qui ont provoqués l'instabilité du tronçon étudié.

Cette connaissance est très importante pour trouver les méthodes de confortement pour stabiliser le terrain en toutes sécurités.

IV – 1 - introduction :

Les études obtenues dans le chapitre précédent prèvent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabilisés la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varié d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortent).

IV – 2 – Méthodes de confortement des talus :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes :

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution) ;
- Organes résistants en pied ;
- Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile) ;
- Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

IV – 2 - 1 – Drainage :

Comme on a vus dans le chapitre III, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, que ce soit seul ou conjointement avec d'autres méthodes.

Conclusion générale

En conclusion on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne la contribution contre le phénomène de glissement et d'érosion et particulièrement sur le barrage de Tamellahet (W.Tissemsilt).

Afin de remédier cette situation de glissement, Une volonté se dégage en vue d'entreprendre les travaux nécessaires pour stabiliser le site, elle consiste à :

- ✚ La construction d'un mur de soutènement avec dalle intermédiaire fondé sur pieux forés ancrés dans la formation de marne noirâtre.
- ✚ Mettre en place un système de drainage des eaux pour réduire leurs effets de diminution des résistances de sol.
- ✚ Mettre en place des remblais constitués de matériaux filtrants pour permettre l'évacuation des eaux.

Finalement j'ai l'honneur de vous présenter ce modeste travail, qui est basé sur

mes propres efforts, malgré le manque données et les difficultés rencontrés.

Et je souhaiterais que cette mémoire vous plaira.

Références bibliographiques :

1. **ABDELKADER BENAÏSSA** : glissement de terrain, calcul de stabilité Ed Eyrolles.2008
2. **ARMANDO LENCASTRE** : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.
3. **BLONDEAU F.** les méthodes d'analyse de stabilité Ed Eyrolles 1976.
4. **CARLIER M,** "Hydraulique générale et appliquée", Edition Eyrolles, 1972.
5. **COMBFORT H,** " géotechnique de l'ingénieur, reconnaissance des sols" Ed.Eyrolles, 1972
6. **COMBFORT H** : "Injections des sols" Tome I, (principe et méthodes), Eyrolles , 1967.
7. **COSTET J. SANGLERAT G** cours pratique de mécanique des sols Tomes 1 et 2 Dunod, ed Eyrolles p 283 et p 352
8. **DESIGN OF SMALL DAMS U.S** department of interior, US bureau of reclamation Manual Washington 1965.
9. **GAURC J.P** : cour de stabilité des pentes E.N.T.P.E. 1986
10. **GERARD DEGOUTTE** : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
11. **MAILBI AHMED** "étude technique du barrage de Tamellahet ed Eyrolles
12. **REMANIAS.G** l'hydrologie de l'ingénieur ed Eyrolles
13. **TOUAT. M.** contribution à l'étude de sédimentation des barrages algériens. Colloque d'Alger sur l'érosion et l'envasement.
14. **V. VOLKOV** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986

