

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaïa
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de Fin de Cycle

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil.

Option : Géotechnique

Thème

Calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Aïch, wilaya Bejaia

Réalisé par :

M^{elle} : BENKACI Saida
M^{elle} : OUBRAHAM Lamia

Encadré par

Mme : ATTIL.S

Promotion : 2015 - 2016

Table de matière

Partie théorique

Chapitre I : Etude bibliographique sur les stations d'épurations

1. Introduction	1
2. Définition des eaux usées épurées.....	1
3. Traitement des eaux usées.....	2
4. Définition d'une station d'épuration	2
5. Principe de la station d'épuration.....	2
6. définition des ouvrages de la station d'épuration	4
7. Etapes et traitements des eaux usées	5
8. Conclusion.....	6

Chapitre II : Etude de fondations

1. Introduction	7
2. Définition	7
3. Choix du type de Fondation	7
4. Fondation superficielle	8
5. Types de fondations superficielles	8
6. Capacité portante des fondations superficielles	10
6.1. Introduction	10
6.2. Mécanisme de rupture	10
7. Conclusion.....	11

Chapitre III : Etude de stabilité

1. Introduction	12
2. Notion de coefficient de facteur de sécurité	12
3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	12
4. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	13
5. Le calcul à la rupture	14
6. Rupture plane	14
7. Ruptures rotationnelles (calcul à l'équilibre limite)	15
8. Méthodes d'analyses globales	15
9. Méthodes des tranches généralisées	16
10. Analyse automatique de la stabilité au glissement.....	18
11. Conclusion.....	18

Chapitre V : Etude de confortement

1. Introduction	19
2. Principales techniques de confortement	19
3. Modification géotechnique.....	19
3.1. Les remblais de pieds	19

3.2. Allègement en tête.....	20
3.3. Le re-profilage.....	20
3.4. La purge.....	21
3.5. La substitution totale ou partielle.....	22
4. Dispositif de drainage.....	22
5. Les confortements mécaniques.....	24
5.1 Ouvrage de soutènement.....	24
5.2 Tirants d'ancrage.....	25
5.3 Clous et micros pieux.....	26
5.4 Pieu.....	27
6. Conclusion.....	28

Partie pratique

Chapitre I : Caractéristiques du site d'étude

1. Introduction.....	29
2. Les caractéristiques physiques.....	29
3. Présentation du site d'étude.....	29
4. Contexte géologique régional.....	30
5. Contexte géologique local.....	32
6. Topographie et morphologie.....	33
7. Sismicité et sismotectonique de la région de Bejaia.....	33
8. Aperçu sismique de la région.....	33
9. Classification des zones sismiques.....	33

Chapitre II : Reconnaissance des sols

1. Introduction.....	35
2. Reconnaissances géotechniques.....	35
3. Interprétation des essais In Situ.....	36
3.1 Coupes géologiques des sondages carottés.....	36
3.2 Sondages pressiométriques.....	37
4. Interprétation des essais de laboratoire.....	37
4.1 Caractéristiques d'identification.....	38
5. Détermination de la limite de plasticité.....	39
6. Caractéristiques mécaniques.....	40
6.1 Caractéristiques de cisaillement et de rupture.....	40
7. Caractéristiques chimiques.....	41
8. Conclusion.....	42

Chapitre III : Calcul de Fondation

1. Introduction.....	43
2. Méthodes de calcul de la capacité portante.....	43
3. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (« c - ϕ »).....	43

4. Semelle filante, charge verticale et centrée.....	44
5. Calcul de la contrainte admissible (Q_{adm}) à partir des essais In Situ.....	48
6. Estimation de la charge du bassin d'aération	54
7. Conclusion	55

Chapitre V : Evaluation des tassements

1. Introduction	56
2. Définition	56
3. Les différents types de tassements	56
3.1 Les tassements uniformes	56
3.2 Les tassements différentiels	56
4. Méthodologie	57
5. Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire	57
5.1. Principe de l'essai œdométrique.....	57
5.2. Tassement calculé par la méthode du chemin de contrainte	58
6. Calcul du tassement à partir des essais pressiométrique (In- Situ.....	58
6.1 Calcul A base des essais de laboratoires	58
6.2 Calcul du tassement à partir des essais pressiométrique (In Situ)	62
7. Conclusion.....	66

Chapitre VI : Etude de la stabilité du site d'étude

1. Introduction	67
2. Etude de la stabilité	67
3. Analyse du talus par un calcul manuel.....	70
4. Analyse des résultats	74
5. Analyse du glissement par logiciel.....	74
6. Analyse du glissement par une méthode numérique	74
7. Application aux trois zones d'étude	75
8. Effet des précipitations sur le déclenchement du glissement.....	79
9. Effort du confortement du talus	83
10. Conclusion.....	84
Conclusion Générale	85

Partie théorique

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique sur les stations d'épurations

Figure I.1 : réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle d'assainissement.....	1
Figure I.2 : Schéma de principe d'une station d'épuration	3
Figure I.3 : Schéma des ouvrages de la station d'épuration.....	4

Chapitre II : Etude de fondations

Figure II.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle.....	7
Figure II.2 : Différents types de semelles	9
Figure II.3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	10
Figure II.4 : Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle	11

Chapitre III : Etude de stabilité

Figure III.1 : rupture plane	15
Figure III.2 : Calcul par la méthode des tranches.....	16

Chapitre V : Etude de confortement

Figure V.1 : le chargement en pieds (butée).....	20
Figure V.2 : L'allègement en tête	20
Figure V.3 : le re profilage	21
Figure V.4 : La purge	21
Figure V.5 : Substitution totale des matériaux glissés	22
Figure V.6 : Drains subhorizontaux	23
Figure V.7 : coupe d'une tranchée drainante.....	23
Figure V.8 : Drainage vertical	23
Figure V.9 : Galerie drainante	23
Figures V.10 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	24
Figure V.11 : ouvrage souple, en gabion Younes Ouzellaguene, Bejaia	25
Figure V.12 : ouvrage souple, en géotextile Sidi CW13, Tifra Bejaia	25
Figure V.13 : Dispositif d'un tirant d'ancrage	26
Figure V.14 : clouage par des pieux.....	27

Partie pratique

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique sur les stations d'épurations

Figure I.1 : Photo du site réservé au projet	29
Figure I.2 : Coupe géologique (Soummam – Col d'Akfadou)	31
Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de Sidi Aïch.....	32
Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire nationale, (d'après CGS 2003	34

Chapitre II : Reconnaissance des sols

Figure II.1 : Implantation des essais IN-SITU sur le site	35
---	----

Chapitre III : Calcul de fondations

Figure III.1 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	43
Figure III.2 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (« $c-\phi$ »).....	44

Chapitre V : Evaluation des tassements

Figure V.1 : Tassement uniforme.....	56
Figure V.2 : Tassement différentiel.....	57
Figure V.3 : Schéma de l'appareil œdométrique	58
Figure V.4 : courbe œdométrique	59
Figure V.5: courbe œdométrique	60
Figure V.6 : courbe œdométrique	61

Chapitre VI : Etude de la stabilité du site d'étude

Figure VI.1 : Présentation de la morphologie du site (Carte des pentes).....	67
Figure VI.2 : Localisation des trois profils sur le levé topographique pour l'analyse de la stabilité	68
Figure VI.3 Profil en travers N°1	68
Figure VI.4 Profil en travers N°2	69
Figure VI.5 Profil en travers N°3	69
Figure VI.6 : 1 ^{er} cercle de rupture	71
Figure VI.7 : 2 ^{er} cercle de rupture	71
Figure VI.8 : 3 ^{ème} cercle de rupture.....	72
Figure VI.9 Talus modélisé du profil : N°01.....	76

FigureVI.10 : Cercle de glissement et F_s ; profil : N°01	76
FigureVI.11 : Talus modélisé du profil : N°02.....	77
Figure VI.12 Cercles de glissement et F_s ; profil : N°02	77
FigureVI.13 Talus modélisé du profil : N°03	78
FigureVI.14 Cercles de glissement et F_s ; profil : N°03	78
FigureVI.15 Cercle de glissement au niveau de la nappe 00m	79
FigureVI.16 Cercle de glissement au niveau de la nappe 1.30m	80
FigureVI.17 Cercle de glissement au niveau de la nappe 9,50 m	80
FigureVI.18 Cercle de glissement au niveau de la nappe 00m	81
FigureVI.19 Cercle glissement au niveau de la nappe 3m.....	81
FigureVI.20 Cercle glissement au niveau de la nappe 00m.....	81
FigureVI.21 Cercle de glissement au niveau de la nappe 0.5m	82
FigureVI.22 Cercle de glissement au niveau de la nappe 5.6m	82
Figure VI.23 Talus modélisé avec mur de soutènement entre les pistes.....	84

Liste des tableaux

Chapitre III : Etude de stabilité

Tableau III.1 : les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	13
--	----

Chapitre II : Reconnaissance des sols

Tableau II.1 :Récapitulatif de la nature pétrographique des neufs sondages	37
--	----

Tableau II.2 : Caractéristiques physiques du sol	38
--	----

Tableau II.3 : classification du sol.....	39
---	----

Tableau II.4 : Les résultats des limites d'Atterberg	40
--	----

Tableau II.5: Caractéristiques mécaniques C et ϕ correspondant à chaque essai.....	41
---	----

Tableau II.6 Caractéristiques mécaniques P_c , C_c et C_g correspondant à chaque essai.....	41
---	----

Tableau II.7 : Caractéristiques chimiques des sols.....	41
---	----

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

Tableau III.1 : Coefficient de forme (valeurs de TERZAGUI).....	44
---	----

Tableau III.2valeurs de Q_1 et Q_{adm} en fonction de B et D (méthode « c- ϕ ») à long terme (02)(01)].....	46
---	----

Tableau III.3 :Récapitulatif des contraintes admissible sous les bassins d'aérations	47
--	----

Tableau III.4 : valeurs de Q_1 et Q_{adm} en fonction de B et D (méthode « c- ϕ ») à long terme de Clarificateurs (09).....	48
---	----

Tableau III.5 : Facteurs de portance pressiométrique	49
--	----

Tableau III.6 : Résultats des sondages pressionmétrique N°1	50
---	----

Tableau III.7 : résultats de sondage pressiométrique N° 6	51
---	----

Tableau III.8 : résultats de sondage pressiométrique N° 7.....	53
--	----

Chapitre V : Evaluation des tassements

Tableau V.1 : résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique [(03), (02),(03).....	60
---	----

Tableau V.2 : résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique.....	61
--	----

Tableau V.3 :résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique	62
--	----

Tableau V.4 : Coefficient rhéologique du sol	63
--	----

Tableau V.5 : Valeurs des coefficients de formes λ_c et λ_d	64
---	----

Tableau V.6 : Récapitulatif des tassements sous [(03), (02), (01)].....	64
---	----

Tableau V.7 : Récapitulatif des tassements sous les bassins d'aération	65
--	----

Tableau V.8 : Récapitulatif des tassements sous les clarificateurs (09)	66
---	----

Chapitre IV : Etude de la stabilité de site d'implantation

Tableau VI.1 : Application numérique du 1 ^{er} cercle de rupture.....	72
Tableau VI.2 : Application numérique du 2 ^{em} cercle de rupture	73
Tableau VI.3 : Application numérique du 3 ^{em} cercle de rupture	73
Tableau VI.4 : Les données et les résultats du logiciel.....	75
Tableau VI.5 : Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche	75
Tableau VI.6 : Résumé des valeurs du coefficient de sécurité	78
Tableau VI.7 : valeurs des coefficients de sécurité F_s , pour différents niveaux de la nappe (méthode Bishop)	83

Dédicaces

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

A mon frère que je respecte beaucoup.

A mes adorables sœurs qui m'ont toujours soutenu et aider.

A mes neveux et nièce que j'aime énormément

A mes beaux frères

A toutes mes tantes, mes oncles et mes cousins.

A la mémoire de mes grands parents.

A tous mes amis qui me sont chers.

A tous mes collègues de l'université A. Mira de Bejaia.

A tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.

B.Saida

DEDICACES

Je dédie ce mémoire avant tous à :

Mes très chers parents ma mère et mon père, qui ont sacrifiés pour mon bien et qui ont éclairés ma route par leurs compréhensions, leurs soutiens, leurs amours, leurs encouragements. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance

Que dieu les protège.

Qu'il me soit d'adresser une dédicace spéciale à mon très chère frère Brahim, mes sœurs Sabrina, Ferroudja, Celia, Yasmine, et à mes cousines Saloua, Katia, meriam et tous mes proches.

A ma binôme Saida et toute sa famille.

A tous mes amis et mes collègues d'études et à tous mes professeurs qui m'ont soutenu pendant cette magnifique expérience dont je cite : Yasmine, Lilia, Nora, Dihia, kamilla, lila ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

O.LAMIA

Remerciements

On tient à remercier chaleureusement Madame Attil.S pour sa confiance et son soutien pour mener à bien cette recherche. Qu'elle en soit profondément remerciée.

On tient à manifester toute notre reconnaissance à Mr. Debabi. N ainsi qu'à Mr Rabahi. A, qui ont toujours fait preuve de disponibilité à Notre égard, et qui nous ont éclairé tout au long de ce travail par leurs conseils judicieux.

Enfin, toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce modeste travail ; en particulier à madame Moussaoui .

Introduction générale

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. En outre, la nature géotechnique des terrains ou bien l'apparition des phénomènes naturels, comme l'érosion par l'eau, les mouvements de terrain et les pentes, sont des facteurs influençant la stabilité des terres.

Plusieurs études ont été élaborées, qui révèlent l'influence des paramètres mécaniques (la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ)); mais aussi géométriques (la largeur du talus et son inclinaison) sur la stabilité des fondations en pentes, Ceci a incité les ingénieurs à chercher des symétries géométriques, ou autres solutions, pour simplifier, le plus possible, le modèle d'étude, afin de faciliter l'analyse et gagner en temps de calcul. Généralement, lors de l'analyse de la stabilité des talus, ils ont recours au critère de déformation plane, qui suppose une largeur infinie et homogène de la pente. Sauf que celle-ci est rarement rencontrée en vrai.

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

Notre projet de fin d'études qui nous a été confié par la direction L.T.P.E (Laboratoire des Travaux Publics EST) de Bejaia, consiste à étudier le site d'implantation de la station d'épuration situé à la ville de Sidi Aïch. A cet effet, ce mémoire comporte deux parties : la première consiste en une étude bibliographique sur les stations d'épuration, une étude théorique relative aux fondations superficielles et tassements et enfin, sur les différentes méthodes de calcul de la stabilité, enfin différents types de confortement seront présentés. La deuxième partie, qui est une partie pratique, est consacrée à la présentation du site d'étude, des caractéristiques géotechniques du terrain, une analyse de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration et enfin nous proposant une solution pour la stabilité des pente.

Notre travail se termine par une conclusion générale, qui réunit l'essentiel de ce qu'on a appris comme méthodes de calcul des fondations et analyse de la stabilité.

1. Introduction

Face à la rareté de l'eau et du stress hydrique que nous vivons depuis plusieurs décennies en Algérie, il est judicieux de valoriser au mieux les eaux épurées issues de la station de traitement. Une station d'épuration reste une structure importante, afin de préserver la qualité des masses d'eau et pour diminuer les prélèvements dans le milieu naturels. Cette dernière conduit à la réduction de la pollution résiduelle engendrée par l'activité d'assainissement et à l'amélioration de la qualité des milieux récepteurs, notamment les plages et les milieux humides.

Nous présentons alors dans ce qui suit un traitement complémentaire des eaux usées ayant pour objectif la dépollution partielle des liquides.

2. Définition des eaux usées épurées

Les eaux usées appelées aussi eaux résiduaires sont des eaux dont les caractéristiques physiques, chimiques ou biologiques ont connu une détérioration et une transformation après usage dans différents domaine (domestique, agricole, industriel, etc..).[1]

Ces eaux qui sont rejetées par les collectivités et les industries, sont acheminées par les égouts en station d'épuration afin d'être traitées. Après traitement, on les appelle des eaux usées épurées Dans le cycle d'assainissement de l'eau «classique », celles-ci sont rejetées dans le milieu naturel (Figure I.1).

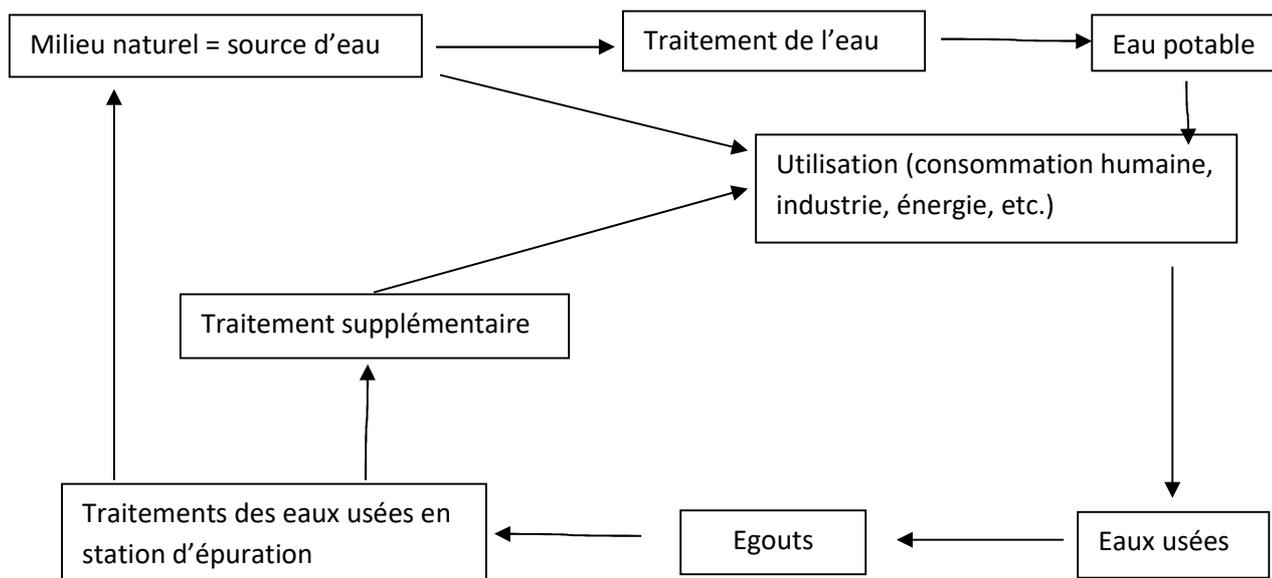


Figure I.1 : Réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle d'assainissement. [2]

3. Traitement des eaux usées

Le but du traitement est de diminuer suffisamment la quantité de substances polluantes contenues dans les eaux usées pour que l'eau finalement rejetée dans le milieu naturel ne dégrade pas ce dernier. Le "nettoyage" des eaux usées obéit donc à une logique de préservation des ressources en eau et de protection de l'environnement. [3] (Corse, 2008).

4. Définition d'une station d'épuration

Une station d'épuration est une installation permettant la dépollution des eaux usées urbaines domestiques, une station d'épuration est un système de traitement des eaux usées qui consiste à épurer l'eau usée pour le recycler dans le milieu naturel.

Cette dernière rassemble une succession de procédés qui permettent, petit à petit, d'épurer l'eau. [4]

5. Principe de la station d'épuration

Une station d'épuration est installée généralement à l'extrémité d'un réseau de collecte des effluents (eaux usées domestiques et urbaines et, par extension, les eaux usées industrielles ou agricoles) et juste en amont de la sortie des eaux qui seront épurées. Dans une station d'épuration, les eaux usées passent dans plusieurs dispositifs. Chaque dispositif est conçu pour extraire les différents polluants qui sont contenus dans les eaux. [1]

Le schéma suivant montre les différentes étapes de traitement des eaux usées dans une station d'épuration.

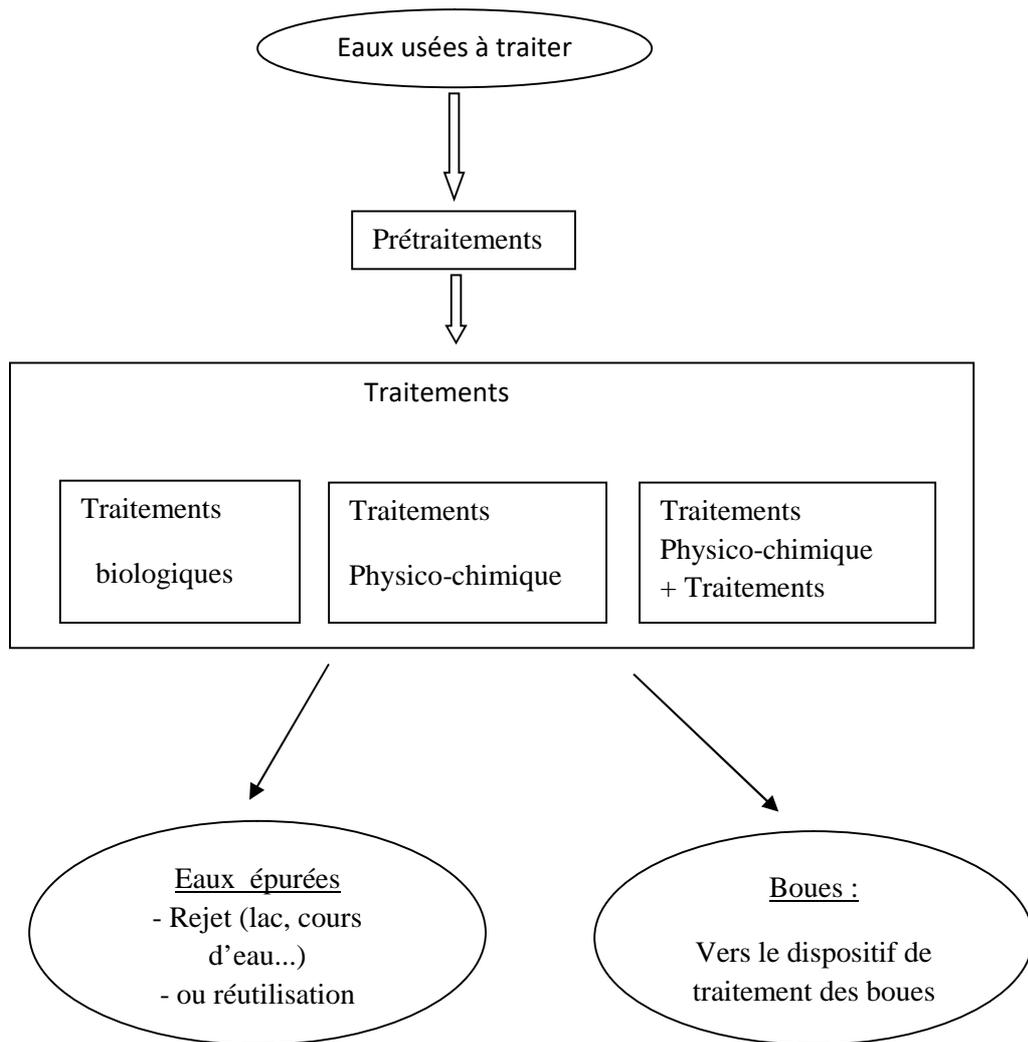


Figure I.2 : Schéma de principe d'une station d'épuration. [1]

À partir du schéma de principe de fonctionnement d'une station d'épuration, on distingue plusieurs systèmes d'épuration à savoir les traitements biologiques, les traitements physicochimiques et les traitements mixtes.

6. définition des ouvrages de la station d'épuration

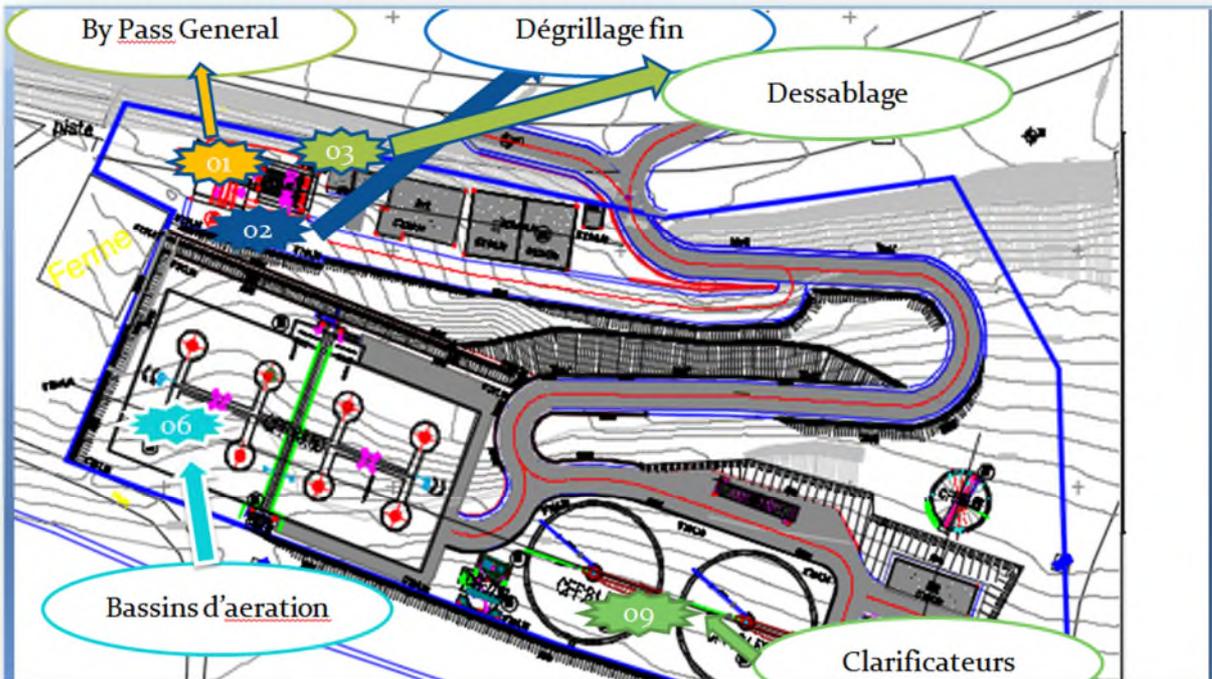


Figure I.3 : Schéma des ouvrages de la station d'épuration

By pass Général (01):

C'est l'entrée des eaux brutes, il permet de stocker cette eau avant le commencement du traitement.

Dégrillage Fin (02):

Il permet de séparer les matières volumineuses. Son principe est extrêmement simple, puisqu'il consiste à faire passer l'eau brute à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100 mm. La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s. Le nettoyage des grilles est réalisé généralement de façon automatique par un dispositif mécanique agissant en amont ou en aval du champ de la grille [5] (Gondard, 2003).

Dessablage (03) :

Le dessablage a pour but d'extraire des rejets, les graviers, les sables et autres matières minérales denses de façon à éviter les dépôts dans les conduites et les canaux, et à protéger les pompes contre l'abrasion. Ces dessaleurs sont de forme rectangulaire à insufflation d'air.

On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit, laquelle, beaucoup plus faible, peut alors être variable sans inconvénient. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant [5] (Gondard, 2003).

Bassins d'aération :

La forme spécifique du bassin, permet l'établissement d'un courant de circulation. Un agitateur submersible (pâle banane), assure une vitesse constante et suffisante de l'effluent de manière à éviter tout phénomène de décantation dans ce bassin. Du fait de ce courant l'échange gazeux (oxygène-micro organismes) est favorisé (parcourt de la bulle d'air depuis le fond du chenal vers la surface rallongé et donc temps de contact plus important), ce qui accroît le rendement d'oxydation. [4]

Clarificateurs (09) :

Le rôle du clarificateur est essentiellement de séparer le floc bactérien de l'eau et ce par gravitation, les boues déposant sur le fond, les eaux clarifiées s'évacuant en périphérie par une double lame déversant permettant la récupération des flottants résiduels. Les eaux clarifiées sont alors acheminées vers un chenal de sortie dans lequel un Venturi permet d'en mesurer le débit. Une cascade d'aération est placée en aval du Venturi pour permettre une dernière aération.[4]

7. Etapes et traitements des eaux usées

Le traitement ne portera pas sur l'eau elle-même mais sur les corps qui s'y trouvent en suspension vraie ou colloïdale et en solution. Traiter de manière optimale signifie pour une grande ville, appliquer trois types de traitement des eaux usées. Un traitement primaire qui permet d'abord d'éliminer les matières solides en suspension, ensuite un traitement secondaire, généralement biologique, qui s'attaque aux polluants dissous.

Enfin, un traitement tertiaire qui s'intéresse à des substances spécifiques, par exemple les germes pathogènes, les éléments nutritifs comme l'ammonium, les nitrates et les phosphates ou les métaux. [6]

8. Conclusion

Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines constituent un problème pour la nature lors du rejet sans subir de traitement au préalable. Afin de montrer l'intérêt de leurs épuration, nous avons présenté dans ce chapitre d'une part, l'origine et caractéristiques des eaux usées, et d'autre part, les différentes méthodes utilisées pour leur épuration.

Chapitre II :Etude de fondations

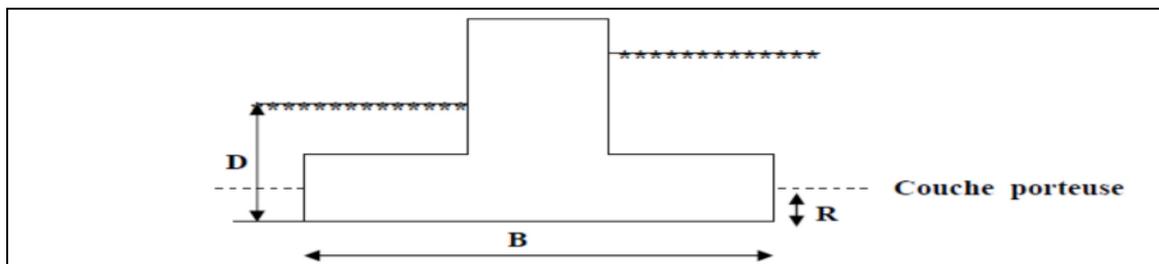
1. Introduction

Les fondations superficielles et profondes sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. il existe une diversité de configurations, en fonction de la nature du sol, et de la structure.

2. Définition

La fondation est la partie de la structure qui transmet les charges directement au sol. Si le sol proche de la surface du terrain permet de supporter d'une manière convenable les charges transmises par la fondation, alors on a affaire à une fondation superficielle.

(Figure II.1).



FigureII.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle. [7]

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3.0 m (ou 06 fois la largeur B de la fondation ($D/B < 6$)).

Si le sol superficiel est incapable de supporter les charges de la construction, alors il faut aller transmettre ces charges au bon sol situé en profondeur. On dit alors qu'on a affaire à des fondations profondes. Ce type de fondation est généralement constitué de pieux en béton armé, béton précontraint ou en acier, battus, foncés ou forés moulés et atteignant quelques dizaines de mètres pour relier la structure au bon sol.

3. Choix du type de Fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que :

- La nature de la structure;
- Les charges appliquées par la structure;
- Les caractéristiques du sol sous la fondation;
- Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la

Chapitre II :Etude de fondations

construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation ; Superficielle ou profonde.

4. Fondation superficielle

Les fondations superficielles sont par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles ou peu profondes. Ce type de fondation est bien adapté pour des sols de surface ou peu profonde, ayant une résistance suffisante et peut se présenter sous forme de semelle isolée, filante ou radier (**Figure II.2**), et constitue la partie la plus basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges de la superstructure au sol.[8]

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- la largeur B de la semelle (plus petit côté) ;
- la longueur L d'une semelle rectangulaire (plus petit côté) ;
- la hauteur d'encastrement D ; qui désigne l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation ;

L'ancrage de la semelle R qui désigne la profondeur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

5. Types de fondations superficielles

On distingue les semelles suivantes :

➤ les semelles isolées divisées en

- les semelles carrées : dans lesquelles $L = B$;
- les semelles rectangulaires : $B < L < 5B$;
- les semelles circulaires : $b = 2R$;

➤ les semelles filantes : $L > 5B$;

➤ les radiers : les dimensions B et L sont importantes.

Chapitre II :Etude de fondations

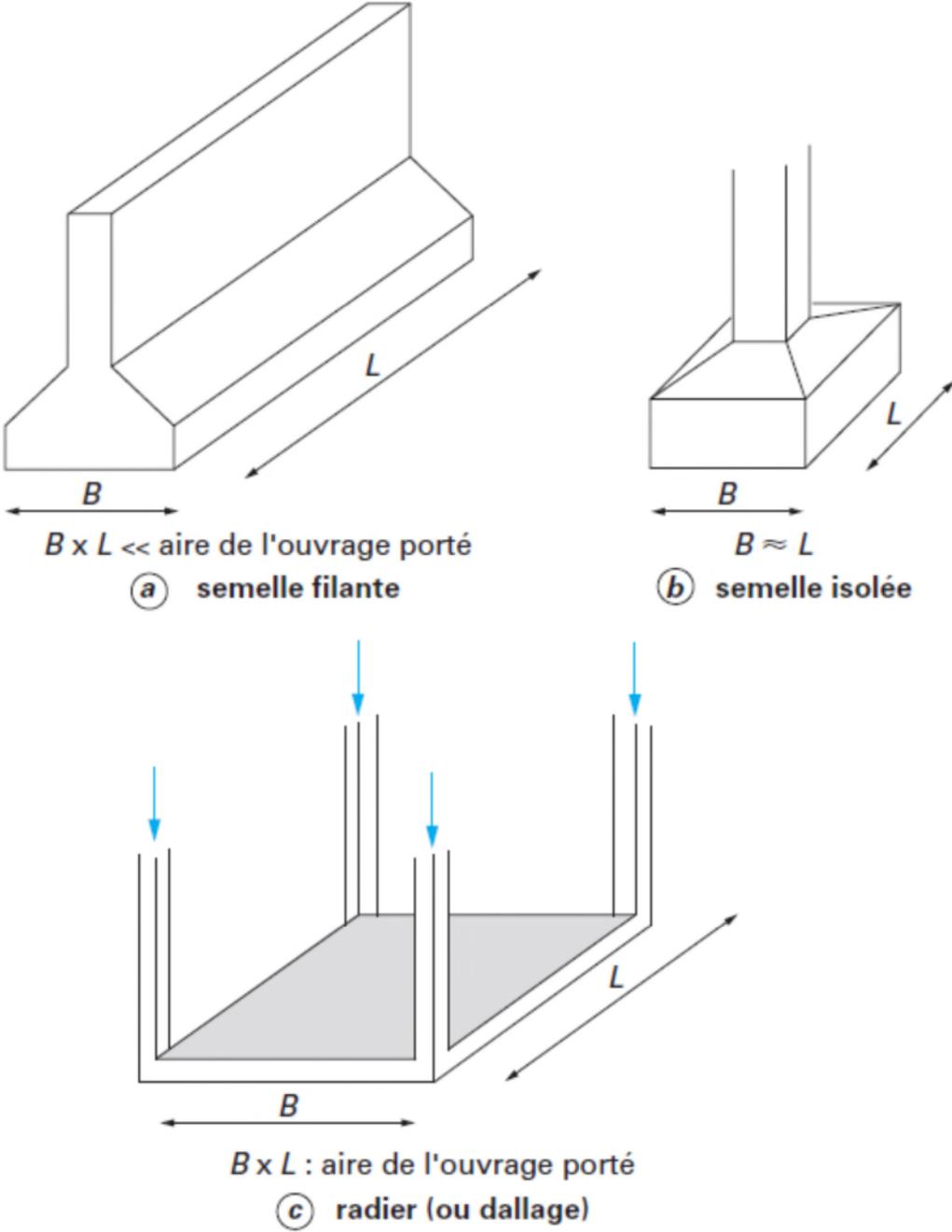


Figure II.2. Différents types de semelles. [8]

Chapitre II :Etude de fondations

6. Capacité portante des fondations superficielles

6.1. Introduction

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou (contrainte maximale) qui puisse être appliquée par une structure, sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle:

- La capacité portante de la fondation : C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement Le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Plusieurs méthodes, issues d'essais, permettent de la déterminer à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées, (soit au laboratoire, soit in-situ.). [9]

6.2. Mécanisme de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire. En effet le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_1 pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_1 . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation. La (Figure II.3) représente une courbe de chargement d'une fondation superficielle

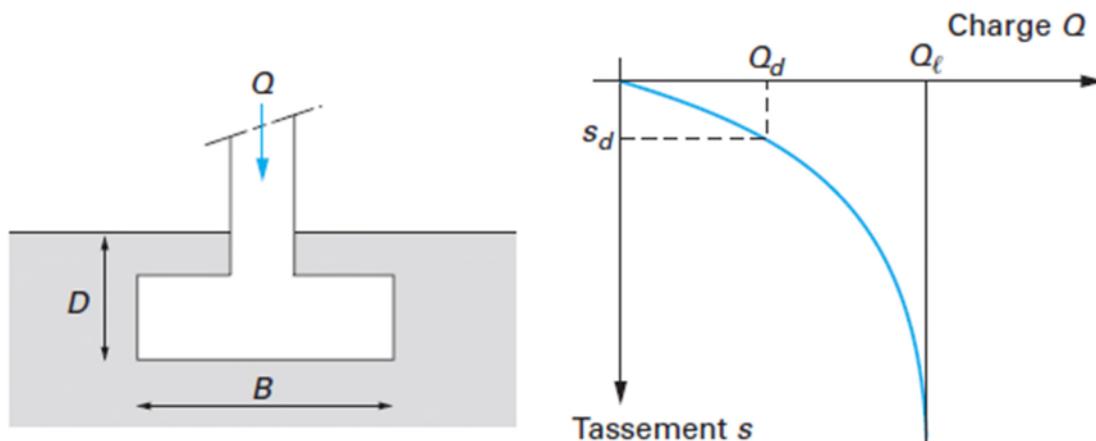


Figure II.3: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle. [8]

Chapitre II :Etude de fondations

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture, quand la charge limite est atteinte comme le montre la (Figure II.4):

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale ;
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;
- A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

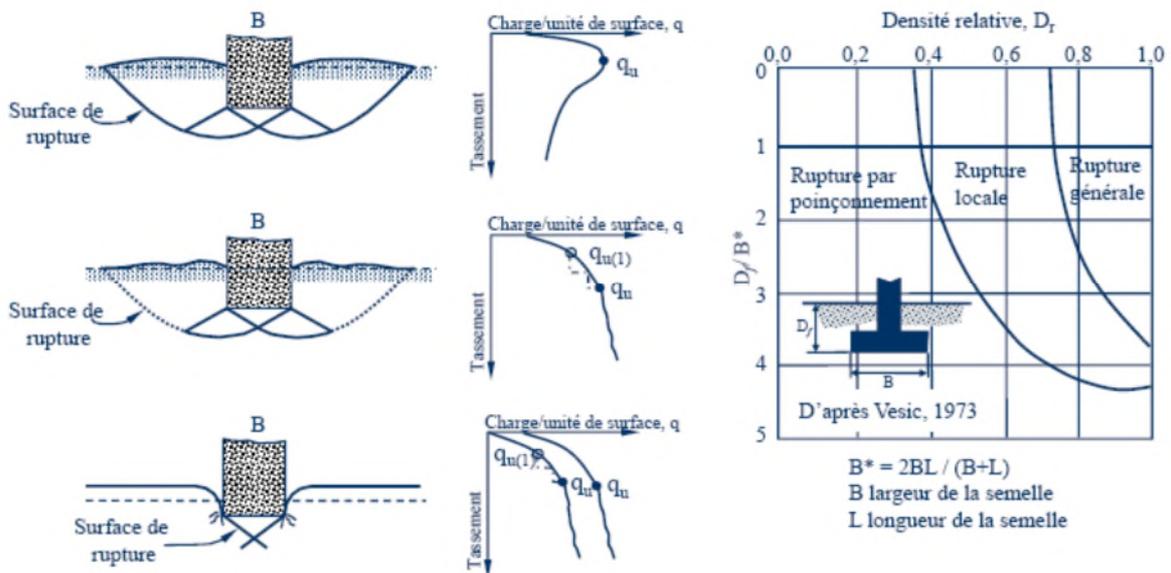


Figure II.4: Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle. [8]

7. Conclusion

Le choix et le type de fondation dépendent de :

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées par la structure ;
- Les caractéristiques du sol sous la fondation ;
- enfin le coût des fondations.

1. Introduction

La rupture par glissement d'un talus, se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus, est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle, vis-à-vis du risque de rupture, est une question complexe, surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), le choix des caractéristiques hydrauliques et mécaniques des sols, mais aussi un calcul de stabilité [10].

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le Facteur de sécurité correspondant (F). Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

Dans ce chapitre on définit quelques méthodes de calcul de stabilité des talus, et Plus particulièrement les méthodes de calcul à la rupture.

2. Notion de facteur de sécurité

Le calcul de stabilité des talus consiste à déterminer un coefficient (facteur) de sécurité F par lequel il apprécie la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture, c'est-à dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible. Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante :

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

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, définit par : $\tau_{max} = c + \sigma_{max} \tan \varphi$

τ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelques fois être égal à 2 et 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles

pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 à 1.4. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique. [11]

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

Tableau III.1 : les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage [11]

Le facteur de sécurité	Etats de l'ouvrage
$F_s < 1$	Danger
$1 < F_s < 1.25$	Sécurité contestable
$1.25 < F_s < 1.4$	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants, sécurité contestable pour les talus, ou bien quand la rupture serait catastrophique
$F_s > 1.5$	satisfaisante pour les talus

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question, et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

4. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai non consolidé non drainé (UU). A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai consolidé drainé (CD) ou éventuellement consolidé non drainé (CU) (caractéristiques c' et ϕ').

Pour un calcul a priori (cas des petites déformations), les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic).

Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.[11]

5. Le calcul à la rupture

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Le calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique. Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

Les méthodes à l'équilibre sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur l'hypothèse que l'équilibre statique du volume étudié est assuré. En général l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles envisagent pour résoudre le système d'équation (hypothèse sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité).

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F, mais les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. [12]

6. Rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente (**figure III.1**).

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que les forces externes horizontales et verticales s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer le Coefficient de sécurité avec la formule suivante :

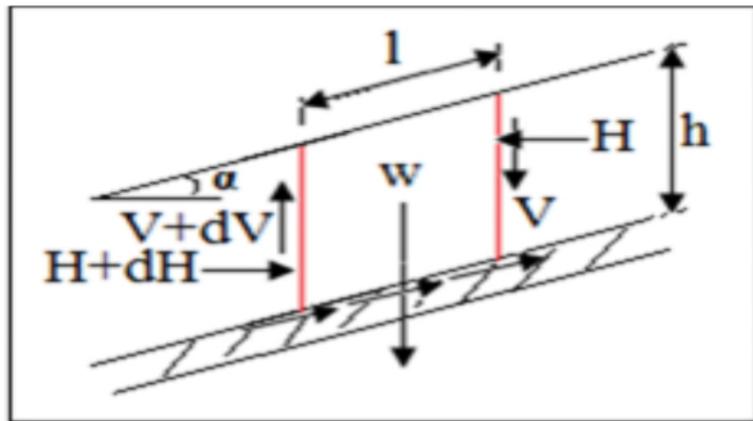


Figure III.1 : Rupture plane. [11]

$$F_s = \frac{2c'}{\gamma h \sin 2\alpha} + \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}$$

7. Ruptures rotationnelles (calcul à l'équilibre limite)

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F_s est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices.

8. Méthode d'analyse globale

Nous avons mentionné à plusieurs reprises que, dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en deux dimensions). La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel. Cette méthode dite globale permet de déterminer le coefficient de sécurité dans le cas :

- D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : Gravité (g), Cohésion (C), L'angle de frottement (φ).
- D'un talus de hauteur H faisant un angle α avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. [12].

Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez).

9. Méthodes des tranches généralisées

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope, et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.

Le principe est de couper verticalement le volume étudié en un certain nombre de tranches. En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (Serma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

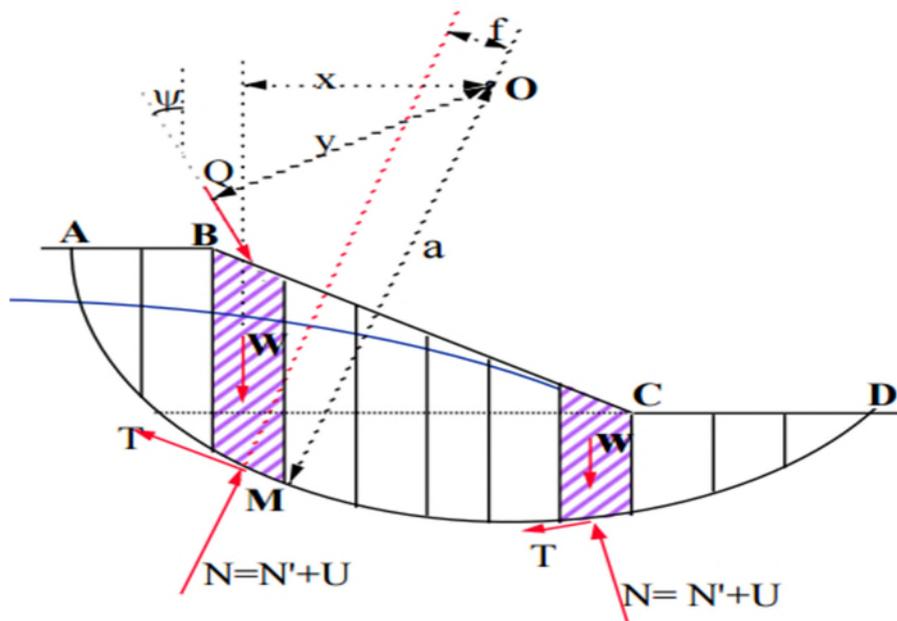


Figure III.2 : Calcul par la méthode des tranches. [11]

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

- **Méthode de Fellenius**

Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) inter tranches s'équilibrent. Par définition le coefficient de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximal correspondant à toutes les tranches, divisée par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches. Il a pour expression :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- **Janbu** : ligne d'action des forces inter tranches située à 1/3 de la hauteur des tranches). Le calcul du coefficient de sécurité dépend du rapport de la profondeur de la surface de glissement à sa longueur ainsi que la nature du sol.
- **Spencer** : dans cette méthode le rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constantes.
- **Morgestern et Price** : ont proposé rapport de la composante horizontale E et la composante verticale X des forces inter tranches est donné avec la formule suivante :

$$X(x) = \lambda \cdot f(x) \cdot E(x)$$
- **Jaulin et al** : ont proposé deux méthodes satisfaisant les équations de l'équilibre avec une hypothèse porte sur la répartition des contraintes le long de la ligne de rupture, et que ces contraintes soient régulières et acceptables.
- **Méthode de Bishop**

Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces externes inter tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{(\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n w_i \tan \varphi_i) / \sum_{i=1}^n m_\alpha}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{Avec: } m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F} \right)$$

La valeur de F est calculée par itération successive. La première itération est faite en adoptant, comme valeur de coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

Ces calculs sont très longs à la main, par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs.

10. Méthode numérique de la stabilité au glissement

Le calcul de la stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité F et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général deux phases principales :

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

1). La première phase consiste à introduire trois types de données :

- Géométriques (profil topographique)
- Géotechnique (c , ϕ , γ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

2). La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de glissement.

11. Conclusion

On a présenté, précédemment, la notion du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

1. Introduction

Lorsqu'un talus présente un risque d'effondrement, différentes solutions techniques permettent de conforter le terrain, et pour cela on s'attaque aux causes de l'instabilité en terrassant les masses instable et/ou en drainant le terrain, soit on empêche son glissement par des ouvrages de soutènement ou d'ancrage.

2. Principales techniques de confortement

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

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route, en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

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

3. Modification géotechnique

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

3.1 Les remblais de pieds

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

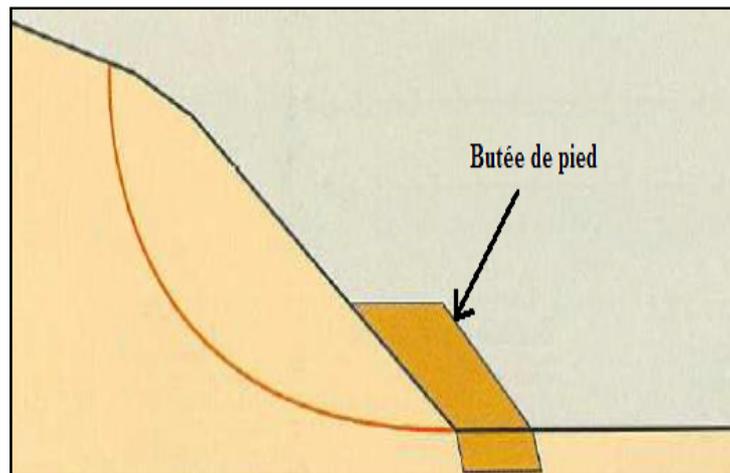


Figure V.1 : le chargement en pieds (butée). [13]

3.2 Allègement en tête

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

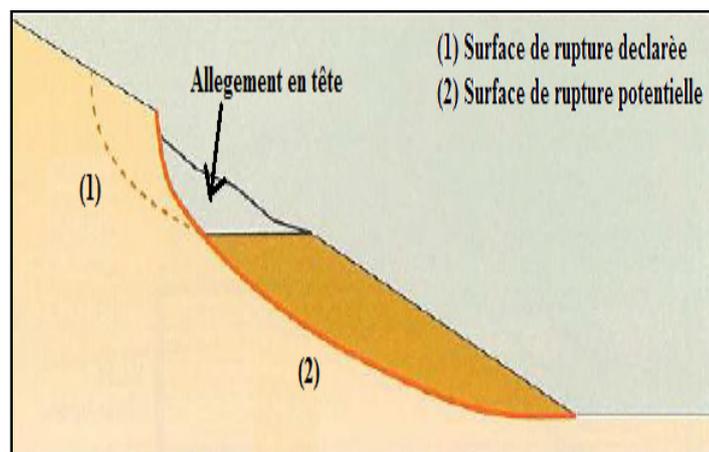


Figure V.2 : L'allègement en tête.[13]

3.3 Le re-profilage

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

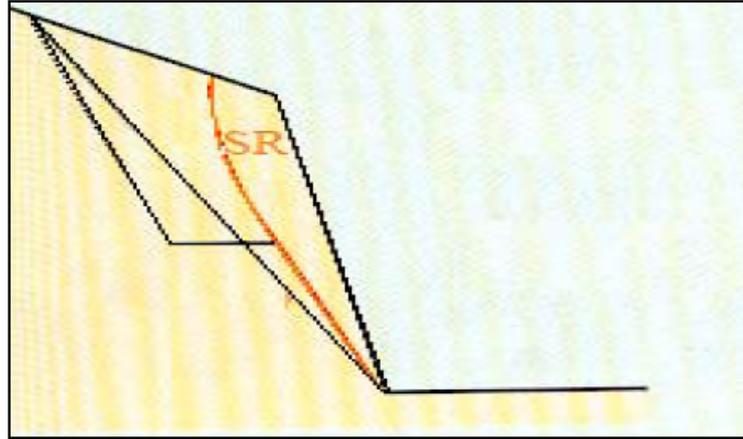


Figure V.3 : le re profilage.[13]

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes, a, l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique, et de créer des voies d'accès pour l'entretien et travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [13].

3.4 La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu, soit stable. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les buteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible [13].

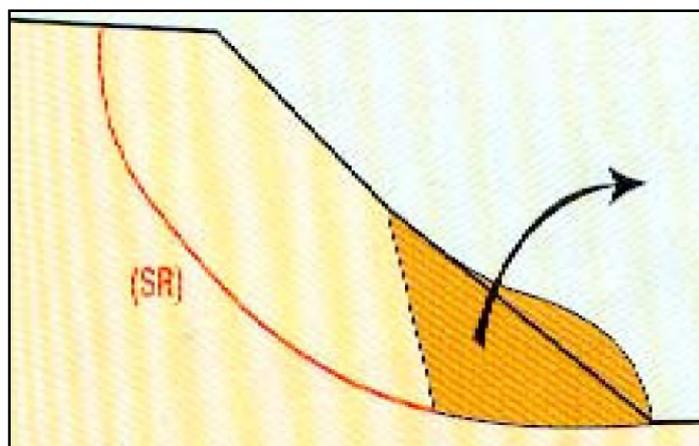


Figure V.4 : La purge. [13]

3.5 La substitution totale ou partielle

Elle se compose de deux parties :

➤ Substitution totale des matériaux glissés

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

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

➤ Substitution partielle des matériaux glissés :

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Notons que la bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais, sur un massif de sol instable, de faible épaisseur (moins de 5m). [13]

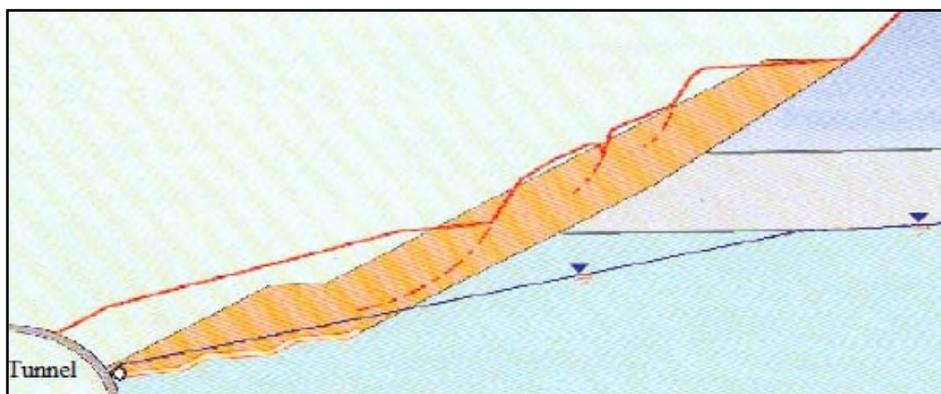


Figure V.5 : Substitution totale des matériaux glissés. [13]

4. Dispositif de drainage

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux, avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain [13].

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

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

A ce sujet, on distingue schématiquement : Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ; les tranchées et les galeries drainantes ; les drains subhorizontaux ou verticaux ; enfin les tunnels et autres ouvrages profonds. [13]

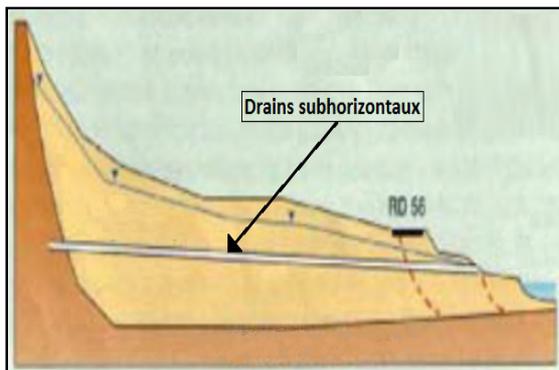


Figure V.6 : Drains subhorizontaux

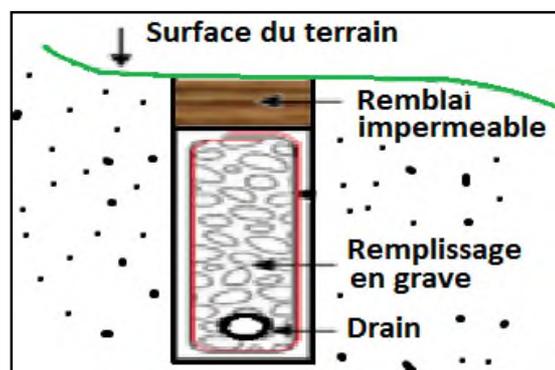


Figure V.7 : coupe d'une tranchée drainante

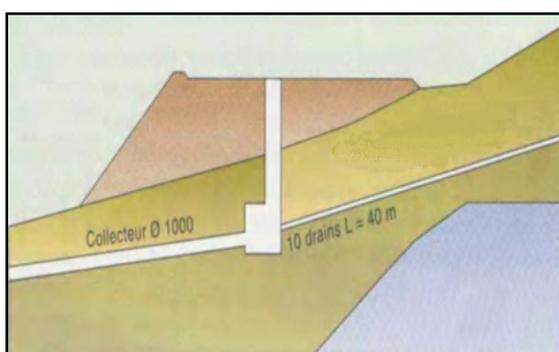


Figure V.8 : Drainage vertical

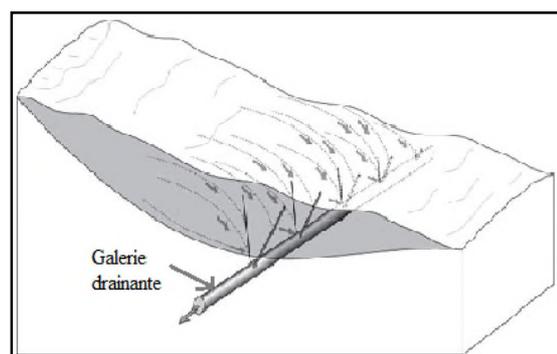


Figure V.9 : Galerie drainante

5. Les confortements mécaniques

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

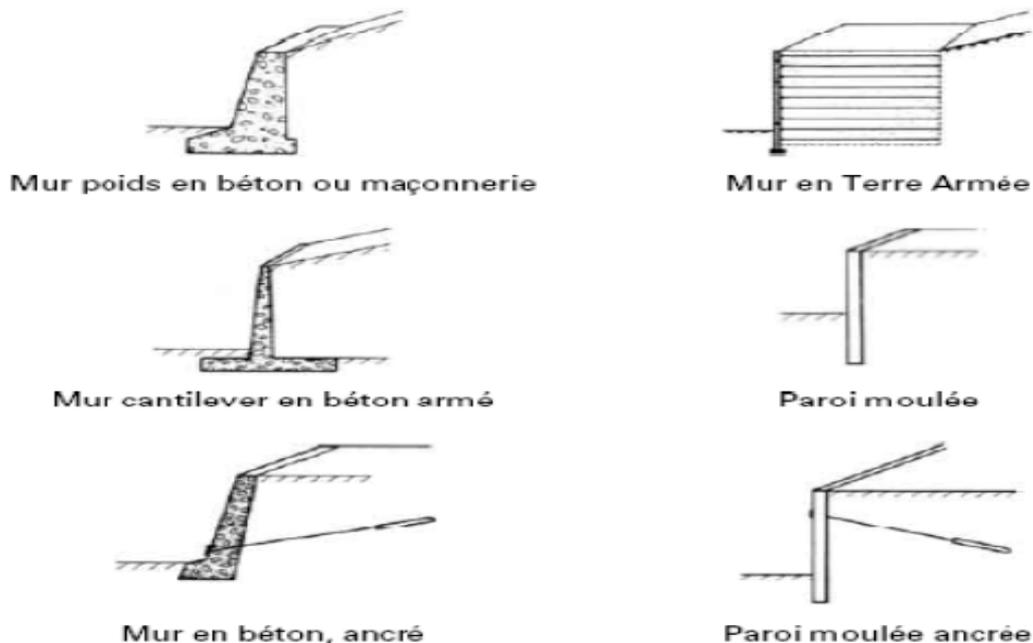
- Murs de soutènement, tirants d'ancrage et murs ancrés.
- Clouages par des barres, des micros pieux.
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Comme ces techniques visent à réduire ou à arrêter les déformations, on peut introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, lesquels pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols [13].

5.1 Ouvrage de soutènement

On distingue deux types

- Les ouvrages rigides, qui ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation. En outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants, engendrés par le glissement.[14]



Figures V.10 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.[13]

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



Figure V.11 : Ouvrage souple, en gabion

Sidi Younes Ouzellaguene, Bejaia.[13]



Figure V.12 : Ouvrage souple, en géotextile

CW13, Tifra Bejaia.[13]

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

5.2 Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées, à une couche de terrain résistante. Le principe consiste, à réduire les forces actives de glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. [13]

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

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

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

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

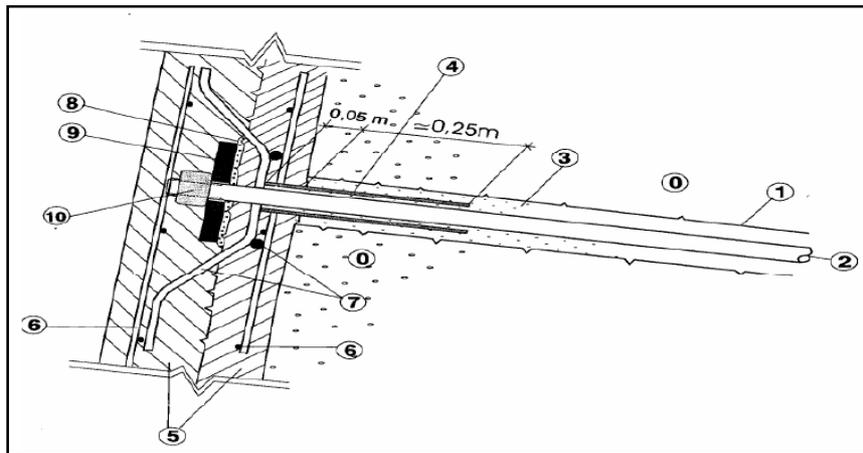


Figure V.13 : Dispositif d'un tirant d'ancrage [13]

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

5.3 Clous et micros pieux

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

Deux types de clouage existent :

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

La mise en place des inclusions est, en général, préalable au creusement. On renforce d'abord, avant de créer le déséquilibre de masse.[13]

5.4 Pieux : Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives. Les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion, fasse augmenter le coefficient de sécurité global du massif. [13]

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

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

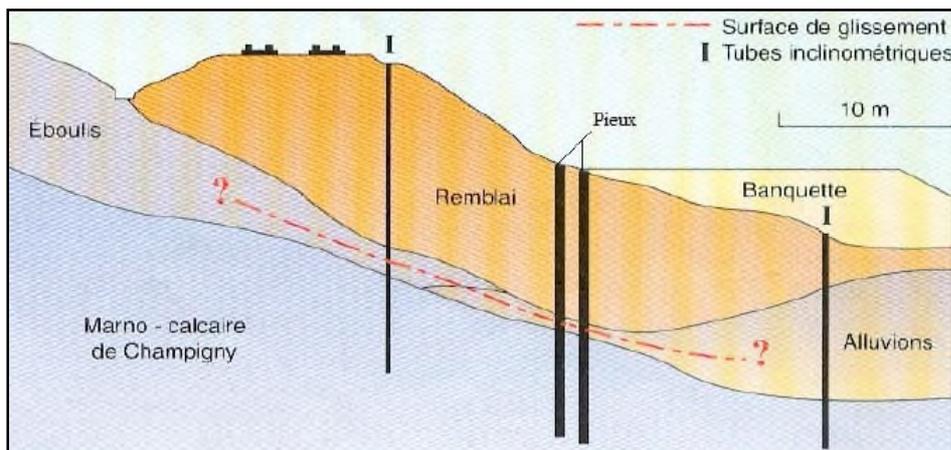


Figure V.14 : clouage par des pieux. [13]

6. Conclusion

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ces glissements affectent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins (à forte densité de vides souterrains), ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau. Leur survenue est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse), mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions anthropiques. On en déduit donc que les mouvements de terres sont complexes et différents.

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une évaluation de la situation du milieu physique et identifier ses différents composants (Topographie, géographie, géologie, Hydrogéologie ...), ainsi que la sismicité de la région, afin de comprendre les différents aspects du déséquilibre et les mécanismes responsables de cet état.

2. Les caractéristiques physiques d'un milieu

Le milieu urbain est d'abord un espace physique qui se caractérise par un relief, avec des altitudes, des pentes, une structure géologique, et un climat. Il se caractérise aussi par la présence d'eaux de surface et souterraines.

3. Présentation du site d'étude

La vallée de la Soummam, se caractérise par une plaine alluviale, qui sépare en deux parties l'Oued portant son nom. Notre site d'étude est situé à 3Km au Nord Est de la ville de Sidi Aïch, au lieu-dit Ighzer N'Teslith, se trouvant sur la rive gauche d'oued Soummam, en contrebas de la RN 26.



Figure I.1 : Photo du site réservé au projet.

4. Contexte géologique régional

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

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

On remarque bien, le long de la route nationale RN 26 qui relie Bejaia à Sidi-Aich, que le Trias s'observe sous deux formes :

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

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

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

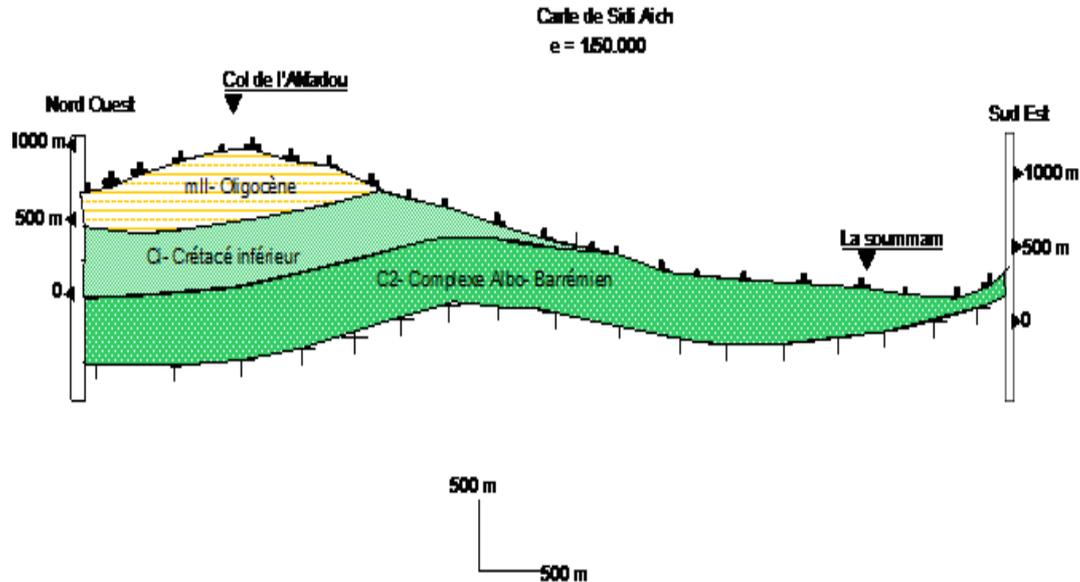


Figure I.2 : Coupe géologique (Soummam – Col d'Akfadou)

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

- ✚ Des alluvions récentes, sur le lit des oueds.
- ✚ Des alluvions anciennes :
 - Niveau inférieur : Ce sont les basses terrasses, formées de limons de sables, et de cailloutis.
 - Niveau moyen : Ce sont des terrasses, à environ 10 m au-dessus du cours de la Soummam, caractérisées par des limons et cailloutis.
 - Niveau supérieur : Des terrasses à environ 40m au-dessus du cours de la Soummam, formées de sables et cailloutis.
- ✚ Cônes de déjections anciennes : Largement développés au piedmont. Les éléments, peu roulés, sont mélangés à des limons jaunes et rouges. Ces formations sont caractérisées par l'absence de stratification nette.
- ✚ Le Burdigalien : Marnes grises, dans lesquelles sont inter-stratifié des grés et des conglomérats.

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

✚ Le Crétacé inférieur : Qui se localise au Nord de la Soummam. Il est caractérisé par un faciès flysch très uniforme, (ayant une épaisseur de l'ordre de 400m); et d'une lithologie, formée par des schistes argilo-siliceux, (des argilites et des marnes avec des intercalations de grès siliceux. Les formations du cénonanien cartées sont représentées par l'alternance de marnes et de calcaires. Les marnes, d'une couleur parfois verdâtre sombre, sont compactes et ont une structure pélitomorphe. Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

5. Contexte géologique local

L'investigation géotechnique, au moyen des sondages carottés, définit un terrain constitué essentiellement d'alluvions fines, représentées par les argiles limoneuses, les limons argileux, sableux, et par des alluvions grossières, constituées de galets, graviers et de sables.

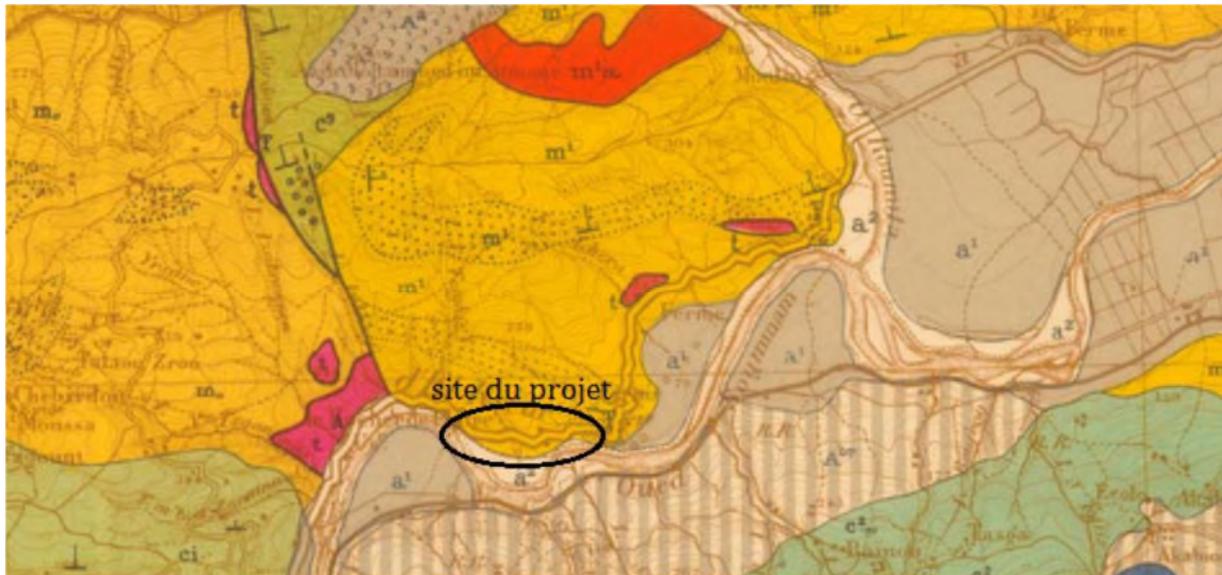


Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de Sidi Aïch.

6. Topographie et morphologie

Le site est un terrain en pente de 14°, situé au piedmont d'un versant, dont la dénivellation (de l'amont en aval du site) est d'environ 26 m.

7. Sismicité et sismotectonique de la région de Bejaia

On définit la sismotectonique comme une discipline qui englobe l'étude de la sismicité, en relation avec la tectonique d'une région donnée. Elle a pour but de caractériser toutes les sources potentielles pouvant générer un séisme : les failles sismogènes. La synthèse sismotectonique régionale, résultant de la combinaison des données de la sismotectonique et du cadre structural (au sens large) conduit à l'établissement d'une carte sismotectonique qui permet d'individualiser des zones sources.

8. Aperçu sismique de la région

Enumération des séismes qu'a connus la wilaya de Bejaia, ces dernières années :

- Séisme de 19/06/2008 (Magnitude de 3.4 sur l'échelle ouverte de Richter).
- Séisme de 27/11/2008 (Magnitude de 3.5 sur l'échelle ouverte de Richter).
- Séisme de 28/06/2009 (Magnitude de 4.0 sur l'échelle ouverte de Richter).
- Séisme de 29/11/2012 (Magnitude de 5.1 sur l'échelle ouverte de Richter).
- Séisme de 19/05/2013 (Magnitude de 5.5 sur l'échelle ouverte de Richter).

9. Classification des zones sismiques

D'après la nouvelle classification du CGS (Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique) de 2003, la région de Bejaia est classée dans la zone II a de moyenne sismicité.

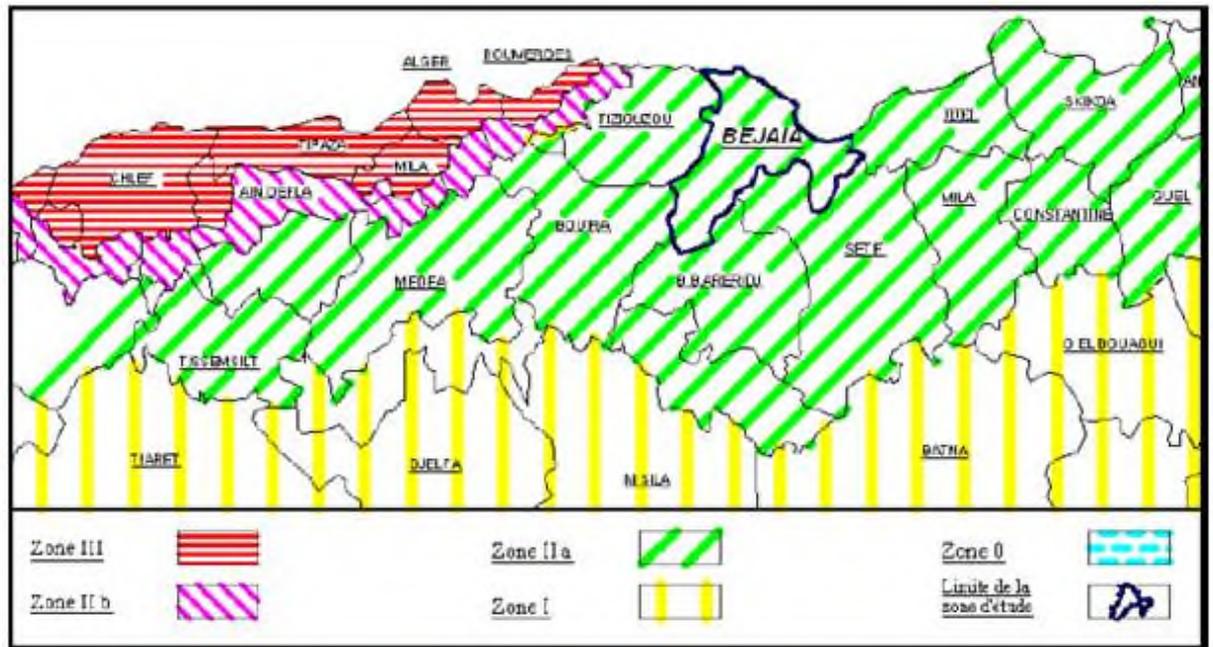


Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire nationale, (d'après CGS 2003).

Selon la carte des zones sismiques et la classification sismique de la Wilaya d'Algérie (d'après le Règlement Parasismique Algérien R.P.A/2003), la région de Bejaia est située en Zone II.a.

1. Introduction

La reconnaissance des sols permet de prévoir les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction. Pour cela, il existe des essais au laboratoire et des essais In-Situ, pour l'identification des caractéristiques géotechniques des sols en place, ainsi mesurer les épaisseurs des différentes couches, leur pendage, la profondeur du substratum et éventuellement les niveaux piézométriques des formations aquifères.

2. Reconnaissances géotechniques

Afin de définir les caractéristiques du terrain, il a été procédé à une campagne d'investigation, comprenant des essais In-Situ (Figure II.1), et d'autres au laboratoire (L.T.P.E)

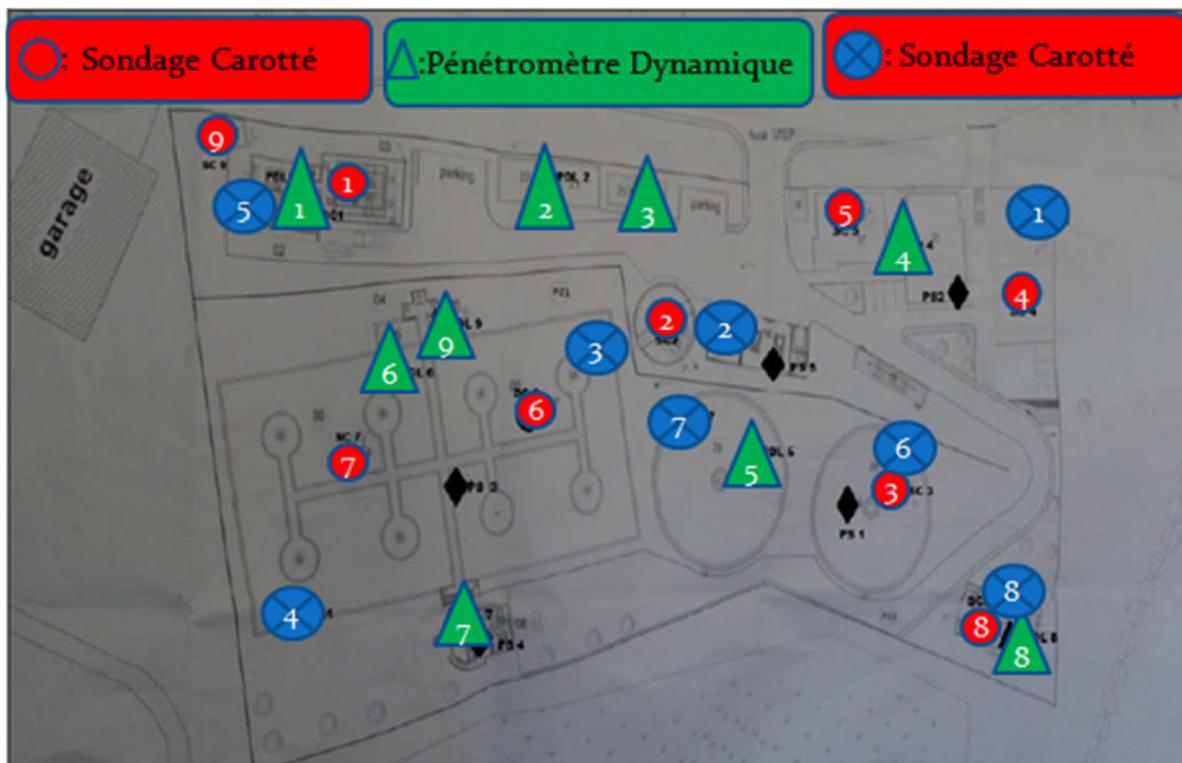


Figure II.1 : Implantation des essais IN-SITU sur le site

▲ PDL : Pénétromètre Dynamique Lourde.

● SC : Sondage Carotté.

◆ PS : Pénétromètre Statique.

⊗ PR : Essais Pressiométrique.

3. Interprétation des essais in situ

3.1 Coupes géologiques des sondages carottés

Les coupes des sondages carottés, montrent que le terrain du site d'étude est essentiellement constitué par des argiles marneuses limoneuses, et des Alluvions de différentes dimensions, (galets, graviers et sables) notamment en aval du site. Le sondage carotté N°05, indique une couche rocheuse à partir de 9.50m de profondeur.

Tableau II.1: Récapitulatif de la nature Lithologique des neufs sondages.

N° du Sondage	Profondeur (m)	Description lithologique
SC 01	0.00 - 0.50 m	sol de couverture
	0.50 - 5.60m	Limons argileux, sableux, de couleur brun présentant des concrétions de calcaires
	5.60 - 15.0m	limons argileux sableux à blocs de grès.
SC 02	0.00 - 15.00m	Limons argileux, sableux, de couleur brune, Compacts à peu compacts en profondeur
SC 03	0.00 - 0.50m	Sol de couverture
	0.50 - 17.00m	Argile limoneuses, de couleur brune
	17.00 - 19.50m	Alluvions fines (sables limoneux)
	19.50 - 20.00m	Alluvions grossières (galets, graviers et Sables).
SC 04	0.00 - 10.0m	Argiles marneuses limoneuses, de couleur gris verte, à aspect schisteux
SC 05	0.00 - 1.30m	Remblais
	1.30 - 9.50m	Argiles limoneuses à aspect schisteux de couleur brune
	9.50 - 14.5m	Roches
SC 06	0.00 - 0.50m	Sol de couverture
	0.50 - 10.5m	Limon argileux, sableux, graveleux
	10.5 - 20.0m	Alluvions grossières
SC 07	0.00 - 0.60m	Sol de couverture
SC 08	0.00 - 0.50m	Sol de couverture
	0.50 - 2.30m	Argiles limoneuses de couleur brune.
	2.30 - 7.60m	Argiles limoneuses présentant des concrétions calcaires
	7.60 - 10.0m	Argiles limoneuses de couleur brune
SC 09	0.00 - 7.00m	Argiles limoneuses, sableuses de couleur brune
	7.00 - 10.0m	Argiles limoneuses, sableuses de couleur Brune à rougeâtre présentant des blocs de grés

3.2 Sondages pressiométriques

Les courbes pressiométriques, jointes en annexes, montrent les pressions limites (P_L) obtenues en fonction des volumes injectés dans la cellule principale.

Les sondages pressiométriques confirment que les sols du site sont compacts. Les valeurs des pressions limite (P_L) obtenues, sont supérieures à 12 bars.

Les sols en surface (de 1 à 5 m de profondeur) sont plus ou moins compacts ; cependant les sols en profondeur sont compacts à très compacts par endroit (pressiometre n°3 à partir de 11m, pressiometre n°5 à partir de 12m, pressiometre n°6 à partir de 8m, pressiometre n°7 à partir de 12m, le pressiometre n° 8 à partir de 9m).

Les résultats des essais pressiométriques, sont inscrits dans les tableaux en annexes.[1]

4. Interprétation des essais de laboratoire

4.1 Caractéristiques d'identification

Les caractéristiques physiques :

Tableau II.2 : Caractéristiques physiques du sol.

Echantillon	Teneur en eau $W_n(\%)$	Degré de saturation (%)	Densité sèches (KN/m^3)	Densité humide (KN/m^3)
SC 01 2.50-2.85 (m)	11.03	67.62	18.7	20.8
SC01 12.40-12.80 (m)	17.47	93.93	17.9	21.1
SC02 4.80-5.20 (m)	13.54	79.21	18.9	21.5
SC05 3.00-7.70(m)	19.92	96.80	17.3	20.8
SC05 7.3-7.70(m)	18.87	92.42	17.4	20.7
SC06 2.30-2.70 (m)	16.79	92.81	18.1	21.2
SC06 6.10-6.50 (m)	93.3	77.88	20.1	22.2

Les valeurs des densités sèches montrent que les sols du site sont denses. Par contre l'échantillon prélevé ausondage carotté N°06 à 6 m de profondeur indique des sols très denses.

- Les teneurs en eau obtenues, montrent que les sols sont faiblement à moyennement humides.
- Les degrés de saturation indiquent des sols humides ($50 < S_r < 80\%$) à proches de la saturation ($80\% < S_r$).

L'analyse granulométrique fait apparaître les pourcentages dimensionnels des tamisats indiqués dans le tableau ci-dessous:

Tableau II.3 : Classification du sol.

Echantillon	Argile (%)	Limons (%)	Sable (%)	Gravier (%)	Classification LCPC
SC01 2.50-2.85 (m)	17	56	25	2	Argile peu plastique
SC01 12.40-12.80 (m)	28	42	26	4	Argile très plastique
SC02 4.80-5.20 (m)	20	53	25	2	Argile très plastique
SC05 3.00-7.70 (m)	50	30	19	1	Limons très plastique
SC05 7.3-7.70 (m)	34	54	12	0	
SC06 6.10-6.50 (m)	22	49	23	6	

La classification des sols adoptée par le L.C.P.C, montre que ces échantillons sont essentiellement des sols fins, représentés par les limons très plastiques (échantillons de

sondage 5 et 6), les argiles peu plastiques(échantillons de sondage N°01), et par les argiles très plastiques (échantillons de sondage carotté N°02).

5. Détermination de la limite de plasticité

Les résultats des limites d’Atterberg sont comme suit :

Tableau II.4 : Les résultats des limites d’Atterberg

Echantillon	Limite de liquidité WL (%)	Limite de plasticité Wp (%)	Indice de plasticité Ip	Indice de Consistance Ic	Classification
SC 01 2.50-2.85 (m)	48.71	26.53	21.18	1.69	Argile peu Plastique
SC01 12.40-12.80 (m)	45.06	22.47	22.58	1.22	Argile peu Plastique
SC02 4.80-5.20 (m)	55.95	28.05	27.90	1.52	Argile très Plastique
SC 05 3.00-7.70 (m)	74.88	36.67	38.20	1.44	Limens très plastique
SC 05 7.3-7.70 (m)	58.52	29.72	28.79	1.37	
SC06 6.10-6.50 (m)	64.02	32.46	31.56	1.49	

Les valeurs de limites de liquidité WL, et de l’indice de plasticité Ip reportées sur le diagramme de Casagrande indiquent que la fraction fine est représentée par les argiles très plastiques de classe At (échantillons de sondage carotté 2), peu plastiques de classe Ap (échantillons de sondage 1), et par les limons très plastique de classe Lp (échantillons de sc5 et SC6).

L’indice de plasticité est de 22 à 38, les sols sont plastiques.

L’indice de consistance est supérieur à 1, les sols sont consistants.

6. Caractéristiques mécaniques

6.1 Caractéristiques de cisaillement et de rupture

a) Essais de cisaillements directs à la boîte de Casagrande

Les essais de cisaillement non consolidé, non drainé à la boîte de Casagrande (essais U_u) ont donné les caractéristiques inscrits sur le tableau ci-dessous :

Tableau II .5: Caractéristiques C et ϕ correspondant à chaque essai

Echantillon	C_{UU} en bars	Angle de frottement ϕ_u°
SC01 2.50-2.85 (m)	0.175	25
SC01 12.40-12.80 (m)	0.184	14
SC02 4.80-5.20 (m)	0.184	30
SC05 3.00-7.70 (m)	0.503	11
SC05 7.3-7.70 (m)	0.267	28
SC06 6.10-6.50 (m)	0.676	06

Les valeurs de la cohésion interne apparente du sol C_{UU} varient de 0.2 à 0.7 bars, les échantillons de sondage carotté N°01 sont faibles en surface, les échantillons de sondage carotté N°05 et N°02 sont moyennement consistants, et les sols de SC N°06 sont consistants.

b) Caractéristiques œdométriques

Les caractéristiques de la compressibilité à l'œdomètre obtenues, sont insérées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6 Caractéristiques mécaniques P_c, C_c et C_g correspondant à chaque essai.

Echantillon	Pression de pré consolidation P_c (bars)	Coefficient de compressibilité C_c	Coefficient de gonflement C_g
SC01 2.50-2.85 (m)	0.31	0.13	0.03
SC01 12.40-12.80 (m)	0.8	0.11	0.05
SC02 4.80-5.20 (m)	0.31	0.13	0.03
SC05 3.00-7.70 (m)	1.27	0.19	0.05
SC05 7.3-7.70 (m)	0.8	0.16	0.05
SC06 6.10-6.50 (m)	1.57	0.14	0.06

Ces échantillons indiquent des sols moyennement compressibles ($0.1 < C_c < 0.2$), peu gonflants ($0.04 < c_g < 0.25$) à gonflants ($0.02 < c_g < 0.04$).

7. Caractéristiques chimiques

Des échantillons remaniés provenant des sondages N°01, 02, 05 et N°06, ont fait l’objet d’une analyse chimique sommaire. Cette analyse indique que les sols du site sont dépourvus de sulfates.

Ils ne sont pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations. Les pourcentages élevés des carbonates s’expliquent par la présence des concrétions calcaires dans les échantillons analysés.

Tableau II .7 : Caractéristiques chimiques des sols.

Echantillon	Insoluble (%)	Carbonates (%)	Gypse CaSO₄ 2H₂O (%)	Teneur en anions de sulfate SO₄⁻ (%)	Teneur en matières organiques (%)
SC01 2.50-2.85 (m)	58.15	40	00	00	
SC01 12.40-12.80 (m)	82.26	17	00	00	
SC02 4.80-5.20 (m)	67.72	26.92	00	00	1.25
SC05 3.00-7.70 (m)	76.28	21	00	00	
SC05 7.3-7.70 (m)	75.97	22	00	00	
SC06 6.10-6.50 (m)	76.16	18.46	00	00	0.86

8. Conclusion

L'investigation géotechnique, au moyen des sondages carottés, nous montre un terrain constitué essentiellement d'Alluvions fines, représentées par les argiles limoneuses, les limons argileux, sableux, et par des Alluvions grossières constituées de galets, graviers et de sables.

Les sols du site dépourvus de sulfates, ne sont pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations, ainsi que les eaux de nappe.

Les sondages pressiométriques par contre confirment que les sols en surface de 1 à 5 m de profondeur sont plus ou moins peu compacts, les sols en profondeur sont compacts à très compacts par endroit, (PR 3 à partir de 11 m, PR 5 à partir de 12 m, PR 6 à partir de 8 m, PR 7 à partir de 12 m, et PR 8 à partir de 9 m).

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

1. Introduction

A partir des deux essais In-Situ et de laboratoire, Nous allons évaluer la contrainte admissible de chaque ouvrage de la station d'épuration avec différents ancrages afin de se décider sur le choix, et type de fondation à utiliser pour la construction de la STEP.

2. Méthodes de calcul de la capacité portante

Deux méthodes de calcul de la capacité portante, sont développées comme suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « C- ϕ »), et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limitée du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT. [9]

3. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

(Méthode « c - ϕ »)

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de C et ϕ , est probablement le problème le plus étudié de la mécanique des sols contemporaine, et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement C et ϕ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire, on se reportera à l'article Résistance au cisaillement dans ce traité [9].

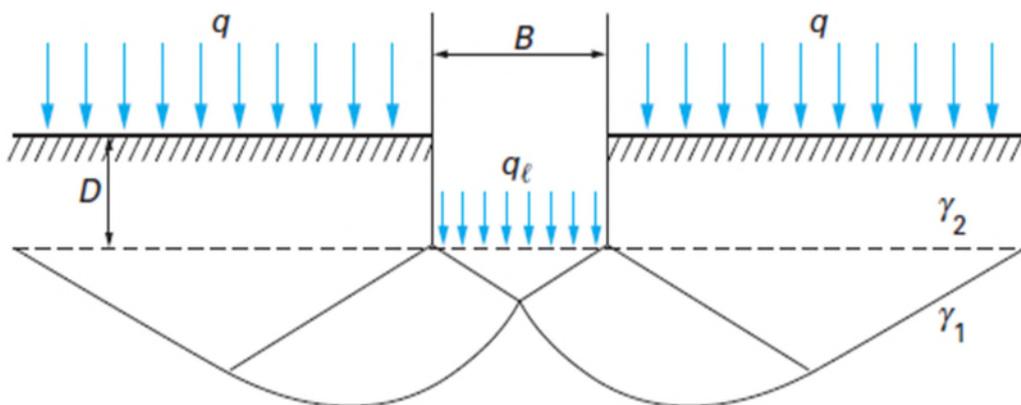


Figure III.1 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle [8]

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

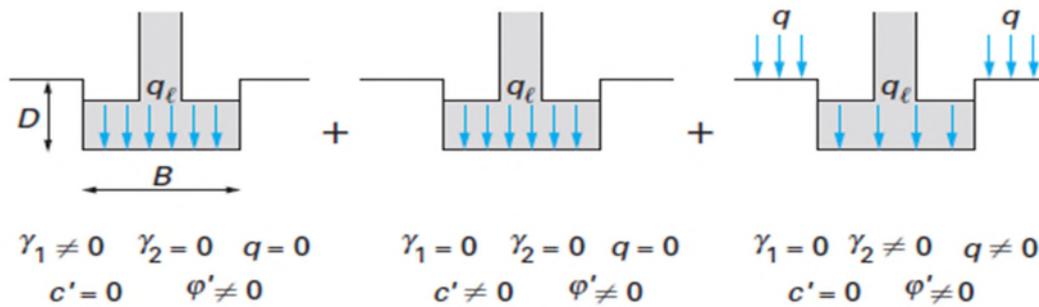


Figure III.2 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «c-φ»). [8]

4. Semelle filante, charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi.

$$q_l = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + N_c \cdot S_c \cdot C + (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q \cdot S_q$$

Avec :

q_l : Contrainte de rupture (capacité portante) en (bars) ;

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation (t/m³) ;

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation (t/m³) ;

C : cohésion du sol sous la base (bars) ;

N_γ, N_q, N_c : facteur de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma : 2(N_q - 1) \cdot \tan \varphi$

$N_q : \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

$N_c : (N_q - 1) \cot \varphi$

S_γ, S_q, S_c : ce sont des coefficients dépendant de la forme des fondations.

B : la largeur de la semelle.

D : l'ancrage de la fondation.

Tableau III.1 : Coefficient de forme (valeurs de TERZAGUI) [8]

Coefficient de forme (valeurs de Terzagui)			
Types de la fondation	Rectangulaire	Carrée	Circulaire
S_γ (1)	$1 - 0.2 \cdot \frac{B}{L}$	0.8	0.6
S_q	1	1	1
S_c	$1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$	1.2	1.3
(1) Conditions drainées, seulement.			

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

Les valeurs de Terzaghi sont données par le (tableau III.1). Pour les fondations rectangulaires ou carrées, le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs.

a. Evaluation de la capacité portante du sol

A base des résultats des essais de laboratoire nous allons calculer la capacité portante de la station d'épuration avec différents ancrage. (Voir le plan de la Station en Annexe).

➤ Dessablage (03) Dégrillage fin (02), Bypass général (01)

Hypothèses de calculs :

Pour le calcul de fondations sous le dégrillage fin (02), dessablage (03), et le Bypass général(01): Nous retenons les caractéristiques des échantillons prélevés au sondage carotté N°1.

On a :

Pour : $B=2m$ et $L=2m$

$$\gamma_{h1} = 1.11 \text{ t/m}^3 = 11.1 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{h2} = 2.08 \text{ t/m}^3 = 20.8 \text{ KN/m}^3$$

$$C_u = 0.2 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 25^\circ$$

Les facteurs de portance correspondants sont :

$$N_\gamma = 6.76 \quad N_q = 10.63 \quad N_c = 20.27$$

Les coefficients de forme correspondant sont :

$$S_\gamma = 0.8 \quad S_c = 1.2 \quad S_q = 1$$

➤ Pour l'ancrage $D = 2m$

$$q_l = 1/2 \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + N_c C S_c + (q + \gamma_2 D) N_q S_q$$

Donc :

$$q_l = 1/2 * 0.111 * 2 * 6.76 * 0.8 + 20.27 * 0.2 * 1.2 + (0 + 0.208 * 2) * 10.63 * 1$$

$$q_l = 9.89 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 3.30 \text{ bars}$$

➤ Pour l'ancrage $D = 3m$

$$q_l = 1/2 \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + N_c C S_c + (q + \gamma_2 D) N_q S_q$$

$$q_l = 1/2 * 0.111 * 2 * 6.76 * 0.8 + 20.27 * 0.2 * 1.2 + (0 + 0.208 * 3) * 10.63 * 1$$

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

$$q_1 = 12.93 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_1 - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 4.31 \text{ bars}$$

Tous les résultats obtenus pour les différents ancrages D par rapport à la coté du terrain naturel et les différentes largeurs B de la fondation sont :

Tableau III.2 : Valeurs de Q_1 et Q_{adm} en fonction de B et D (méthode « c-φ ») à long terme [(03), (02), (01)]

Dessablage(03), Dégrillage fin(02), et By pass Général (01)	Ancrage D (m)	2m			3m		
	Largeur B(m)	2	1	10	2	1	10
Longueur L(m)	2	1	10	2	1	10	
Contrainte de rupture q_{1en} (bars)	9.89	9.05	12.28	12.93	11.06	14.5	
Contrainte admissible Q_{adm} en (bars)	3.30	3.01	4.09	4.31	3.68	4.83	

➤ **Bassin d'aération :**

Hypothèse de calcul :

Pour le calcul de fondation sous le bassin d'aération nous retenons les caractéristique des échantillons prélevés au sondage carotté N°6.

On a:

$$\gamma h_1 = 2.22 \text{ t/m}^3 = 22.2 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma h_2 = 2.12 \text{ t/m}^3 = 21.2 \text{ KN/m}^3$$

$$C_u = 0.676 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 6^\circ$$

Les facteurs de portance correspondants sont :

$$N_\gamma = 0.14 \quad N_q = 1.72 \quad N_c = 6.85$$

Les coefficients de forme correspondant sont :

$$S_\gamma = 0.9 \quad S_q = 1 \quad S_c = 1.1$$

➤ **Pour l'ancrage D = 2m**

$$q_1 = 0.5 * 0.222 * 10 * 0.14 * 0.9 + 6.85 * 0.676 * 1.1 + (0.212 * 2) * 1.72 * 1$$

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

$$q_1 = 5.96 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_1 - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 1.98 \text{ bars}$$

➤ **Pour l'ancrage D = 3m**

$$q_1 = 0.5 * 0.222 * 10 * 0.14 * 0.9 + 6.85 * 0.676 * 1.1 + (0.212 * 3) * 1.72 * 1$$

$$q_1 = 6.33 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_1 - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 2.98 \text{ bars}$$

Les résultats obtenus pour les différents ancrages D par rapport à la cote du terrain naturel et les différentes largeurs B de la fondation sont :

Tableau III .3 : Récapitulatif des contraintes admissible sous les bassins d'aérations

Ancrage D (m)	2m			3m		
	10	30	36	10	30	36
Largeur B(m)	10	30	36	10	30	36
Longueur L(m)	20	70	72	20	70	72
Contrainte de rupture Q_1 en (bars)	5.96	6.15	6.33	6.33	6.51	6.69
Contrainte admissible Q_{adm} en (bars)	1.98	2.05	2.11	2.11	2.17	2.23

➤ **Clarificateurs (09)**

Hypothèses de calculs :

Pour le calcul de fondations sous les clarificateurs nous retenons les caractéristiques des échantillons prélevés au sondage carotté N°2.

$$\gamma_{h1} = 1.15 \text{ t/m}^3 = 11.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{h2} = 2.15 \text{ t/m}^3 = 21.5 \text{ KN/m}^3$$

$$C_u = 0.18 \text{ bars}$$

$$\phi_u = 25^\circ$$

Les facteurs de portance correspondant sont :

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

$$N_{\gamma} = 6.76N_q = 10.66N_c = 20.72$$

Les coefficients de forme correspondant :

$$S_{\gamma} = 0.8S_q = 1S_c = 1.6$$

➤ Pour l'ancrage D = 2m

$$q_l = 0.5 * 0.115 * 10 * 6.76 * 0.8 + 20.72 * 0.18 * 1.6 + (0.215 * 2) * 10.66 * 1$$

$$q_l = 13066 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 4.55 \text{ bars}$$

➤ Pour l'ancrage D = 3m

$$q_l = 0.5 * 0.115 * 10 * 6.76 * 0.8 + 20.72 * 0.18 * 1.6 + (0.215 * 3) * 10.66 * 1$$

$$q_l = 15.95 \text{ bars}$$

$$q_a = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_a = 5.32 \text{ bars}$$

Les résultats obtenus pour les différents ancrages D par rapport à la cote de terrain naturel et les différentes largeurs B de la fondation sont :

Tableau III.4 : valeurs de Q_l et Q_{adm} en fonction de B et D (méthode « c-φ ») à long terme de Clarificateurs (09)

Ancrage D (m)	2m		3m	
Largeur B (m)	10	13	10	13
Contrainte de rupture Q_u en bars	13.66	12.15	15.95	13.98
Contrainte admissible Q_{adm} en bars	4.55	4.05	5.32	4.66

5. Calcul de la contrainte admissible (Q_{adm}) à partir des essais In Situ

(Méthode Pressiométrique)

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule:

$$q_l = q_0 + K_p P_{le}^*$$

Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

Trois caractères du sol sont ainsi déduits :

- Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol;
- La pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol;
- La pression du fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Selon le fascicule N° 62 titre V (Règles de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil), le calcul de la pression maximale de rupture au-dessous des fondations, peut être estimé à partir des pressions limites P_l par les formules de Menard suivantes :

Contrainte ultime : $Q_l = q_l = q_0 + K_p P_{lc}^* \dots \dots \dots (1)$

Contrainte de calcul : $Q_{Elu} = \frac{Q_u}{2} \dots \dots \dots (2)$

Contrainte admissible : $Q_{Els} = \frac{Q_u}{3} \dots \dots \dots (3)$

Avec :

q_0 : La contrainte verticale totale; $q_0 = \gamma_2 * D$

P_l : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

P_0 : Pression horizontale des terres au repos.

K_p : Facteur de portance en fonction de l'encastrement et de la largeur de la fondation.

Tableau III.5 : Facteurs de portance pressiométrique [10]

Classe de sol	Valeur de K_p
Argiles et limons A. craies A	0,8 [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 L/B) B/De]
Argiles et limons	0,8 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4L/B) B/De]
Argiles	0,8 [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]
Sable	[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]
Sables et graves	[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]
Sables et graves	[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]
Craies B et C	1,3 [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]
Marne marno-calcaire, roche altérée	[1 + 0,27 (0,6 + 0,4 L/B)B/De]

b. Evaluation de la capacité portante du sol à partir du préssiomètre

La contrainte de rupture de la station d'épuration, sous une fondation superficielle à partir des résultats de l'essai préssiométrique, est donnée par les tableaux suivant :

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

➤ Dessablage (03) Dégrillage fin (02), Bypass général (01):

Pour le calcul de la contrainte admissible, avec des fondations superficielles de largeur B, de longueur L, est ancrée à 2m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel, nous retenons les caractéristiques des échantillons prélevés au sondage carotté SC01

Tableau III.6 : Résultats des sondages pressionmétrique N°1

Profondeure (m)	Pression limite P_{1e} (bar)	Pression horizontale des terres au repos P_0 (bars)	Pression limite nette $P_1^* = P_1 - P_0$ (bars)
1	33.3	0.07	33.23
2	9.9	0.15	9.75
3	10.4	0.22	10.18
4	7.7	0.30	7.40
5	16.4	0.37	16.03
6	14.3	0.45	13.85
7	19.7	0.52	19.18
8	18.7	0.60	18.10
9	16.7	0.67	16.03
10	17.9	0.75	17.15
11	20.0	0.82	19.18
12	18.9	0.90	18
13	20.3	0.97	19.33
14	20.4	1.05	19.35

• Valeurs de la pression limite nette

$$D + 1.5B = 5\text{m}$$

$$P_{1e}^* = \sqrt[4]{9.75 * 10.18 * 7.4 * 16.03}$$

$$P_{1e}^* = 10.41 \text{ bars}$$

• calcul de contrainte ultime Q_u

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{2}{2} \right) \cdot \frac{4.289}{2} \right]$$

$$K_p = 1.40 \text{ bars.}$$

$$Q_u = (K_p * P_{1e}^*) + q_0$$

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

$$Q_u = (1.40 \times 10.41) + 0.214 = 14.78 \text{ bars.}$$

- calcul de contrainte admissible Q_{adm}

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s}$$

F_s : Coefficient de sécurité ($F_s = 3$)

$$Q_{adm} = \frac{14.78}{3}$$

$$Q_{adm} = 4.92 \text{ bars}$$

➤ **Bassin d'aération :**

Pour le calcul des fondations sous le Bassin d'aération, nous retenons les caractéristiques des échantillons prélevés au sondage carotté SC N°06.

On a $B=10$ m et $D= 2$

Tableau III.7 : Résultats de sondage pressiométrique N° 6

Profondeur (m)	Pl (bars)	P ₀ (bars)	P ₁ * (bars)
1	4.7	0.06	4.64
2	14.1	0.12	13.98
3	8	0.18	7.82
4	11	0.24	10.76
5	13	0.31	12.69
6	13.3	0.37	12.93
7	10.5	0.43	10.07
8	21.7	0.49	12.21
9	24.5	0.55	23.95
10	21.7	0.61	21.09
11	10.3	0.67	9.63
12	13.8	0.73	13.07
13	11.9	0.79	11.11
14	22.3	0.85	21.45
15	20.2	0.92	19.28
16	23.2	0.98	22.22
17	16.9	1.04	15.86
18	22.4	1.1	21.3
19	19.6	1.16	18.44

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

- Valeurs de la pression limite nette

$$D+1.5B = 17\text{m}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[16]{4.24 * 10^{18}}$$

$$p_{le}^* = 14.59\text{bars}$$

- Calcul de contrainte ultime Q_u

$$K_p = 0.83$$

$$Q_u = (K_p * P_{le}^*) + q_0$$

$$Q_u = (0.83 * 14.59) + 0.244$$

$$Q_u = 12.35 \text{ bars}$$

- Calcul de contrainte admissible Q_{adm}

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s}$$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 3$)

$$Q_{adm} = 4.11\text{bars}$$

➤ Clarificateurs (09)

Pour le calcul de la contrainte admissible pour des fondations circulaires (vu la forme de l'ouvrage) de rayon $R = 10$ m, ancrées à 2 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel, nous retenons les caractéristiques des échantillons prélevés au sondage SC N°07.

On a:

$$Q_u = (K_p \cdot P_{le}^*) + q_0$$

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

Tableau III.8 : Résultats de sondage pressiométrique N° 7

Prf (m)	P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	P ₁ * (bars)
2	5.7	0.12	5.58
3	5.7	0.18	5.52
4	12.5	0.24	12.26
5	21.9	0.31	21.59
6	25.3	0.37	24.93
7	21.2	0.43	20.77
8	22.1	0.41	21.61
9	20.4	0.55	19.85
10	22.6	0.61	21.99
11	16.5	0.67	15.83
12	32.6	0.73	13.87
13	44.0	0.79	43.21
14	19.9	0.85	29.05
15	25.1	0.92	24.18
16	38.3	0.98	37.32
17	41.4	1.04	40.36
18	74.5	1.1	73.4
19	77.34	1.10	76.24

- Valeurs de la pression limite nette

$$D+1.5B = 17\text{m}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[16]{4 * 10^{20}}$$

$$P_{le}^* = 19.40 \text{ bars}$$

- Calcul de contrainte ultime Q_u

$$K_p = 0.80$$

$$Q_u = (K_p * P_{le}^*) + q_0$$

$$Q_u = (0.80 * 19.40) + 0.366$$

$$Q_u = 15.88 \text{ bars}$$

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

- Calcul de contrainte admissible Q_{adm}

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s}$$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 3$)

$$Q_{adm} = 5.29 \text{ bars}$$

6. Estimation de la charge du bassin d'aération

Caractéristique géométriques du bassin :

L'ouvrage est en béton armé, ancré à 2m de profondeur destiné à recevoir les eaux usées du oued, cette eau est laissée au repos dans un bassin de décantation, les matières en suspension tombent au fond du bassin, elles constituent des boues qui sont évacuées vers la filière de traitements des boues c'est la décantation primaire. [4]

Il est d'une capacité de 10x20x2 mètre cubes.

Estimation des charges :

Charge permanentes : les charges permanentes sont constituées du poids propre du bassin, de ses parois, de sa fondation et des équipements qu'il comporte :

La masse volumique du béton = 25kN/m³

Parois de 30cm : $[(10+20) \times 2 \times 2(\text{hauteur})] \times 0.3 \times 25 = 750 \text{ kN}$

Fondation (supposition qu'il soit un radier d'ep=50cm) = $0.5 \times 10 \times 20 \times 25 = 2500 \text{ kN}$

Soit : une charge uniformément répartie = $(750+2500)/(10 \times 20)$

Eventuel équipement = 1kN/m²

Charge permanente = $16.25 \text{ kN/m}^2 + 1 = 17.25 \text{ kN/m}^2$

Charges d'exploitation : la charge d'exploitation et qui est la plus importante est dû aux eaux qu'il contient, lorsque il est rempli à raz, son poids = $10 \times 20 \times 2 \times 12 \text{ kN/m}^3 = 4800 \text{ kN}$

Avec le poids volumique des eaux impures = 12kN/m³ (estimation)

Soit une charge uniformément répartie = $4800 / (10 \times 20) = 24 \text{ kN/m}^2$

Récapitulation :

$G = 17.25 \text{ kN/m}^2$

$Q = 24 \text{ kN/m}^2$

Où le poids total du bassin = $(17.25+24) \times 10 \times 20 = 8250 \text{ kN} = 825 \text{ tonnes}$.

Chapitre III : Calcul de fondation de la station d'épuration

7. Conclusion

Suite au différent calcul, nous avons choisi une contrainte admissible de 2 bars pour des fondations superficielle de type radier pour les ouvrages hydraulique, et semelles isolée ou filantes pour l'ensemble de Bâtiment.

1. Introduction

La construction de tout ouvrage en Génie Civil, entraîne une modification de l'état de contrainte à l'intérieur du massif de sol sollicité, ce changement conduit à une déformation du sol (tassement).

2. Définition de tassement

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à un autre, selon la nature du sol en place.

Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés ; mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre dans le temps sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures, vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit procéder à faire un calcul de tassement.[14]

3. Les différents types de tassements

3.1. Les tassements uniformes

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.

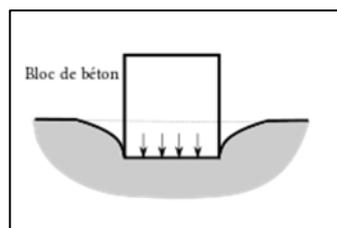


Figure V.1 : Tassement uniforme.[14]

3.2. Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut, de ce fait, provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre, qui est la plupart du temps irrémédiable.

Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.

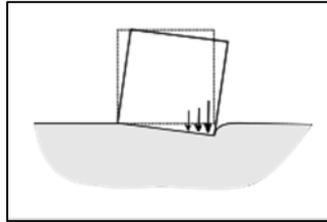


Figure V.2 : Tassement différentiel[14].

4. Méthodologie

Le calcul des tassements, sous une fondation, constitue un problème très important en mécanique des sols. Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- Méthode à partir des résultats des essais de laboratoire : qui est l'essai œdométrique, méthode utilisée surtout pour des sols fins à forte cohésion. Elle est appelée aussi méthode d'intégration par tranches.
- Méthodes à partir des résultats des essais In-Situ : (Essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), utilisé pour les sols pulvérulents, (à cause de l'impossibilité de prélèvement pour les essais de laboratoire).

5. Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire :

5.1. Principe de l'essai œdométrique

Un petit échantillon de sol (intact ou remanié selon ce que l'on étudie) est soumis à une contrainte verticale q . (deux pierre poreuses permettent à l'eau d'être expulsée). Le principe de cet essai consiste à mesurer la variation de hauteur de l'éprouvette de sol, pendant l'application de la charge.

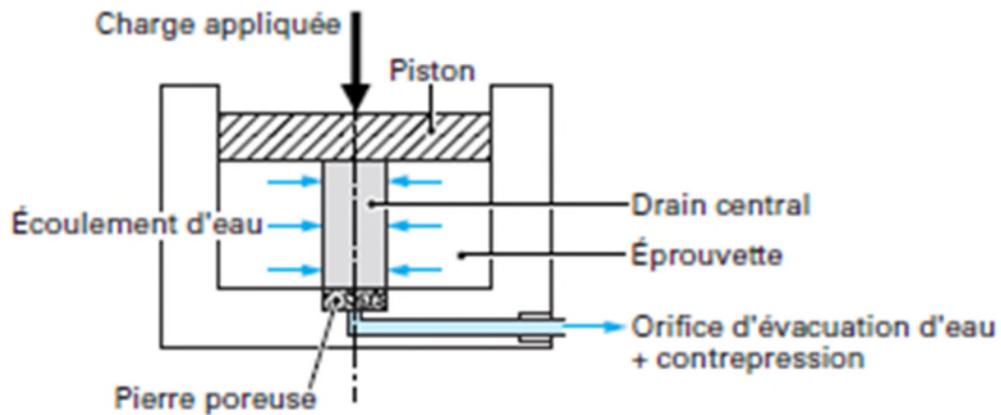


Figure V.3 : Schéma celluleœdométrique.[14]

5.2. Tassement calculé par la méthode du chemin de contrainte

Son principe est la méthode œdométrique :

$$\Delta_{hi} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma_{v0}}$$

Avec :

H : Épaisseur de la couche de sol compressible,

C_c : Indice de compression,

e_0 : Son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,

σ'_p : Pression de préconsolidation.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$$

6. Evaluation des tassements

6.1 Calcul A base des essais de laboratoires

- Pour dessablage (03) Dégrillage fin (02), Bypass général (01)

On a :

$$\Delta_{hi} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma_{v0}}$$

$$C_c = \frac{e_0 - e_f}{\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_2}}$$

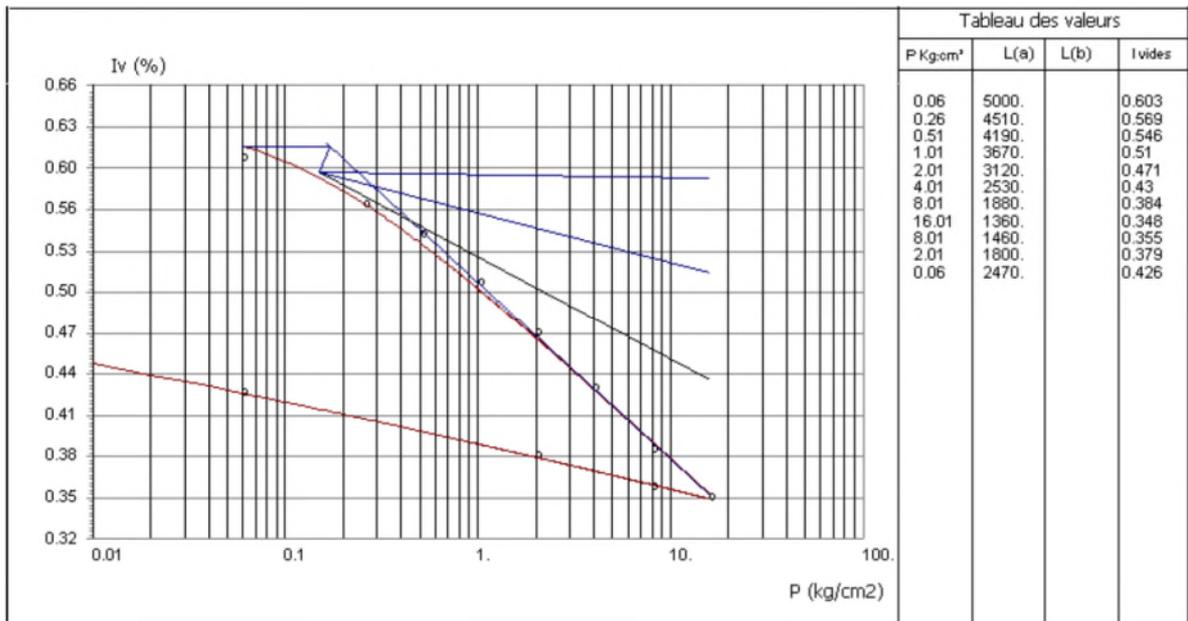


Figure V.4 courbe œdométrique

D'après la Figure V.4 on a :

$$e_0 = 0.566$$

$$e_f = 0.435$$

$$\sigma_0 = 0.2775$$

$$\sigma_f = 1.864$$

$$C_c = \frac{0.566 - 0.472}{\log \frac{0.2775}{1.864}} = 0.11$$

$$\Delta_{hi} = \frac{0.11}{1 + 0.566} \log \left(\frac{0.2775 + 1.864}{0.2775} \right)$$

$$\Delta_{hi} = 6.23 \text{ cm}$$

Le calcul des tassements à base des caractéristiques géotechniques obtenus au sondage carotté N°1, pour une contrainte admissible de 2 bars, et des fondations superficielles (B=2m, L=2m) ancrées à 2m de profondeur sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique [(03), (02), (01)]

H	Z	2Z/B	L/B	I	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_f	e_0	e_f	Δe	C_c	$\Delta_h(cm)$
1	0.5	0.5	1	0.233	1.5865	0.2775	1.864	0.566	0.472	0.094	0.11	6.20
1	1.5	1.5	1	0.121	0.5795	0.3885	0.968	0.551	0.507	0.044	0.017	2.83
1	2.5	2.5	1	0.059	0.0275	0.4995	0.472	0.54	0.542	0.002	0.081	0.13

Les tassements sont de l'ordre de **9.16 cm**

➤ Bassin d'aération

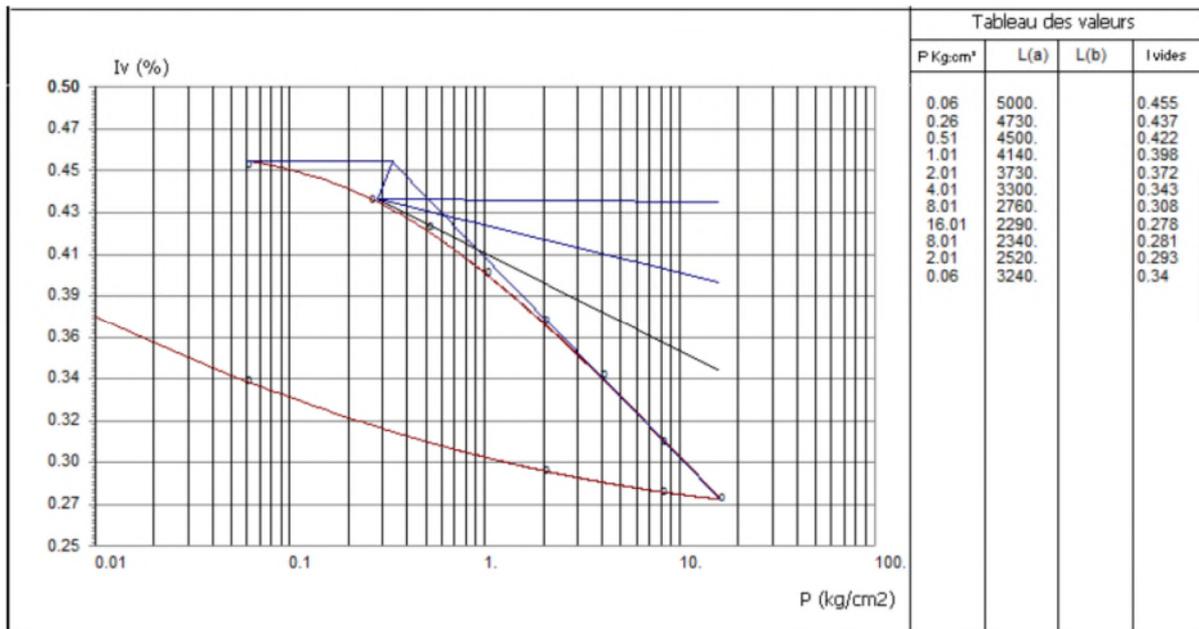


Figure V.5 Courbe œdométrique

D'après la Figure V.5 on a :

$$e_0 = 0.412$$

$$e_f = 0.373$$

$$\sigma_0 = 0.671$$

$$\sigma_f = 1.912$$

$$C_c = \frac{0.412 - 0.373}{\log \frac{0.671}{1.912}} = 0.086$$

$$\Delta_{hi} = 5 * \frac{0.086}{1 + 0.412} \log \left(\frac{0.671 + 1.912}{0.671} \right)$$

$$\Delta_{hi} = 17.82 \text{ cm}$$

Les tassements pour un radier de largeur B=10, et Longueur L=20m, ancré à 3m de profondeur obtenus pour une contrainte de 2 bars, à base des essais de sondage carotté 6.

Tableau V.2 : résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique

H	Z	2Z/B	L/B	I	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_f	e_0	e_f	Δ_e	C_c	$\Delta_h(cm)$
5	2.5	0.5	2	0.239	1.241	0.671	1.912	0.412	0.373	0.042	0.086	17.82
5	7.5	1.5	2	0.156	0.033	1.281	1.248	0.389	0.39	0.002	0.088	9.35

Les tassements sont de l'ordre de **27.17cm**.

➤ Clarificateur

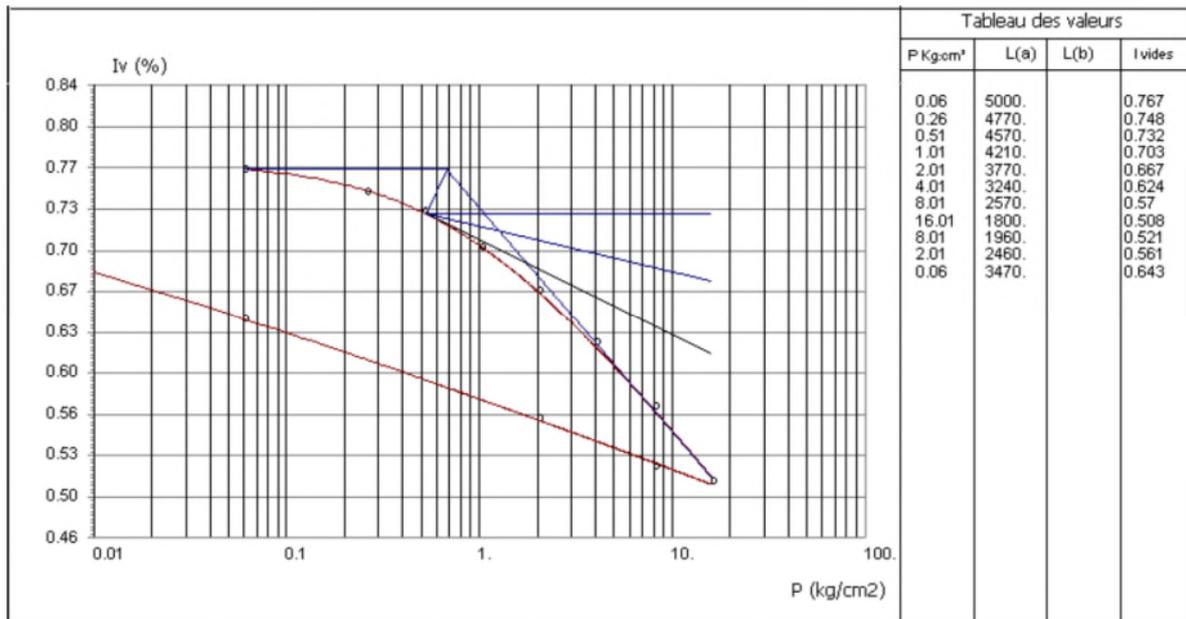


Figure V.6 Courbe œdométrique

D'après la Figure V.6 on a:

$$e_0 = 0.749$$

$$e_f = 0.671$$

$$\sigma_0 = 0.2675$$

$$\sigma_f = 1.864$$

$$C_c = \frac{0.749 - 0.671}{\log \frac{1.864}{0.2675}} = 0.092$$

$$\Delta_{hi} = 1 * \frac{0.092}{1 + 0.749} \log \left(\frac{0.2675 + 1.864}{0.2675} \right)$$

$$\Delta_{hi} = 4.7 \text{ cm}$$

Le calcul des tassements à base des caractéristiques géotechniques obtenus au sondage carotté N°02, pour une contrainte admissible de 2 bars, et des fondations superficielles ancrées à 2 m de profondeur, sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 : résultats tassements à base des caractéristiques géotechnique

H	Z	2Z/B	L/B	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_f	e_0	e_f	Δe	C_c	Δ_h
1	0.5	0.5	1	1.5965	0.2675	1.864	0.749	0.671	0.078	0.092	4.7
1	1.5	1.5	1	0.5935	0.3745	0.968	0.741	0.668	0.073	0.17	5.41
1	2.5	2.5	1	0.0095	0.4815	0.472	0.734	0.734	0.00	0.00	0.00
1	3.5	3.5	1	0.3005	0.5885	0.288	0.727	0.748	0.021	0.067	1.13

Les tassements sont de l'ordre de **11.24 cm**

6.2.Calcul du tassement à partir des essais pressiométriques (In Situ)

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte –déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de service d'un ouvrage, font travailler le sol dans le domaine des petits tassements, c'est-à-dire celui de l'élasticité. [15]

Louis Ménard (1961) fut le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol, pour évaluer le tassement.

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur B et une longueur L,

On cite deux types de tassements :

- un tassement de consolidation S_c dans la zone située directement sous la semelle où les contraintes normales sont élevées.
- Un tassement S_d , dû à des déformations de cisaillement (déformation du sol vers l'extérieur de la semelle). Ces déformations se font à volume constant, comme dans l'essai pressiométrique.

Ménard propose la formule empirique suivante, pour le calcul du tassement final d'une fondation de largeur B :

$$\Delta H = S_c + S_d$$

Avec :

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c . B$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} (q' - \sigma'_{v0}) . B_0 . (\lambda_d \frac{B}{B_0})^\alpha$$

Avec :

S_c : Tassement sphérique

S_d : Tassement déviatorique

q' : contrainte effective appliquée par la semelle,

B : largeur de la semelle avec $B \geq 0.60m$

B_0 : Largeur de référence = 0.60m

λ_c et λ_d : coefficients de forme fonction du rapport L/B de la semelle. Le module oedométrique E_{eod} est relié au module préssiométrique par la corrélation suivante :

$$E_m = \alpha \cdot E_{eod}$$

Ce qui nous donne :

$$E = \frac{0.74}{\alpha} E_m$$

E_m : Module préssiométrique ;

E_{eod} : Module eodométrique ;

α : coefficient rhéologique

Les valeurs de α sont présentées dans le tableau V.4

les valeurs de λ_c et λ_d sont données dans le tableau V.5

Tableau V.4 : Coefficient rhéologique du sol. [15]

Type	Tourbe A	Argile		Limon		Sable		Sable et Gravier		Roche	
		$\frac{E}{P_l}$	α	$\frac{E}{P_l}$	α	$\frac{E}{P_l}$	α	$\frac{E}{P_l}$	α	Type	α
Surconsolidé très serré	–	> 16		> 14		> 12	1/2	> 10		Très peu fracturé $\frac{2}{3}$ Normal $\frac{1}{2}$	
Normalement Consolidé Normalement serré	1	9-16		8-14	1/2	7-12		6-10		Très fracturé $\frac{1}{3}$	
Sous- consolidé, altéré	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7		–		Très altéré $\frac{2}{3}$	

Tableau V.5 : Valeurs des coefficients de formes λ_c et λ_d . [15]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Résultats d'essais

➤ **Dessablage (03), Dégrillage fin (02), By pass Général (01) :**

Les résultats des tassements obtenus à base de sondage pressiométrique N°05 pour un radier de 10 m de largeur, ancré à 2m de profondeur sont de l'ordre de **4.256 cm**.

Les résultats obtenus sont insérés dans le tableau ci- dessous.

On a :

Pour la première couche :

$$Q_{adm} = 2 \text{ bars et } \gamma_h = 10.7 \text{ kn/m}^3$$

$$\sigma_{v0} = \gamma_h \cdot Z$$

D'après le tableau (V.4) le coefficient rhéologique α est égal à 0.5

D'après le tableau (V.5) $\lambda_c = 1.1$ et $\lambda_d = 1.12$.

$$E_m = 226.4$$

$$S_c = \frac{0.5}{9 \cdot 226.4} \cdot 10^{-2} \cdot (200 - 10.7 \cdot 3) \cdot 1.1 \cdot 10$$

$$S_c = 0.453 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 226.4} \cdot (200 - 10.7 \cdot 3) \cdot 0.60 \cdot \left(1.12 \cdot \frac{10}{0.60}\right)^{0.5}$$

$$S_d = 0.427 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 0.88 \text{ cm}$$

Tableau V.6 : Récapitulatif des tassements sous [(03), (02), (01)]

Couches	Z _m	2Z _m /B	Q _{adm} (bars)	A	E(bars)	ΔH(cm)
2-4	3	0.6	2	0.5	226.4	0.88
4-6	5	1	2	0.5	171.4	1.015
6-8	7	1.4	2	0.5	289.4	0.513
8-10	9	1.8	2	0.5	247.6	0.496
10-12	11	2.2	2	0.5	311.9	0.313
12-14	13	2.6	2	0.5	374.3	0.192
14-16	15	3	2	0.5	55.34	0.847
Sommes des Tassements						4.256

➤ Bassin d'aération

Les résultats des tassements obtenus à base de sondage pressiometrique N°3, pour une contrainte admissible de 2 bars, et pour des fondations superficielles de type radiers de largeur B=10m, sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

On a :

Pour la première couche :

$$Q_{adm} = 2 \text{ bars et } \gamma_h = 1.22 \text{ bars}$$

$$\sigma_{v0} = \gamma_h \cdot Z$$

D'après le tableau (II.4) le coefficient rhéologique α est égal à 0.5

D'après le tableau (II.5) $\lambda_c = 1.2$ et $\lambda_d = 1.53$

$$E_m = 66.8$$

$$S_c = \frac{0.5}{9 \cdot 66.8} \cdot 10^{-2} (200 - 12.2 \cdot 3) \cdot 1.2 \cdot 10$$

$$S_c = 1.630 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 66.8} \cdot 10^{-2} (200 - 12.2 \cdot 3) \cdot 0.6 \cdot \left(1.53 \cdot \frac{10}{0.6}\right)^{0.5}$$

$$S_d = 1.65 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 3.28 \text{ cm}$$

Les résultats des tassements obtenus à base de sondage pressiometrique N°3, pour une contrainte admissible de 2 bars, et pour des fondations superficielles de type radiers de largeur B=10m sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.7 : Récapitulatif des tassements sous les bassins d'aération

Couches	Z _m	2Z/B	Q _{adm}	A	E (bars)	ΔH(cm)
2-4	3	0.6	2	0.5	66.8	3.28
4-6	5	1	2	0.5	112.6	1.653
6-8	7	1.4	2	0.5	159.6	0.483
8-10	9	1.8	2	0.5	133.1	0.907
10-11	11	2.2	2	0.5	262.1	0.448
11-13	13	2.6	2	0.5	279.3	0.197
13-15	15	3	2	0.5	358.8	0.062
Sommes des tassements						7.026

Les tassements obtenus pour un radier de largeur B= 10m sont de l'ordre de **7.026cm**

➤ clarificateurs (09)

Les résultats des tassements obtenus à base de sondage pressiometrique N°7, pour une contrainte admissible de 2 bars, et pour des fondations circulaire de rayon R=10m, sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

On a :

$$Q_{adm} = 2 \text{ bars et } \gamma_h = 1.22 \text{ bars}$$

$$\sigma_{v0} = \gamma_h \cdot Z$$

D'après le tableau (II.4) le coefficient rhéologique α est égal à 0.5

D'après le tableau (II.5) $\lambda_c = 1$ et $\lambda_d = 1$

$$E_m = 37.2 \text{ bars}$$

$$S_c = \frac{0.5}{9 \cdot 37.2} \cdot 10^{-2} (200 - 12.2 \cdot 3) \cdot 1 \cdot 10$$

$$S_c = 2.44 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 3.2} \cdot 10^{-2} (200 - 12.2 \cdot 3) \cdot 0.6 \cdot \left(1 \cdot \frac{0.66}{10}\right)^{0.5}$$

$$S_d = 2.39 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 4.83 \text{ cm}$$

Tableau V.8 : Récapitulatif des tassements sous les clarificateurs (09)

Couche	Z _m	2Z/B	Q _{adm} (bars)	α	E (bars)	ΔH (cm)
2-4	3	0.6	2	0.5	37.2	4.83
2-6	5	1	2	0.5	251.14	0.695
6-8	7	1.4	2	0.5	273.5	0.46
8-10	9	1.8	2	0.5	233.33	0.424
10-12	11	2.2	2	0.5	189.6	0.38
12-14	13	2.6	2	0.5	579.4	0.103
14-16	15	3	2	0.5	309.9	0.059
16-18	17	3.4	2	0.5	578.7	0.013
Sommes des Tassements						6.964

Les tassements obtenus pour une contrainte admissible de 2bars sont de l'ordre de **6.964 cm**

7. Conclusion

On prend en considération les valeurs des tassements obtenus avec les essais de laboratoire, car ils sont plus important (plus défavorable).

1. Introduction

Les observations effectuées sur le terrain, et les résultats de l'investigation géotechnique, nous ont permis de constater que le site est en pente, néanmoins il présente quelques replats par endroits. D'où la nécessité d'une étude de stabilité.

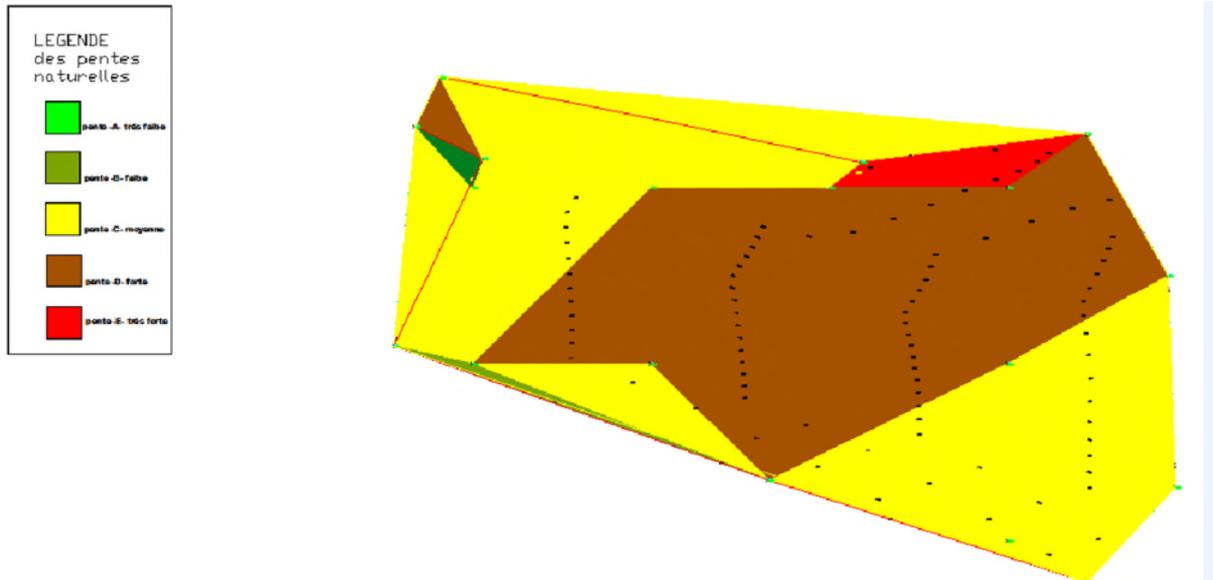


Figure VI.1 Présentation de la morphologie du site (Carte des pentes).

2. Etude de la stabilité

Afin d'étudier la stabilité actuelle du talus, nous avons effectué un calcul pour déterminer le facteur de sécurité, sur trois zones (Figure VI.2), caractérisées par des profils (profil 1, 2 et 3) et pour se faire on a mis à contribution différentes méthodes d'équilibre limite grâce au logiciel (géo-slope), ainsi que la méthode manuelle (Méthode des tranches). Les trois profils, qui coupent perpendiculairement la zone d'étude, ont été choisis (figure VI.2), et représentés sur les figures (VI.3), (VI.4) et (VI.5).

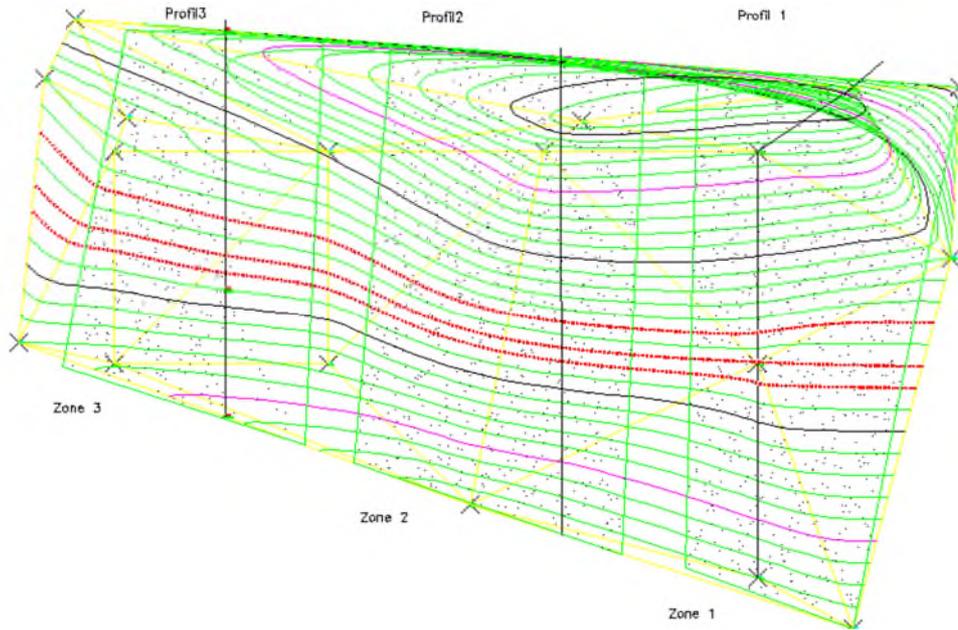


Figure VI.2 Localisation des trois profils sur le levé topographique pour l'analyse de la stabilité.

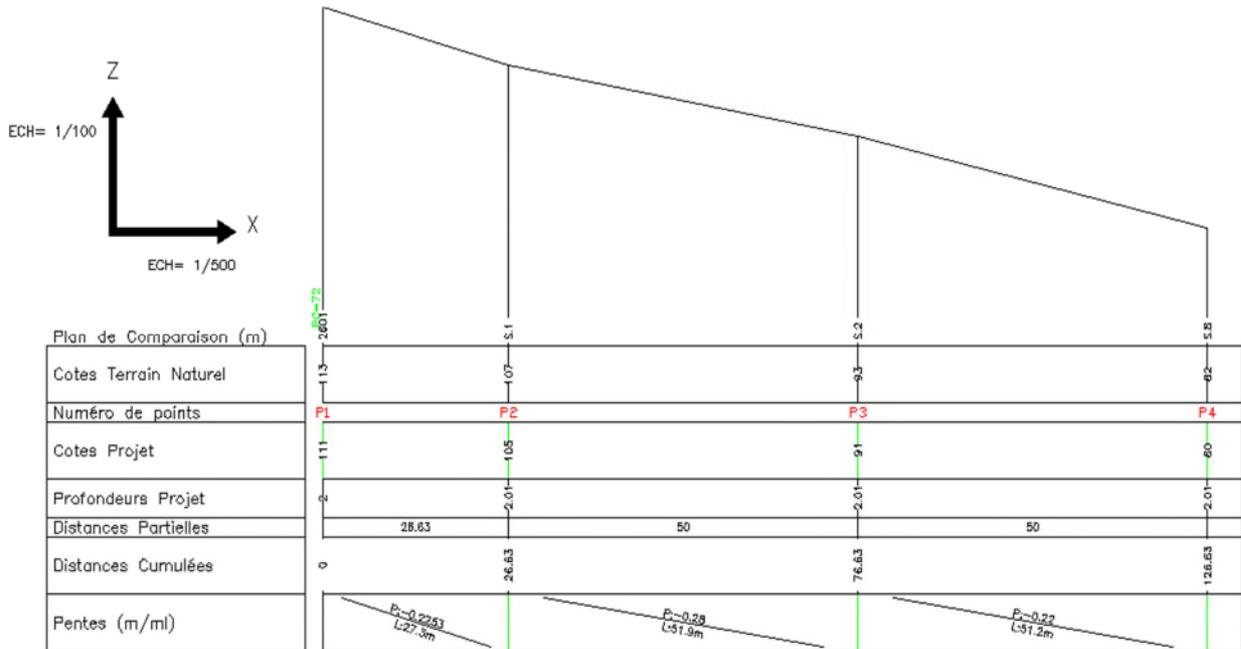


Figure VI.3 Profil en travers N°1.

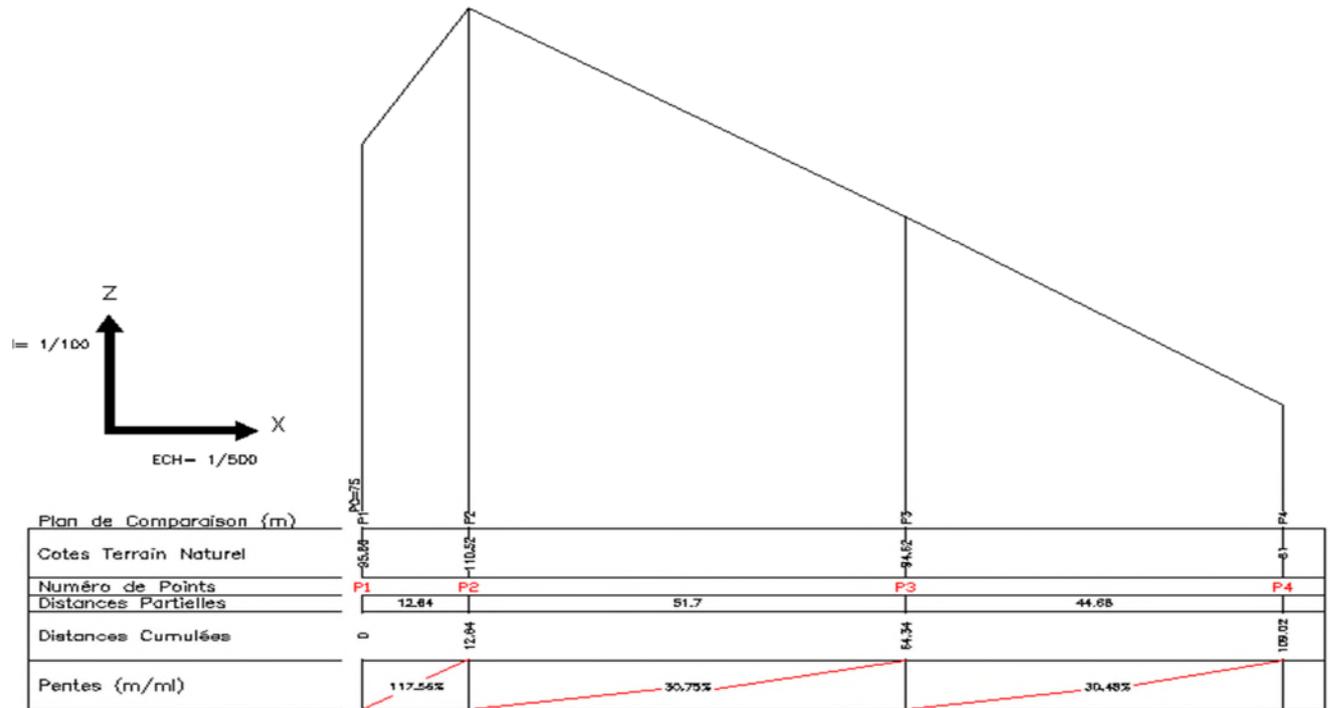


Figure VI.4 Profil en travers N°2.

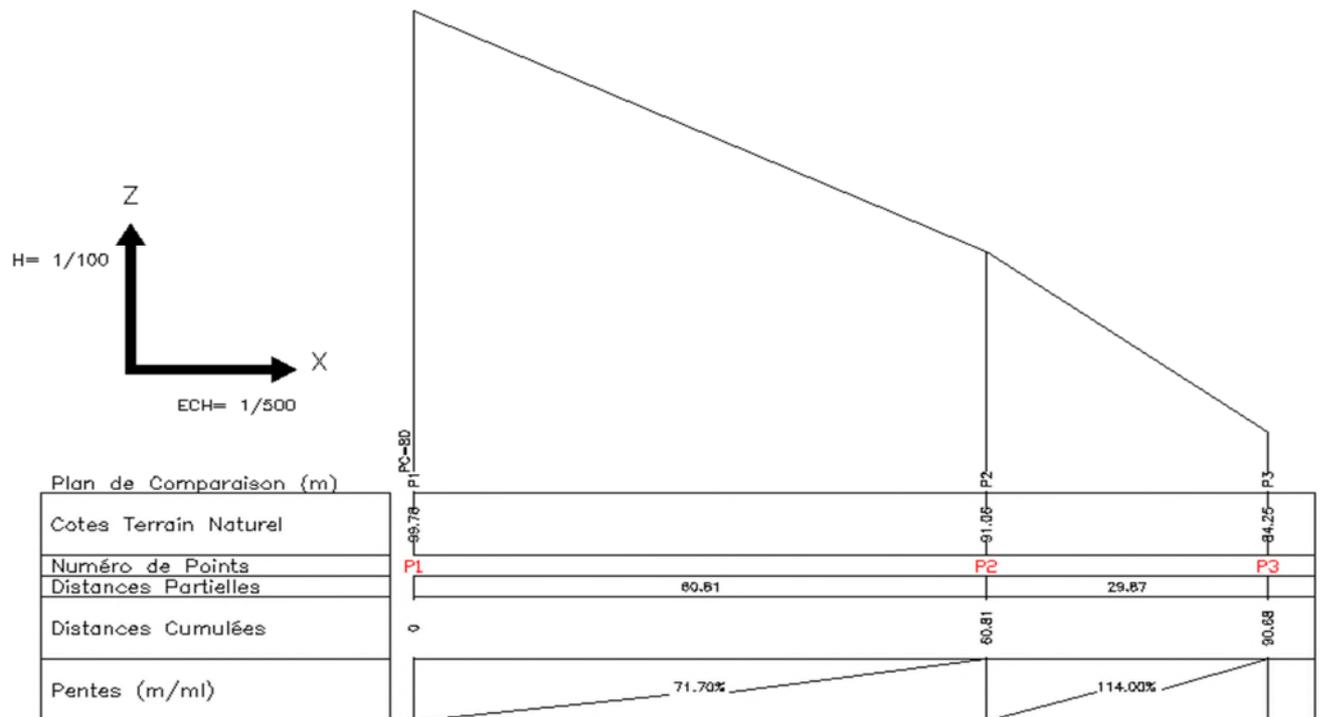


Figure VI.5 Profil en travers N°3.

A travers les trois profils, on remarque que les côtes altimétriques du terrain actuel, sont différentes le long du talus, pour chaque zone, de ce fait on fera une analyse de stabilité sur ces trois profils afin de calculer le facteur de sécurité, et proposer un type de confortement sur la zone si nécessaires ($F_s < 1.5$).

3. Analyse du talus par un calcul manuel

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement où on cherche la ligne de glissement la plus défavorable, tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces. Alors, avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par une analyse manuel de trois (03) cercles de rupture obtenus à partir des 3 profils en travers du talus, et on calcule leurs coefficients de sécurité en appliquant la méthode des tranches, dite de "Fellenius".

- Pour un calcul approché (hypothèse de Fellenius : les forces horizontales et verticales intertranches s'équilibrent), on peut appliquer la formule suivante :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

Avec: $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (w_i \cos \alpha_i - u_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

3.1 Application numérique localisation du cercle de glissement

Le premier cercle de glissement passant par le pied de talus a été localisé au moyen d'abaque de Biarez 1965 (voir annexe N 07).

$$\beta = 14^\circ ; \phi' = 18^\circ$$

Les valeurs trouvées

$$B_0 = 16^\circ ; \alpha_0 = 28^\circ$$

Nous avons divisé la surface de rupture en 10 tranches de longueurs égales (voir les trois figures suivantes).

$$F_1 = \frac{\sum_{i=1}^{28} [c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (w_i \cos \alpha_i - u_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^{28} w_i \sin \alpha_i} = \frac{512.41344}{441.15991} = 1.16$$

Tableau VI.2 : Application numérique sur le 2^{em} cercle de rupture

Avec : $\sigma=21.5\text{KN/m}^3$ $C= 18 \text{ KN/m}^2$ $\varphi=20^\circ$

Tranche	bi	li	Si	Wi	θ_i	Wi*sin(θ_i)	Wi*cos(θ_i)	C*li+wi*cos(θ_i)
1	3.95	5.67	6.28	135.02	46	97.12526	93.792773	119.1807
2	3.95	5.00	15.22	327.23	38	201.4526	257.86076	168.8543
3	3.95	4.61	20.80	447.2	31	230.32503	383.325	208.5983
4	3.95	4.31	23.82	512.13	24	208.30204	467.58	234.8892
5	3.95	4.15	24.80	533.2	18	164.76786	507.1033	246.78
6	3.95	4.03	23.92	514.2	12	106.92482	503.041	243.542
7	3.95	3.98	21.34	458.81	7	55.914873	455.3901	225.4276
8	3.95	3.95	17.17	369.155	1	6.4426431	369.09878	193.5939
9	3.95	3.96	11.43	245.7	-5	-21.41809	244.80987	148.578
10	3.95	4.03	3.35	72.025	-11	-13.74302	70.70169	86.18839
Σ						1036.1043		1875.64

$$F_2 = \frac{\sum_{i=1}^{28} [c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (w_i \cos \alpha_i - u_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^{28} w_i \sin \alpha_i} = \frac{1875.64}{1036.1043} = 1.$$

Tableau VI.3 :Application numérique sur le3^{em} cercle de rupture

Avec : $\sigma=19\text{KN/m}^3$ $C= 5 \text{ KN/m}^2$ $\varphi=18^\circ$

Tranche	bi	li	Si	Wi	θ_i	Wi*sin(θ_i)	Wi*cos(θ_i)	C*li+wi*cos(θ_i)
1	3.38	4.18	3.01	57.19	36	33.61543	63.946816	35.9179776
2	3.38	3.94	7.4	37	31	19.056409	44.35351	30.00854967
3	3.38	3.75	9.92	178.56	26	78.275552	147.62884	70.91438223
4	3.38	3.64	11.60	220.4	22	82.563293	345.01624	88.512305
5	3.38	3.55	12.26	232.94	18	71.982419	375.74361	92.586794
6	3.38	3.46	11.98	36.0598	13	8.11169	72.094028	28.61653926
7	3.38	3.42	10.78	79.772	9	12.47909	176,64698	42.8194401
8	3.38	3.39	8.72	86.5024	5	7.5391809	203,04107	45.00633353
9	3.38	3.38	5.84	67.744	1	1.1822958	161.68857	38.9088525
10	3.38	3.39	2.08	39.52	-4	-2.756776	39.423731	16.9414897
Σ						312.04859		483.4050013

$$F_3 = \frac{\sum_{i=1}^{28} [c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (w_i \cos \alpha_i - u_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^{28} w_i \sin \alpha_i} = \frac{483.4050013}{312.04859} = 1.53$$

4. Analyse des résultats

L'analyse manuelle de ces cercles de rupture (basé sur la méthode des tranches) donne un coefficient de sécurité de 1.16 pour le 1^{er} cercle, 1.80 pour le 2^{ème} cercle, et 1.53 pour le 3^{ème} cercle. En se basant sur la valeur du coefficient de sécurité de **1.16**, on peut conclure que le talus est en équilibre instable.

5. Analyse du glissement par une méthode numérique

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour l'analyse de stabilité des talus, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Donc on peut obtenir, suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées. Concernant l'étude de stabilité présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite, appelé GEOSLOPE (SLOPE/W.V5).

6. Présentation du logiciel

Comme beaucoup de logiciels d'application en Génie Civil, SLOPE/W possède trois modules :

- Le préprocesseur **défini** : il  permet à l'utilisateur de définir un modèle de son problème, qui comporte la géométrie du massif étudié, les caractéristiques des sols rencontrés, les conditions hydrauliques et de chargement, et la méthode de calcul du coefficient de sécurité.
- L'opérateur de calculs **Solve** :  c'est lui qui va résoudre le problème posé.
- Le post processeur **Contour** : ce  module permet de visualiser graphiquement les résultats obtenus, concernant l'ensemble des surfaces de glissement, ainsi que la valeur des coefficients de sécurité associés. Il est possible d'afficher, pour chaque tranche, et les diagrammes de forces, la valeur de grandeurs caractéristiques le long de la surface de glissement.

Les données nécessaires à saisir, et les résultats livrés par le logiciel, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par le logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - La méthode de calcul. - Les paramètres géotechniques de chaque couche $\gamma(\text{KN/m}^3)$, $c (\text{KN/m}^2)$, $\varphi(10)$. - Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. -La pression interstitielle le long du talus.

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite il donne la surface de rupture potentielle, et calcule leurs coefficients de sécurité. Il permet l'analyse de la stabilité en utilisant les méthodes suivantes : La méthode Ordinaire (ou Fellenius), la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, et la méthode de Morgenstern-Price.

SLOPE/W a la capacité de modéliser les types hétérogènes de sol, stratigraphie complexe dont il considère leurs comportements comme rigide plastique, les états variables de la pression d'eau, les charges appliquées et les différents types de surfaces de glissement : surface circulaire, surface composée.

7. Application aux trois zones d'études

On incorpore les paramètres géotechniques de chaque couche (tableau ci-dessous), et on modélise le terrain par trois profils qui coupent la zone du talus au centre, et à ses extrémités.

Tableau VI.5 : Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche.

Paramètres géotechniques	Remblais	Limons argileux sableux à blocs de grès	Limons argileux	Roche	Limons argileux sableux	Sol de couverture
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	19	21.1	20.7	20.7	21.5	15
$c (\text{KN/m}^2)$	5	14	26.7	20	18	5
$\varphi(^{\circ})$	11	18	20	28	20	20

7.1 Modèle du profil N°01

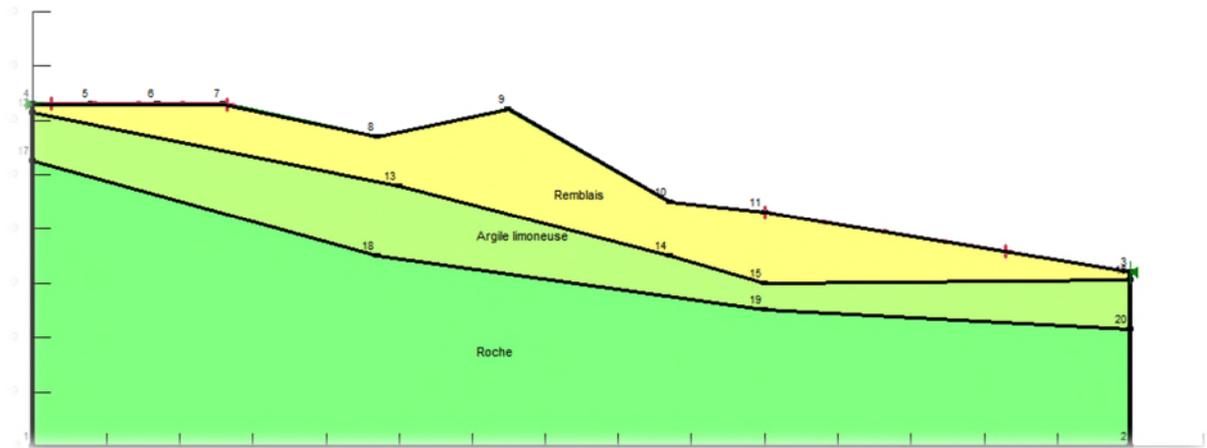


Figure VI.9 Talus modélisé du profil : N°01 (Geo-slope)

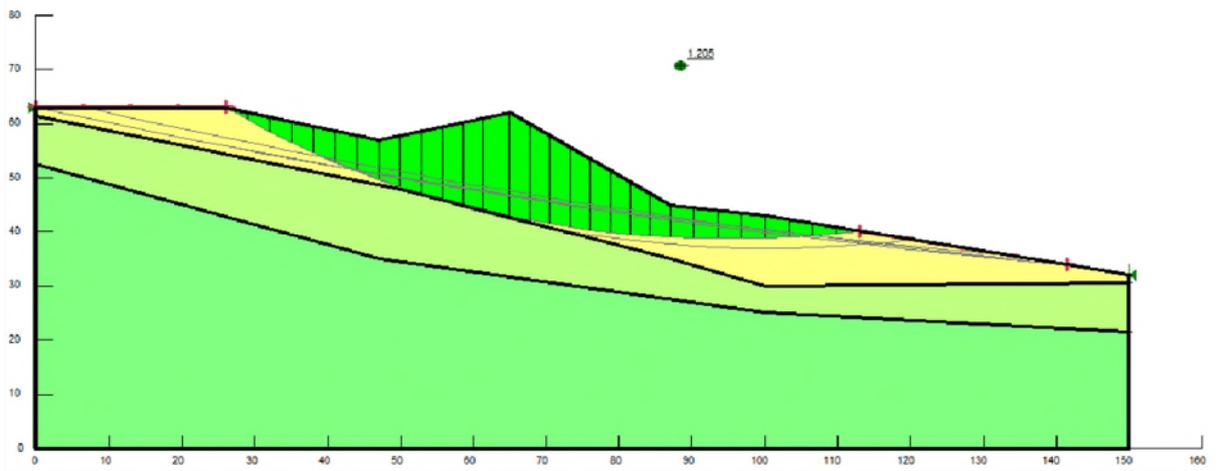


Figure VI.10 : Cercle de glissement et F_s : profil : N°01 (Geo-slope).

7.2 Modèle du profil N°02

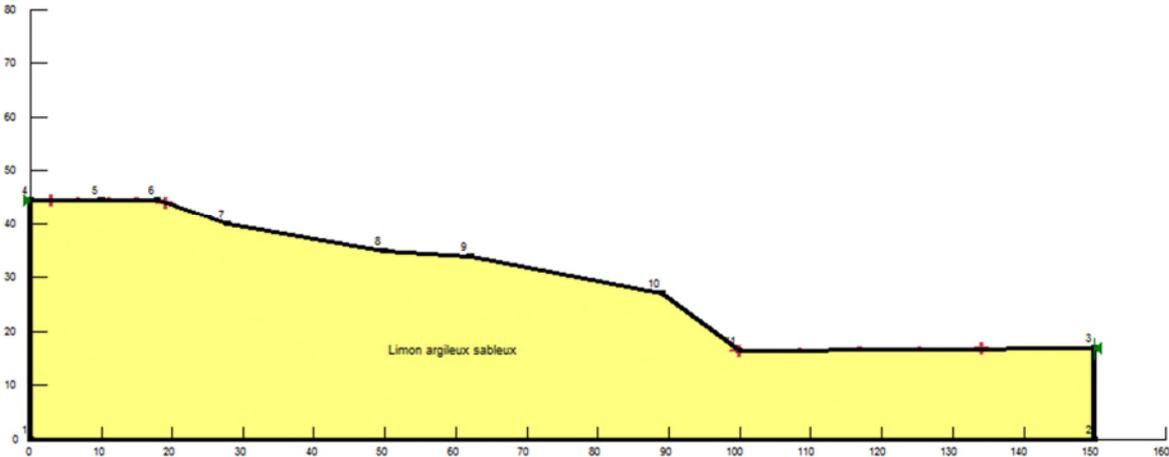


Figure VI.11 : Talus modélisé du profil : N°02 (Geo-slope)

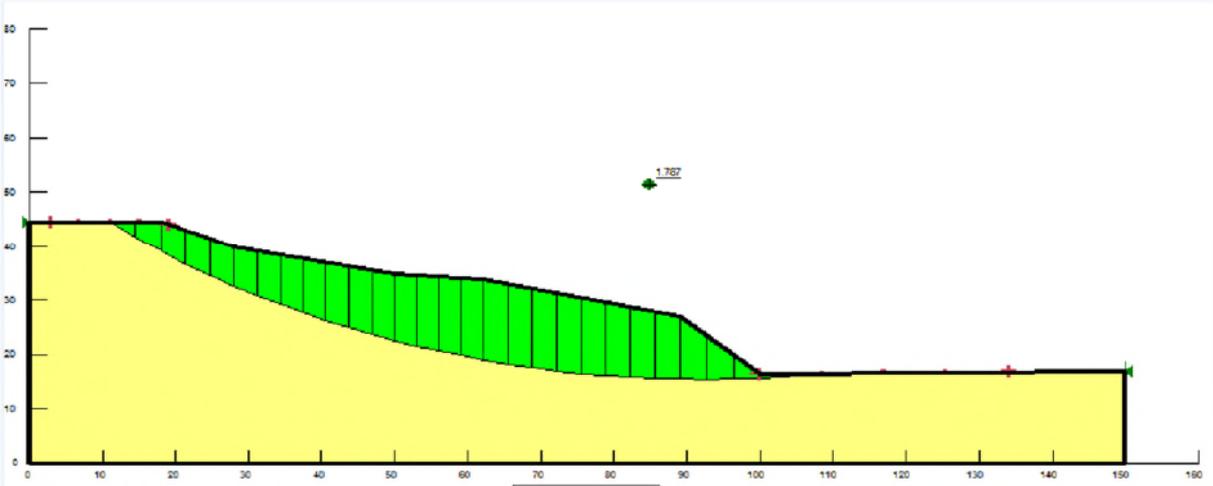


Figure VI.12 Cercles de glissement et F_s : profil : N°02 (Geo-slope).

7.3 Modèle du profil N°03

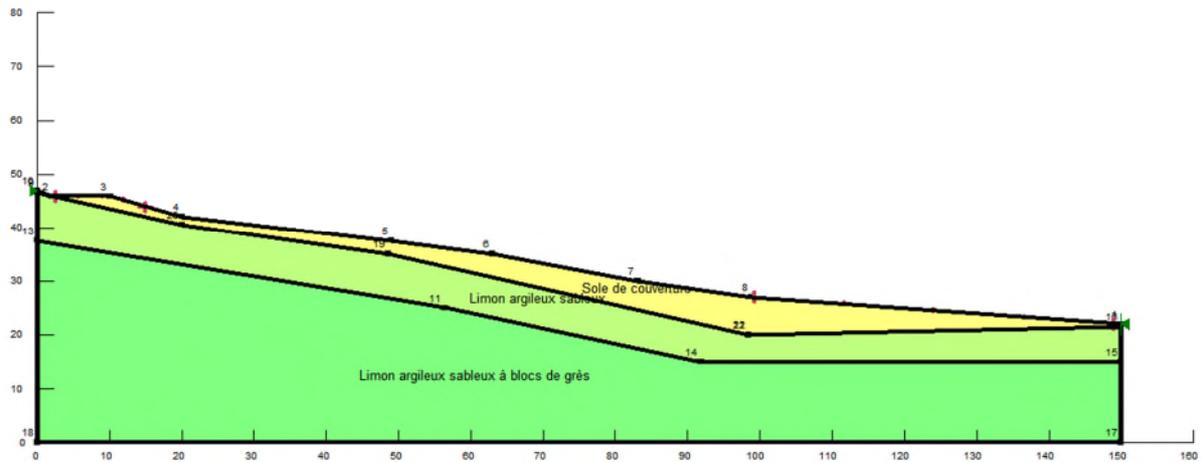


Figure VI.13 Talus modélisé du profil : N°03 (Geo-slope).

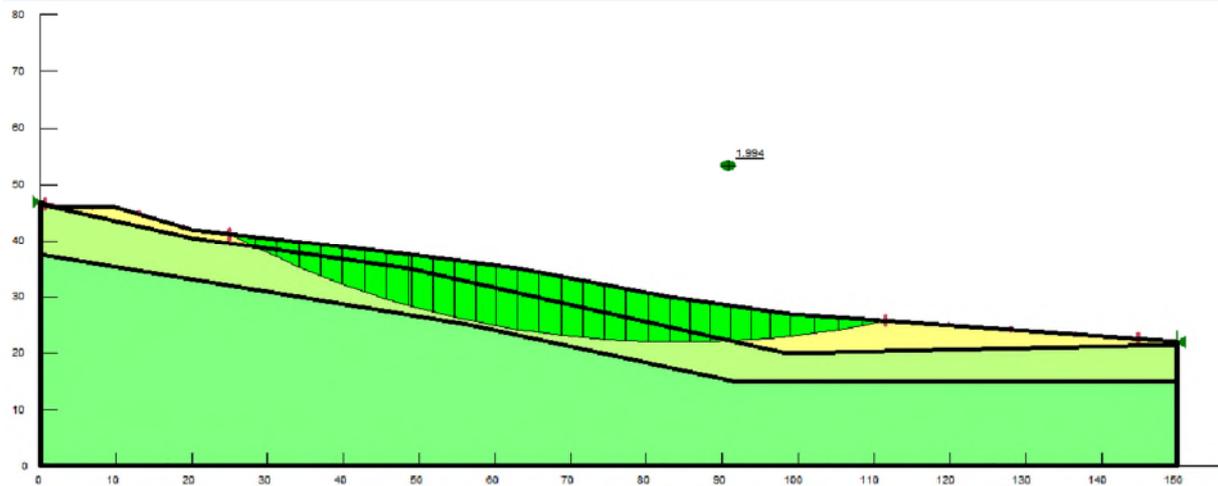


Figure VI.14 Cercles de glissement et F_s ; profil : N°03 (Geo-slope).

Les valeurs minimales, du coefficient de sécurité pour la méthode manuelle (de felléninus), et celle calculées (par le logiciel Geo-slope), sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Résumé des valeurs du coefficient de sécurité (F_s)

Profil	Méthode de calcul	
	Geo-slope	Méthode defelleninus
N°01	1.20	1.16
N°02	1.78	1.80
N°03	1.99	1.53

8. Effet des précipitations sur le déclenchement du glissement

La pluie influence le mécanisme de rupture. Celui-ci implique la connaissance des données fournies par plusieurs domaines de l'ingénierie, à savoir : la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols. Les effets des précipitations précédentes, ainsi que la végétation et d'autres paramètres, doivent être pris en compte, lors de l'analyse de la stabilité d'un site.

Afin d'étudier le déclenchement, sous différentes conditions, lors de la fluctuation de la nappe, et au vu des résultats obtenus précédemment, on a considéré le profil où F_s est le plus défavorable (Profil N°01, Geo-slope), pour lequel on a fait varier le niveau de la nappe, en simulant les différents états d'humidités du sol. Huit cas de figures ont été pris en considération : On a fait varier le niveau de la nappe de 0 m (côte du terrain actuel), puis on a rabattu le niveau de la nappe d'eau jusqu'à la deuxième puis la troisième couche.

Profil 1

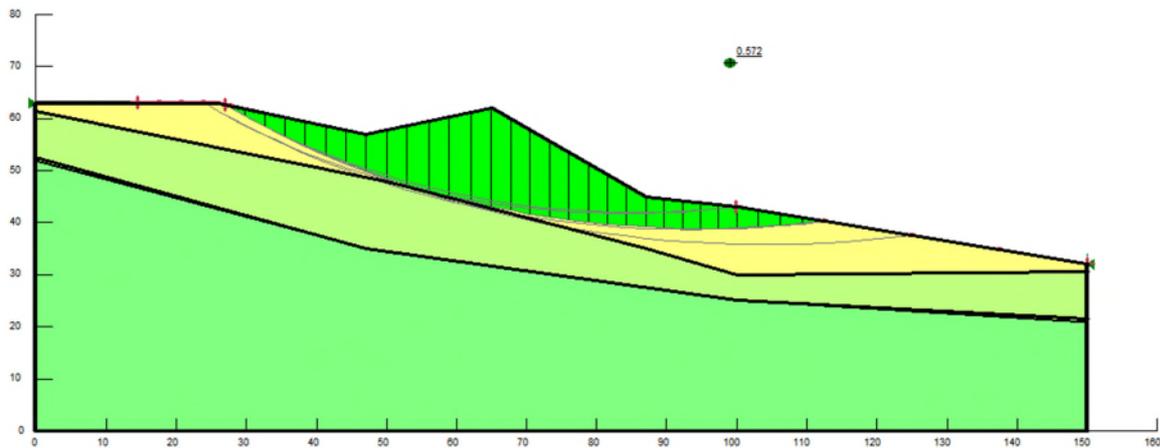


Figure VI.15 Cercle de glissement cas de la nappe à 00m ($F_s = 0.57$).

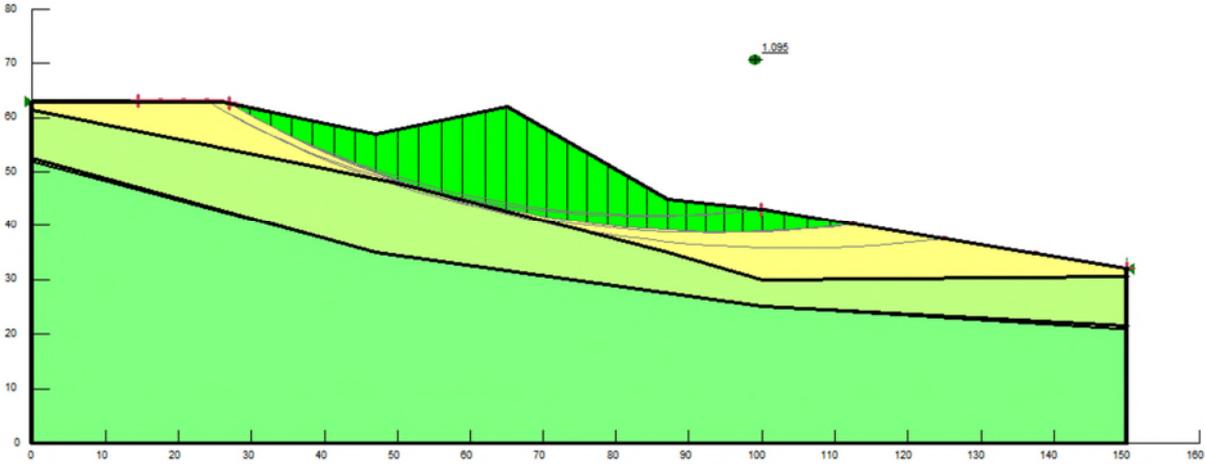


Figure VI.16 Cercle de glissement cas de la nappe à 1.30m (Fs=1.09)

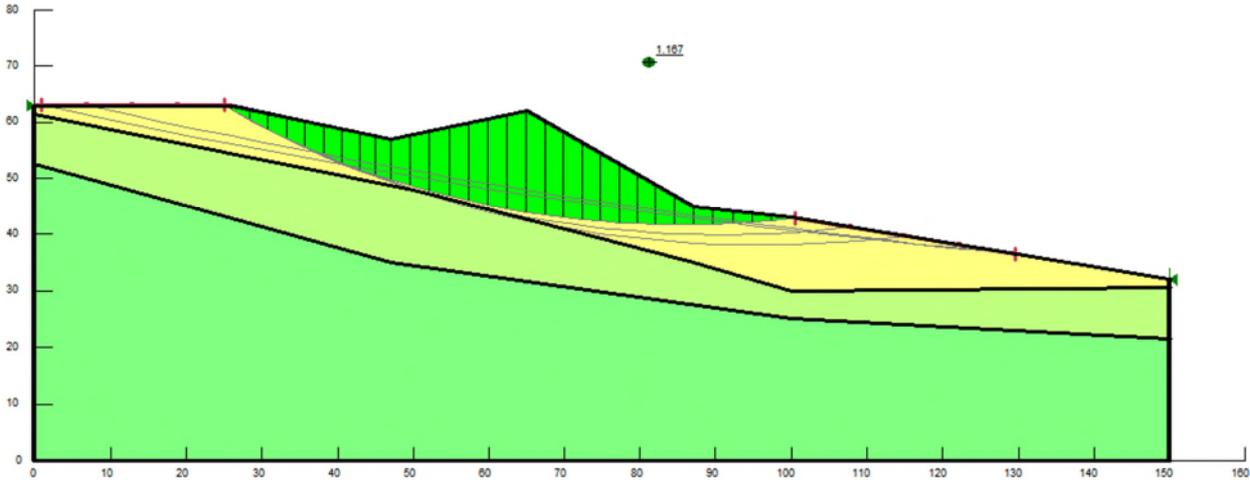


Figure VI.17 Cercle de glissement cas de la nappe à 9,50 mavec (Fs=1.16)

Profil 2

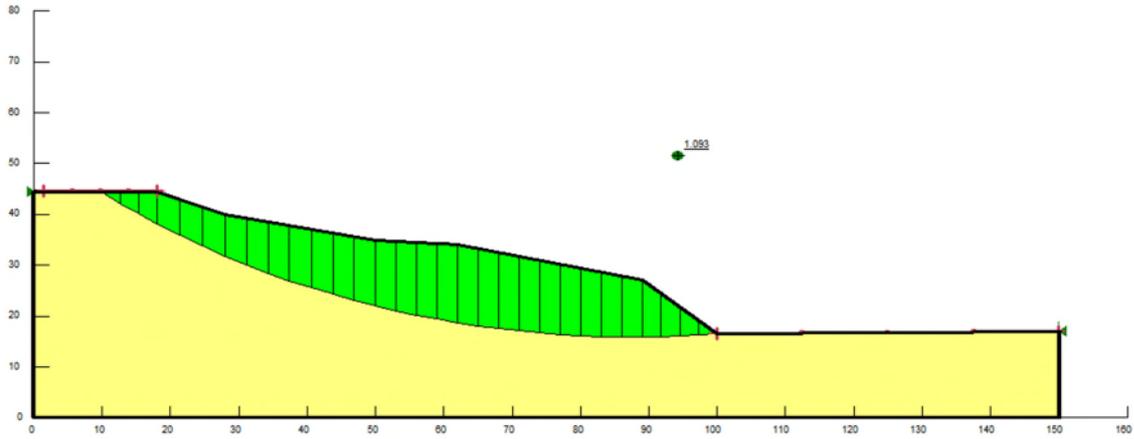


Figure VI.18 Cercle de glissement cas de la nappe 00m avec ($F_s=1.09$)

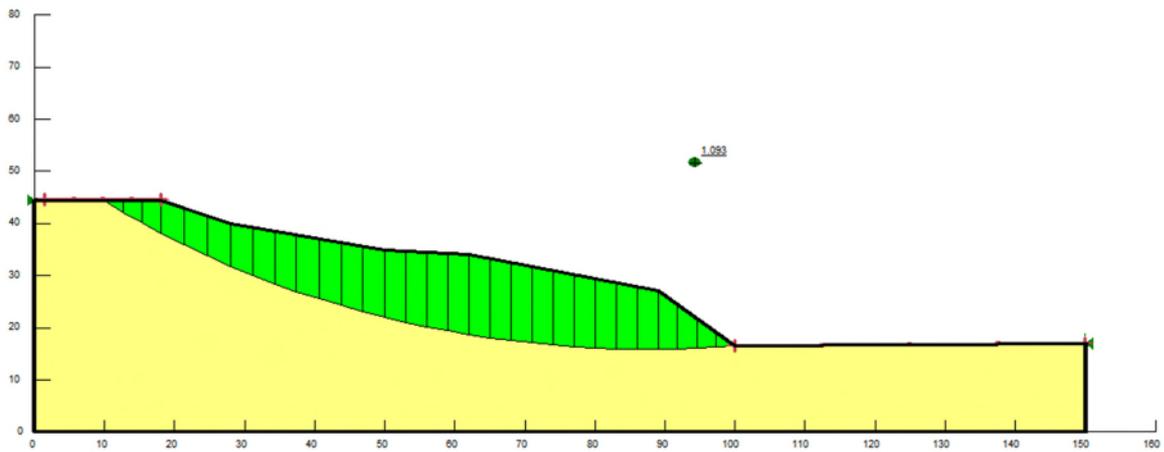


Figure VI.19 Cercle glissement cas de la nappe 3m avec ($F_s=1.59$)

Profil 3

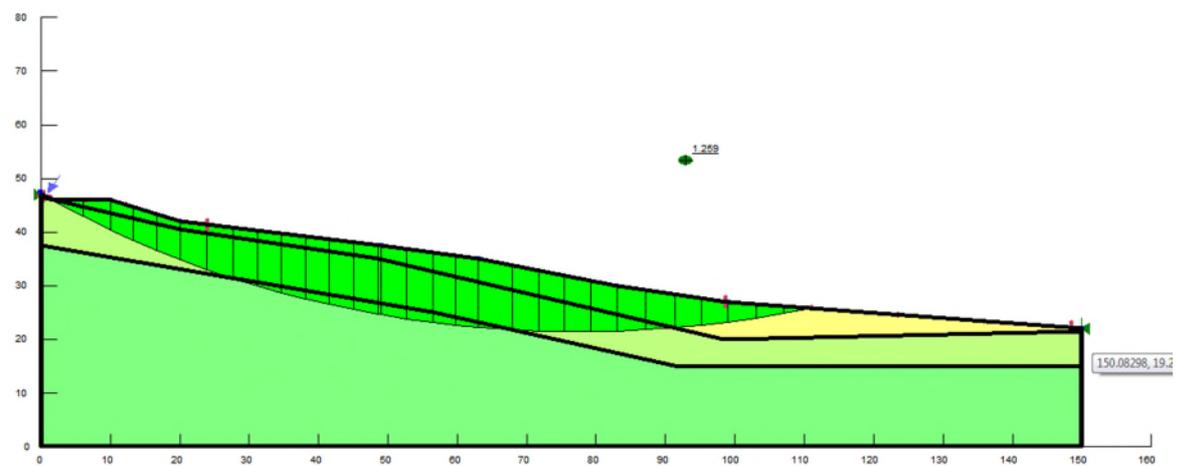


Figure VI.20 Cercle glissement cas de la nappe à 00m avec ($F_s=1.25$)

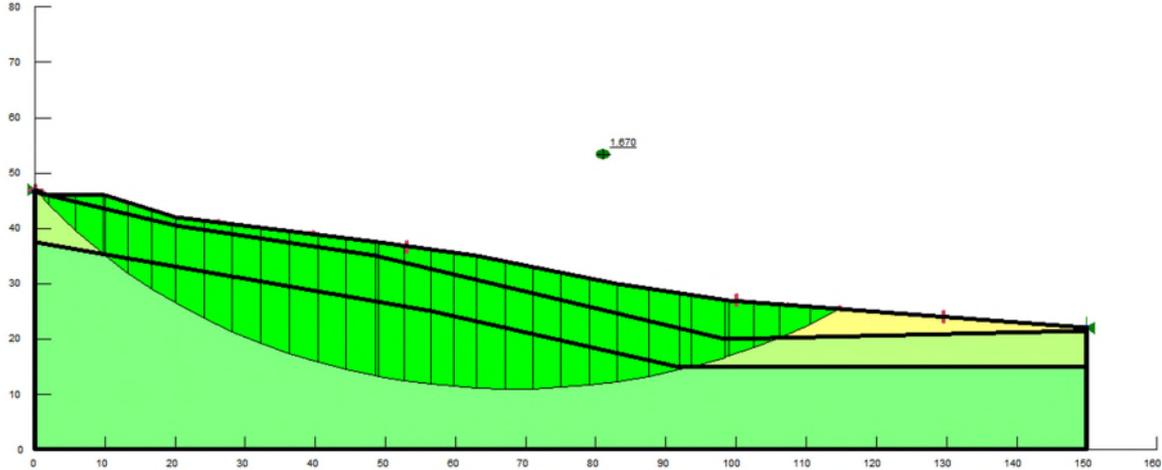


Figure VI.21 Cercle de glissement cas de la nappe à 0.5m avec ($F_s=1.67$)

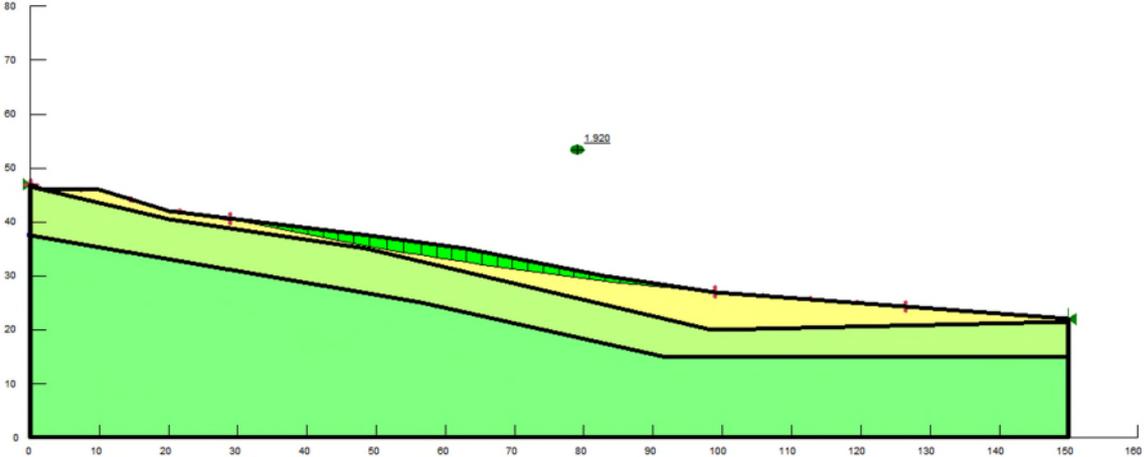


Figure VI.22 Cercle de glissement cas de la nappe à 5.6m avec ($F_s=1.92$)

Tableau VI.7 Valeurs des coefficients de sécurité Fs pour différents niveaux de la nappe

Profils	Profondeur de la nappe	Facteur de sécurité
Profil N°1	Cas N°1(niveau 00 m)	0.57
	Cas N°2 (niveau à1.30m)	1.09
	Cas N°3 (niveau à9.5 m)	1.16
Profil N°2	Cas N°4 (niveau 00m)	1.09
	Cas N°5(niveau 3 m)	1.59
Profil N°3	Cas N°6 (niveau 00m)	1.25
	Cas N°7 (niveau à0.5m)	1.67
	Cas N°8 (niveau à 5.6m)	1.92

Nous constatons que quand la nappe est au niveau superficielle, le facteur de sécurité diminue jusqu'à atteindre $0.57 < 1$, ce qui signifie le déclenchement du glissement.

9. Etudes du confortement du talus

Suite à notre analyse et ses résultats, et dans le but de stabiliser au maximum ce talus et le déclenchement du glissement, il nous semble judicieux de proposer la mise en place d'un nouveau système de drainage adéquat et d'entretien facile (Ceci nous permettra de reconstituer le profil initial). Par ailleurs, il est nécessaire de stabiliser la masse de sol, par la mise en place d'un organe résistant (mur de soutènement) entre les pistes, en prenant en compte le contour du cercle du glissement le plus défavorable.

Pour s'assurer de son encastrage (la méthode, du mur renforcé par des géotextiles).

Après avoir comparé les facteurs de sécurité, nous avons constaté que celui du profil N°01 était le plus défavorable pour cela nous avons utilisé ce profil pour Modéliser un mur de soutènement et donc confirmer la stabilité de la zone en constatant que le Fs est supérieur à 1.5.

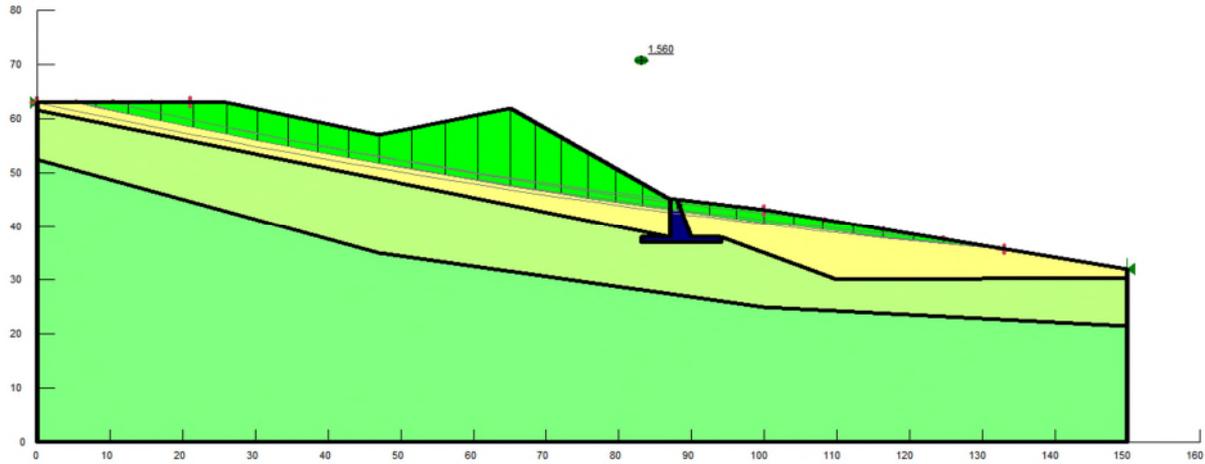


Figure VI.23 Talus modélisé avec un mur de soutènement entre les pistes.

Remarque

Le rabattement de la nappe, et la mise en place d'un mur en béton armé, d'une hauteur de 6m, ancré à une profondeur de 2 m, donnent un coefficient de sécurité $F_s = 1.560$, qui est supérieur au seuil fixé par la réglementation algérienne (RPA 2003).

10. Conclusion

Les résultats obtenus, grâce aux deux méthodes de calcul (Tableau VI.6) montrent que la stabilité du talus est étroitement liée à la fluctuation de la nappe d'eau. Ce qu'on a constaté par notre étude sur le premier profil.

En outre, à l'état sec du terrain les facteurs de sécurité des trois profils étudiés n'ont pas dépassé 1.5 ce qui montre une stabilité précaire du site.

De ce fait, nous avons élaboré un système de confortement type mur de soutènement par lequel nous avons Modélisé et étudié sur la Figure VI.23, ce qui nous a donné un facteur de sécurité supérieur à 1.5.

Conclusion générale

Le présent travail, avait pour but d'étudier le système de fondations de la station d'épuration, ainsi qu'une étude sur la stabilité du site de son implantation dans de la ville de Sidi Aich.

D'après les résultats obtenus par les essais In-situ et de laboratoire, et en se basant sur la lithologie du site, nous avons recommandé une contrainte admissible de 2 bars, pour des fondations superficielles de type radier. Néanmoins une étude de stabilité a été faite afin de s'assurer la bonne stabilité des terres.

A cet effet nous avons représenté et modélisé d'abord la morphologie du site afin d'avoir un aperçu sur la nature des pentes, ensuite nous avons effectué un calcul pour déterminer le facteur de sécurité sur différentes zones, pour se faire, on a mis à contribution différentes méthodes d'équilibre limite (Géo-slope), ainsi que la méthode des tranches, après avoir comparé les facteurs de sécurité, nous avons jugé utile d'utiliser le profil N°01 pour le confortement du talus étudié, nous avons alors préconisé une solution de confortement qui est caractérisé par un mur de soutènement et un drainage globale du site.

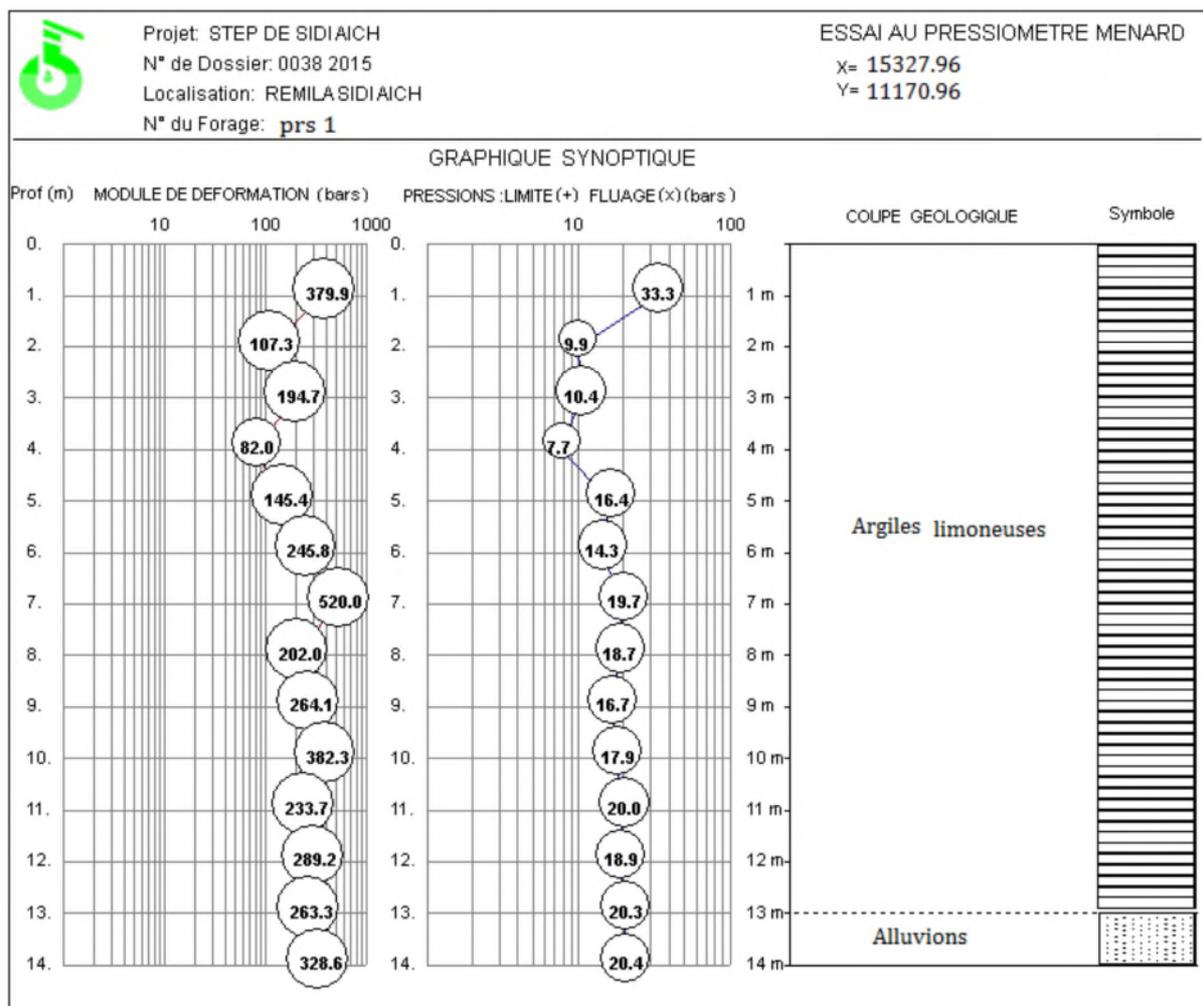
Référence :

- [1] Bliffert et Perraud, (2001). Chimie de l'environnement : Air, Eau, Sols, Déchets. Edition de boeck, 477p.
- [2] Baumont et *al*, (2004). Réutilisation des eaux épurées : risques sanitaires et faisabilité en Ile de France. Observation Régionale de santé d'Ile de France, 176p.
- [3] Gorse F ;(2008). La filière assainissement. Département de la recherche Division Evaluation et capitalisation Agence française de développement. Roland Barthes 75012.Paris. France.
- [4] Benallaoua. S. Suivi de la qualité physico- chimique des effluents de la station d'épuration des eaux usée, domestique de Béni Messous, (mémoire de magister), 2003 .
- [5] Gondard-Badia F ; (2003). L'assainissement des eaux usées Edition techni. Citée, 231p.
- [6] Hammoudi Z.S. Contribution à l'étude de la dépollution des eaux par des bioprocédés. Cas de l'azote, phosphore et métaux. Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene (USTHB), Alger. Mémoire de magister ,2007 .
- [7] Belbechouche. R, Sakhraoui. S. Etudes de faisabilité de géotechnique pour la réalisation de la station d'épuration des eaux usées de El Eulem. Mémoire d'ingénieur d'état, 2007.
- [8] Roger Frank. Calcul des fondations superficielles, (Technique de l'ingénieur, Doc. C 246), 1999.
- [9] Bouafia. A. Ouvrages Méthodes de calcul de fondations superficielles. Edition O.P.U ,2014.
- [10] Abramson. L. Lee, T. Sharma. S, Boyce. G, Slope stability and stabilization methods. Second edition, New York. 2002.
- [11] Lebbad. S. Etude d'un glissement de terrain sur la RN 24 PK 113+50, Wilaya de Boumerdes .Mémoire de fin d'étude, 2010.
- [12] DURVILLE. J. L, SÈVE. G. Stabilité des pentes ; Glissements en terrain meuble, (Techniques de l'ingénieur, C254), 2015.
- [13] Debabi. N. Apport de la modélisation tridimensionnelle dans les études de stabilité des pentes. Mémoire de magister, 2014.
- [14] Jean-Pierre. M, déformabilité des sols tassements et consolidation, (technique de l'ingénieur, c214-2), 2000.

- [15] Philipponat. G et Hubert B, (2002), Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.
- [16] Bendadouche. H, Lazizi. S. Glissements de terrain et confortements. Edition Pages Bleues , 2013 .

Les Annexes

Annexes 1 Sondage pressiométrique N°1.



Annexes 2 Sondage pressiométrique N°06.



Projet: **Realisation de la step de SIDI AICH**
 N° de Dossier: **300 06 fost E 038 2015**
 Localisation: **Sidi Aich**
 N° du Forage: **PRS 06**

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

X= 15296.01
 Y= 11127.00

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE



Annexes 3 Sondage pressiométrique N°07

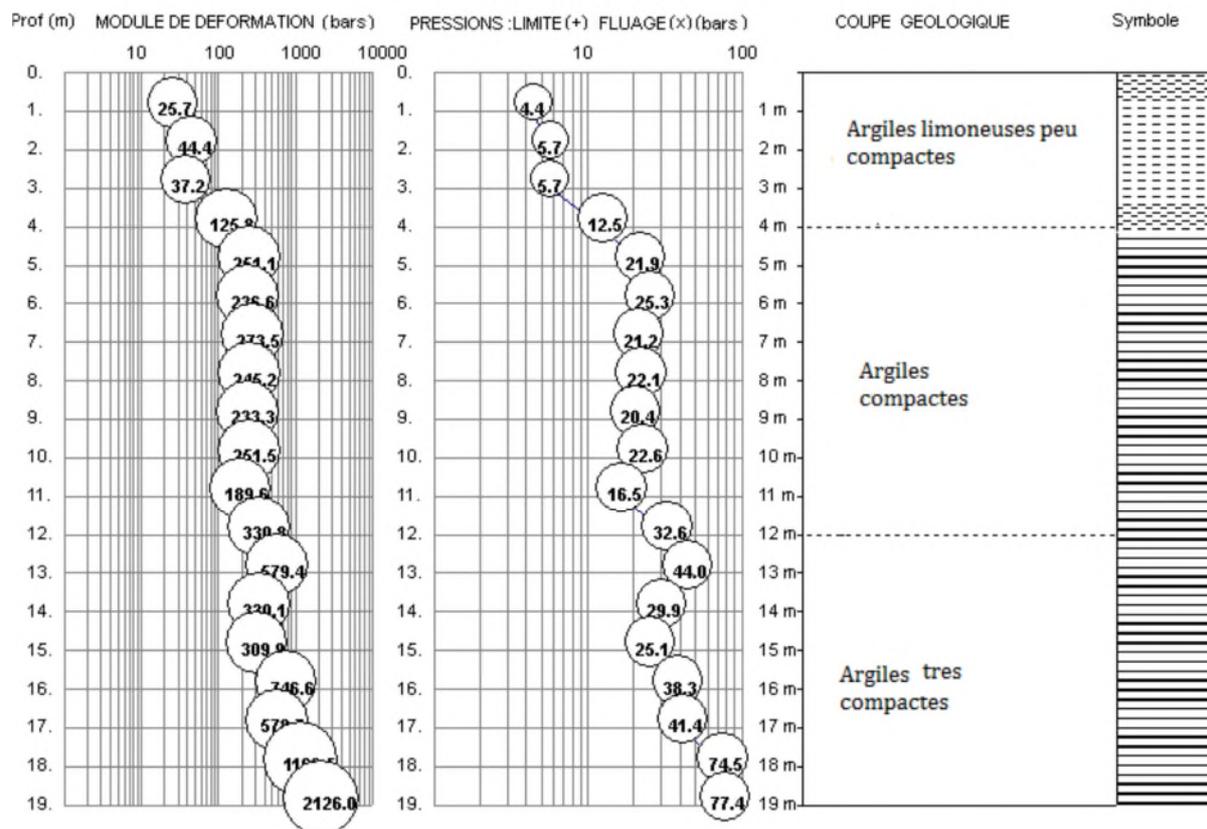


Projet: Step de sidi aich
 N° de Dossier: 038 2015
 Localisation: Sidi Aich
 N° du Forage: SC 7

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

X= 15246.44
 Y= 11131.46

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE



Annexes 4 Coupe lithologique SC 01



LOG DE SONDAGE
 Projet Realisation de la step à Sidi Aich
 No Sc 1
 Localisation Sidi Aich
 Profondeur 15

X= 15181.93

Y= 11162.43

Date 14 04 2015

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	Description des couches
- 0.					Sols de couvertures
- 1.	83				Limon argileux sableux, présentant des concrétions calcaire
- 2.	100				
- 3.	83				Limon argileux sableux à blocs de grès
- 4.					
- 5.	90				Limon argileux sableux à blocs de grès
- 6.					
- 7.	43				Limon argileux sableux à blocs de grès
- 8.					
- 9.	90				Limon argileux sableux à blocs de grès
- 10.					
- 11.					Limon argileux sableux à blocs de grès
- 12.	100				
- 13.					Limon argileux sableux à blocs de grès
- 14.					
- 15.		V			Limon argileux sableux à blocs de grès

Annexes 5 Coupe lithologique SC 02



LOG DE SONDAGE
 Projet Realisation de la step à Sidi Aich
 No Sc 2
 Localisation Sidi Aich
 Profondeur 15

X= 15242.61

Y= 11142.89

Date 17 04 2015

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	Description des couches
- 0.					
- -1.	90				
- -2.	95				
- -3.					
- -4.					
- -5.	100				
- -6.					Limons argileux sableux de couleur brune, peu compacts à compacts en profondeur
- -7.	95				
- -8.	100				
- -9.					
- -10.	92				
- -11.					
- -12.	54				
- -13.					
- -14.	80				
- -15.		V			

Annexes 6 Coupe lithologique SC05



LOG DE SONDAGE

Projet Realisation de la step à Sidi Aich

No Sc 5

Localisation Sidi Aich

Profondeur 20

X= 15280.95

Y= 11165.47

Date 05 04 2015

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	Description des couches
0.					
-1.					Remblais
-2.					
-3.					
-4.					
-5.					Argiles limoneuses à aspect schisteux de couleur brune
-6.					
-7.					
-8.					
-9.					
-10.					
-11.					
-12.					
-13.					
-14.					Conglomérats
-15.					
-16.					
-17.					
-18.					
-19.					
-20.					

Annexes 7 L'abaque de Biarez (1965)

