

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la
Recherche scientifique



Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique & Structures

Par

M^{elle} KAOU Hanane

M^r YAHOUNI Med Walid

Influence de la réalisation des
réservoirs de grandes capacités sur
la stabilité des versants naturels

Soutenu le 04 Juillet 2019 devant le jury :

Mlle. KHELIFI Z.	UABT	Président du jury
Mr. BEDJAOUI M.C.	UABT	Examineur
Mme. SMAIL N.	UABT	Encadreur
Mr. ROUISSAT.B.	UABT	Co-encadreur

Année Universitaire : 2018 - 2019

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui m'ont entouré pour que rien n'entrave le déroulement de mes études.

A Ma douce Maman et mon très cher Papa

Pour leur patience, leur soutien, leurs sacrifices, et leur encouragement Ce que je vous dédie est incomparable devant vos sacrifices. Et j'espère être toujours à la hauteur de vos espérances.

A la mémoire de mes grands-parents, aussi dans ce moment de joie vous avez toutes mes pensées. Que vos âmes reposent en paix.

A ma magnifique sœur Nor El Houda. et mes chers frères

Belkacem & Rafik.

A mon adorable petit frère Issam Eddine, que j'aime énormément.

A la personne qui a été toujours à mes côtés, mon cher binôme Walid, pour la magnifique collaboration professionnelle qui nous a permis de mener ce projet à son terme. Et pour les moments les plus beaux et les plus dures partagés ensemble.

A mes chères cousines Widad et Chahinez Ainsi qu'à tous les autres membres de ma famille.

A mes chères amies : Imene, Mouna, Hayat, Asma, Nadjet ,Ikram ,Lamia ,Sara ,Fadia ,Djahida ,meriem ,Oum el kheir, Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs sur qui je peux compter.

A toute autre personne que je n'ai pas citée et dont l'aide m'a été précieuse. A tous ceux qui m'ont consacré leurs temps et leur attention, je dis encore et toujours

MERCI.

Hanane

Dédicace

Je dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de Mes chers parents qui n'ont jamais cessé de formuler des prières pour moi et de me donner avec amour le nécessaire pour que je puisse arriver à ce que je suis aujourd'hui.

Que dieux vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

Je dédie aussi ce modeste travail : A Ma chère sœur IMENE, pour son soutien qui a été pour moi une source de courage et de confiance.

A mes adorables sœurs NESSRINE FEDWA pour leurs encouragements permanents tout au long de mes études.

Une dédicace particulière et sincère pour ma chère binôme HANANE Pour son entente, sa sympathie, sa persévérance et sa patience infinie qui nous a donné le courage d'achever ce travail. Et pour les moments inoubliables qu'on a passés pendant la réalisation de ce rapport.

A mon cher frère HADJ ABDELKADER ABDELMAWLAH, qui n'a pas eu de chance pour continuer avec moi le chemin d'études, le fidèle compagnon dans les meilleurs et les plus délicats moments de ma vie.

A mon frère MERAD CHAWKI pour ces conseils précieux et son soutien moral.

*A tous mes professeurs de l'université ABOU-BAKR BELKAID
.TLEMCEN*

*Et pour terminer, je dédie ce travail à toute ma promotion et ma deuxième famille,
«LA FAMILLE GEOTECHNIQUE» que je leurs souhaite tout la
réussite dans la vie professionnelle*

Walid

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour donner terme à ce modeste travail.

On tient à exprimer notre profonde gratitude à notre chère professeur et encadrant Mme ROUISSAT Nadia, pour son suivi et son énorme soutien, qu'elle n'a cessé de nous prodiguer tout au long de la période du projet.

Notre attention se portera aussi plus particulièrement sur Mr. ROUIS-SAT Bouchrit, le directeur de l'école supérieure des sciences appliquées de Tlemcen, et notre encadrant. Un homme qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce rapport dans les meilleures conditions et qui nous a fortement impressionnés par sa grande expérience et sa concrète contribution au bon déroulement de ce travail. Nos vifs remerciements vont aux membres de jury, Mr BEDJAOUI .M.C et Mlle KHELIFI .Z qu'ils trouvent à travers ces expressions nos sincères remerciements pour l'honneur qui ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à Mr.BENYACOUB Hakim, ingénieur à C.T.C, qui n'a épargné ni temps ni effort pour nous aider et pour répondre à nos questions. Nos remerciements vont à Mr BENYELES.M et tout le personnel qu'on a contacté durant notre travail au sein de la C.T.H ,auprès desquelles on a trouvé l'accueil chaleureux, l'aide et l'assistance dont on a besoin.

Nous adressons notre profonde gratitude à Mr. EL HABIB DAHO Mostafa, maître de conférences à l'Université de Tlemcen pour sa constante disponibilité et pour son aide à la réalisation de notre travail .

Et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, qu'elles voient en ces mots l'expression de notre gratitude pour leur présence, pour leur dévouement et pour l'aide inestimable qu'elles nous ont apportées tout au long de ce parcours. Un petit bout de chemin certes, mais un grand enrichissement.

KAOU.H & YAHOUNI.M.W

Table des matières

Table des matières	v
Liste des figures	ix
Liste des tableaux	xiii
Liste des notations	xiv
Liste des abréviations	xv
Introduction générale	1
1 Glissement de terrain Et stabilite des pentes	4
1.1 Introduction.....	5
1.2 Caractérisation.....	5
1.3 Définition du glissement de terrain.....	5
1.3.1 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain :.....	6
1.4 Classification des mouvements de terrain.....	7
1.4.1 Pentes naturelles.....	7
1.5 Méthodes de confortement des glissements de terrain10	
1.5.1 Dispositifs de drainage.....	11
1.5.2 Tranchées drainantes	12
1.5.3 Drains subhorizontaux.....	13
1.5.4 Drains verticaux, galeries drainantes	13
1.5.5 Action des terrassements	14
1.5.6 Reprofilage	14
1.5.7 Purge	15
1.5.8 Substitution totale ou partielle	15
1.6 Introduction d'éléments résistants	16
1.6.1 Ouvrages de soutènement	16
1.6.2 Renforcement par inclusions	17
2 Techniques des terrassements	20
2.1 Le couple terrassement – glissement.....	22
2.1.1 Exigence	22
2.2 Informations et opérations préalables aux travaux de terrassement	22
2.3 Les différents travaux de terrassements.....	23
2.4 Le Terrassement, une activité.....	23
2.5 Le terrassement, une technique	24
2.5.1 Les paramètres intervenant dans le terrassement d'un ouvrage	24

2.6	Calcul des terrassements.....	25
2.6.1	Profil en long.....	25
2.6.2	Profil en travers.....	25
2.7	Les sols.....	25
2.7.1	Définition.....	25
2.7.2	classification des terrains.....	25
2.8	Décapage de la terre végétale.....	27
2.9	Implantation de la construction.....	27
2.10	Les fouilles.....	27
2.10.1	Le blindage des fouilles.....	28
2.10.2	Définition des fouilles.....	28
2.11	Remblais et compactage.....	28
2.12	Avant de commencer les travaux de terrassement . . .	29
2.12.1	Les clés d'un terrassement réussi.....	29
2.12.2	Touches pour réussir les opérations.....	29
2.12.3	Étendue des travaux de terrassement.....	30
2.12.4	Installations et machines pour travaux de la terre.....	30
2.12.5	Fonctions de l'équipement.....	30
2.13	Les engins de terrassement.....	30
2.13.1	Les engins d'excavation.....	30
2.13.2	Les engins de nivellement.....	32
2.13.3	Les engins de transport.....	33
2.13.4	Les engins de compactage.....	34
2.13.5	Les mini-engins.....	35
2.14	Conclusion.....	36
3	Les réservoirs de stockage	37
3.1	Généralités.....	38
3.2	Rôles et intérêts.....	38
3.3	Types de réservoirs d'eau potable.....	39
3.3.1	Par rapport au sol :.....	39
3.3.2	selon les matériaux utilisés.....	43
3.4	Éléments constitutifs.....	44
3.4.1	Château d'eau.....	47
3.4.2	Critères de choix de types de réservoirs.....	48
3.5	Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :	49
3.5.1	Résistance :	49
3.5.2	Étanchéité :	49
3.5.3	Durabilité :	50
3.6	Équipements du réservoir :	50
3.7	Dispositions particulières	52
3.7.1	Principes de construction :	52
3.7.2	Aération et éclairage :	53
3.7.3	Renouvellement de l'eau :	53
3.7.4	Étanchéité :	53
3.7.5	Les voiles et le radier :	54
3.8	Dimensionnement du réservoir	54
3.9	Choix du site pour l'emplacement du réservoir.....	54
3.10	Étude des sols et Fondation	54

3.11	Charges de calcul	55
4	Influence de la réalisation des réservoirs de grandes capacités sur la stabilité des versants naturels	56
4.1	Introduction et opportunité du mémoire	57
4.2	Présentation du projet	57
4.3	Situation de projet.....	57
4.4	Données topographiques et géologiques	59
4.4.1	Topographie	59
4.5	Classification et identification des sols d'assise.....	61
4.6	Analyse de stabilité du versant d'assise à l'ouvrage . .	62
4.6.1	Bref aperçu de la méthode des éléments finis	62
4.6.2	Le code de calcul PLAXIS	63
4.7	Etude du cas pratique (stabilité du versant «kherba»).	65
4.8	Modélisation	66
4.8.1	Etablissement du modèle de référence	66
4.9	Etude de stabilité du versant	68
4.9.1	Stabilité du profil naturel.....	68
4.9.2	Etude de stabilité du versant sous l'influence des terrassements.....	73
4.9.3	Etude de stabilité du versant après réalisation de la structure (réservoir $30000m^3$).....	84
4.10	Interprétation des résultats	92
5	Analyse structurelle comparative du mode conceptuel du réservoir	94
5.1	Présentation du projet et contexte de l'étude.....	90
5.2	Situation générale de la zone du projet	90
5.3	Documents et données de base du projet	91
5.4	Normes et réglementations	92
5.5	Variante réservoir rectangulaire.....	92
5.5.1	Géométrie de l'ouvrage	92
5.5.2	pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	93
5.5.3	hypothèses de calcul.....	95
5.6	Modélisation sur le logiciel SAP 2000	98
5.6.1	modélisation de la structure.	98
5.6.2	Définition des matériaux	99
5.6.3	Définition des sections surfaciques.....	99
5.6.4	Définition du chargement.....	101
5.6.5	Sollicitations de calcul	101
5.7	Résultats de la modélisation	101
5.7.1	Étude des voiles.....	101
5.7.2	Étude de la dalle du réservoir	104
5.7.3	Etude du radier du réservoir	105
5.8	Variante réservoir circulaire	107
5.8.1	Discrétisation de l'ouvrage	107
5.8.2	Géométrie de l'ouvrage.....	107
5.8.3	prédimensionnement des éléments structuraux.....	107
5.9	Résultats de la modélisation.....	108
5.9.1	Étude des voiles.....	108
5.9.2	Etude de la dalle du réservoir	111

5.9.3	Etude du radier	113
5.10	Analyse comparative structurale des variantes	114
5.11	Interprétations des résultats	115

Conclusion générale	117
---------------------	------------

Bibliographie	119
---------------	------------

Liste des figures

1.1	Éléments descriptifs d'un glissement de terrain.	6
1.2	Schématisme du phénomène de glissement de terrain plan	7
1.3	Schématisme du phénomène de glissement circulaire (a) avant activation (b) après activation.	7
1.4	Glissements rotationnels simples.	8
1.5	Glissements rotationnels complexes.	8
1.6	Écroulements et chute de pierre.	8
1.7	Schématisme et exemple du phénomène du fluage. . . .	9
1.8	Solifluxion.	9
1.9	Les coulées boueuses	10
1.10	(a) Schématisation du phénomène d'éboulement, (b) mai 2017, éboulement sur la RD921 dans les Hautes Pyrénées. .	10
1.11	Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux pro- tegée par des viroles métalliques.	11
1.12	Drainage de talus par barbacanes.....	12
1.13	Coupe type d'une tranchée drainante.	12
1.14	Drains sub-horizontaux.	13
1.15	Principe du remblai de pied et principe de l'allègement en tête.	14
1.16	Reprofilage	15
1.17	Adoucissement de la pente.	15
1.18	Substitution partielle.	15
1.19	Mur de soutènement.	17
1.20	Principe du clouage et exemple de réalisation.	18
1.21	Pieux et barrettes.	19
2.1	Classification liée à la facilité d'extraction.....	27
3.1	Schéma d'un réservoir enterré	41
3.2	Conception d'un réservoir surélevé.....	42
3.3	Réservoir à toit fixe.	42
3.4	Réservoir à toit flottant.....	43
3.5	Tassement uniforme du réservoir	46
3.6	Inclinaison plane du réservoir	46
3.7	Tassements non uniformes	47
3.8	Équipement d'un réservoir d'eau potable.	50
3.9	Poteau sur semelle isolée.....	52

4.1	Emprise du réservoir 2x30 000 m ³ KHERBA) sur fond topographique [1].	58
4.2	Topographie du site	59
4.3	Contexte géologique du site [2].	60
4.4	Menu de la fenêtre des entrées du programme.....	66
4.5	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	66
4.6	Modèle géométrique du versant.	67
4.7	Coordonnée de discrétisation du profil géométrique. . . .	67
4.8	Fenêtre de paramètre des matériaux.	68
4.9	Géométrie du modèle -profil naturel.....	69
4.10	Maillage de la géométrie -profil naturel.	69
4.11	Conditions initiales (hydrauliques) -profil naturel.	69
4.12	phase de calcul -profil naturel.	70
4.13	Déformation du maillage après application de la gravité- profil naturel	70
4.14	Valeur du coefficient de sécurité Msf =2,875-profil naturel.	71
4.15	Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (phase2) -profil naturel.....	71
4.16	Etude de stabilité du versant sous l'influence des terrassements.	72
4.17	Variante d'implantation du réservoir avec leurs terrassements respectifs.	72
4.18	Schématisme du lieu d'implantation du réservoir et du terrassement – ouvrage implanté en crête du versant. . . .	73
4.19	Maillage de la géométrie – ouvrage implanté en crête du versant.	73
4.20	Déformation du maillage après terrassement – ouvrage implanté en crête du versant.	74
4.21	Contrainte effective – ouvrage implanté en crête du versant	74
4.22	Valeur du coefficient de sécurité Msf =2,694– ouvrage implanté en crête du versant.....	74
4.23	Déplacement total – ouvrage implanté en crête du versant.	75
4.24	Schématisme du lieu d'implantation du réservoir et de terrassement- ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	75
4.25	Maillage de la géométrie - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	76
4.26	Déformation du maillage après le terrassement - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	76
4.27	Contraintes effective- ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	76
4.28	Déplacement total - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	77
4.29	Valeur du coefficient de sécurité Msf =0,822- ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant	77
4.30	Schématisme du lieu d'implantation du réservoir et de terrassement - Ouvrage implanté en bas du versant.	78
4.31	Maillage de la géométrie -Ouvrage implanté en bas du versant	78
4.32	Déformation du maillage -Ouvrage implanté en bas du versant.	79
4.33	Contrainte effective -Ouvrage implanté en bas du versant.	79

4.34	Déplacements totaux-Ouvrage implanté en bas du versant.	79
4.35	valeur du coefficient de sécurité après terrassement -Ouvrage implanté en bas du versant	80
4.36	Chargement du versant- Ouvrage implanté en crête du versant	81
4.37	Déclaration de la charge du réservoir- Ouvrage implanté en crête du versant.	81
4.38	Déformation du maillage après chargement du versant- Ouvrage implanté en crête du versant	82
4.39	Contrainte effectives- Ouvrage implanté en crête du versant	82
4.40	Valeur du coefficient de sécurité- Ouvrage implanté en crête du versant.	82
4.41	Schématisation du lieu d'implantation du réservoir - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	83
4.42	Maillage de la géométrie - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	83
4.43	déformation du maillage - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	84
4.44	Contrainte effective- Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant.	84
4.45	Valeur du coefficient de sécurité - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant	84
4.46	Schématisation du lieu d'implantation du réservoir - Ouvrage implanté à mi-hauteur du versant	85
4.47	maillage de la géométrie- Ouvrage implanté en bas du versant formation du maillage- Ouvrage implanté en bas du versant.	85
4.48	contrainte effectif- Ouvrage implanté en bas du versant. .	86
4.49	Valeur du coefficient de sécurité - Ouvrage implanté en bas du versant.	86
4.50	Variation des déplacements maximaux en fonction de l'influence du lieu d'implantation de l'ouvrage et des terrassements.. . . .	86
4.51	Variation des coefficients de sécurité au glissement en fonction de l'influence des terrassements et du chargement du versant.. . . .	87
4.52	Variation des coefficients de sécurité au glissement en fonction de l'influence des terrassements et du chargement du versant.. . . .	87
5.1	Configuration du réservoir 2x30 000 M ³ d'EL KHERBA. . .	90
5.2	Paramètres géométriques du réservoir-vue en plan. . . .	93
5.3	Modélisation du réservoir sur le logiciel SAP 2000.....	98
5.4	Fenêtre de définition des matériaux	99
5.5	Définition de la section de la dalle	99
5.6	Définition de la section des voiles	100
5.7	Définition de la section du radier	100
5.8	Définition du chargement	101
5.9	Champs des moments sur les voiles.....	102
5.10	Champs des forces appliquées sur les voiles - direction X. .	102
5.11	Champs des forces appliquées sur les voiles - direction Y. .	103

5.12 Diagramme des forces F_x et F_y au niveau des voiles du réservoir	103
5.13 Diagramme des moments M_x et M_y sur les voiles	104
5.14 Sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m^2)	105
5.15 Sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m^2)	106
5.16 Sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m^2)	107
5.17 champs des moments appliquées sur les voiles - direction X	108
5.18 champs des moments appliquées sur les voiles - direction Y	108
5.19 champs des forces appliquées sur les voiles - direction X	109
5.20 champs des forces appliquées sur les voiles - direction Y	109
5.21 Diagramme des forces F_x au niveau des voiles du réservoir	110
5.22 Diagramme des forces F_y au niveau des voiles du réservoir	110
5.23 Diagramme des moments M_x et M_y au niveau des voiles du réservoir	111
5.24 sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m)- direction X	112
5.25 sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m)- direction Y	112
5.26 sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m)- direction X	113
5.27 sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m)- direction Y	113
5.28 variation des contraintes sur le radier et les voiles en fonction du mode conceptuel de l'ouvrage	115
5.29 variation des déplacements sur les voiles en fonction du mode conceptuel de l'ouvrage	115

Liste des photo

3.1 Réservoir semi-enterré	40
3.2 Réservoir souterrain	40
3.3 Réservoir surélevé	41
4.1 - Assiette de situation du projet	58
4.2 - Reconnaissance géotechnique complémentaire	61
4.3 - Terrassements en grande masse	62
4.4 - Terrassement de l'assise du réservoir	62
5.1 - Mise en place du béton de propreté	96
5.2 - Ferrailage des voiles du réservoir	96
5.3 - Coffrage des voiles du réservoir	97

Liste des tableaux

4.1	Caractéristiques géotechnique-couche N01[25].....	61
4.2	Caractéristiques géotechnique-couche N02 [25].....	61
4.3	Caractéristiques géotechniques des matériaux constituant le versant KHERBA.	68
5.1	Pré dimensionnement des différents éléments de la structure ..	95
5.2	caractéristique des matériaux utilisés pour l'étude génie civil ...	98
5.3	Résultats des moments sur les voiles	102
5.4	Résultats des forces sur les voiles	103
5.5	Résultats des déplacements sur les voiles.....	104
5.6	Résultats des sollicitations sur la dalle	105
5.7	Résultats des sollicitations sur le radier	106
5.8	Résultats des contraintes sur les éléments du réservoir	106
5.9	Pré-dimensionnement des différents éléments de la structure	107
5.10	Résultats des moments sur les voiles	109
5.11	Résultats des forces sur les voiles	110
5.12	Résultats des déplacements sur les voiles	111
5.13	Résultats des forces et des moments sur la dalle du réservoir.	112
5.14	Résultats des forces et des moments sur le radier du réservoir	114
5.15	Résultats des contraintes sur le réservoir	114
5.16	Comparaison des sollicitations en fonction du mode conceptuel	114

Liste des notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
σ_{bc}	Contrainte admissible du béton
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
σ_{bc}	Déformation du béton en compression.
f_{bc}	Contrainte de calcul
ν	Coefficient de poisson.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_b	Coefficient de sécurité d'acier
η_b	Facteur de correction d'amortissement
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{t28}	Résistance de traction du béton.
f_{c28}	Résistance de compression du béton.
f_{bc}	ontrainte du béton.
T	Température.
η	Facteur de correction d'amortissement.
ε	Pourcentage d'amortissement.
W	Poids total de la structure.
β	Coefficient de pondération.
A	Coefficient d'accélération.
φ	Angle de frottement.
ψ	Angle de dilatance .
C	Cohésion
E	Module de young
E_{oed}	Module œdométrique .
K	Module de compressibilité .
G	Module de cisaillement .
γ_{sat}	poids volumique saturé .
γ_{unsat}	poids volumique sec.

Liste des abréviations

ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
SAP2000	Systems, Applications and Products .
RPA	Règlement Parasismique Algérien.
BAEL	Béton Armé a l'Etat Limite .
DTR	Document Technique Règlementaire .
LCTP	Laboratoire centrale Des Travaux Publics .

Introduction générale

Les réservoirs sont des ouvrages de génie civil qui remplissent diverses fonctions : Assurer une réserve tampon pour compenser les écarts entre production et consommation, maintenir la pression dans le réseau de distribution, constituer une réserve en cas d'incidents sur les infrastructures d'amenée, constituer une dernière barrière de sédimentation à l'eau de source, assurer le mélange constant des eaux de composition chimique et physique différente et enfin permettre le traitement de désinfection de l'eau.

Pour des raisons liées aux exigences sur les pressions de distribution, ces ouvrages sont souvent implantés sur les hauteurs des versants. La nature géologique de ces derniers combinée avec le mode de terrassement et l'implantation des canalisations d'amenée et d'adduction peuvent constituer des contraintes quant à la stabilité des versants, constitués notamment de sols vulnérables aux glissements.

Les glissements de terrain se produisent sous l'action d'un (ou plusieurs) facteurs déclenchant, qui rompt l'équilibre, soit au niveau des forces massiques, soit au niveau des forces extérieures, ou au niveau des forces de liaison dans le massif. Certains de ces facteurs déclenchant sont naturels, tels que séismes, érosions, fluctuation des écoulements hydrauliques, altération, etc. A l'échelle des travaux de génie civil, l'activité humaine s'ajoute à ces facteurs naturels et constitue fréquemment un facteur essentiel dans la rupture de l'équilibre des massifs. Du seul point de vue du rôle de l'activité humaine, le sujet à traiter est très vaste, puisqu'il couvre des matériaux très divers, des argiles molles aux massifs rocheux, et des ouvrages très variés (barrages, ports, bâtiments, infrastructures, etc.).

La stabilité des ouvrages dépendant de la stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Les ouvrages de stockage (réservoirs) de grandes capacités implantés sur des versants à pente relativement importante et fondés sur des sols vulnérables au glissement méritent une attention particulière lors des études techniques en introduisant un concept fondamental, celui de la géotechnique des terrassements. Ces ouvrages, pour des contraintes thermiques qualitatives de l'eau stockée sont souvent semi-enterrés ou carrément enterrés. Leur niveau altimétrique d'implantation, leur orientation géométrique ainsi que les caractéristiques mécaniques des sols de fondations avant et après terrassements sont autant de paramètres à intégrer dans une analyse globale et multicritère visant à assurer leur sécurité et durabilité sans pathologies remarquables. L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Des outils de modélisation performants nous permettent le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. On utilise souvent plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

Aussi, et sur le plan structurel, ces ouvrages de grandes capacités, doivent bénéficier d'une conception assez spécifique. Leur taille importante, le type de fissuration et les conditions strictes sur leur fonction d'étanchéité rendent la tâche plus délicate. Les formes usuelles sont souvent rectangulaires ou circulaires avec de grandes contraintes conceptuelles sur les coupes pour ce dernier type.

Les sollicitations générées, les forces, les contraintes mécaniques et thermiques ainsi que les déformations des éléments de ces ouvrages, notamment les voiles sont des paramètres décisifs pour le choix de la forme.

Autant de paramètres et d'exigences tant sur le plan structurel que sur le plan de la stabilité conjuguée de l'ensemble sol-ouvrage ont motivé la faisabilité du présent projet de fin d'études qui visent deux objectifs principaux :

- Analyse multicritère de la stabilité du versant en fonction du lieu altimétrique des terrassements ainsi que l'influence des surcharges provoquées par l'ouvrage,
- Analyse structurelle comparative du mode conceptuel de l'ouvrage (circulaire ou rectangulaire).

Le travail dans le cadre de ce mémoire de master, a été initialement intégré dans la thématique de l'analyse de l'influence de la réalisation des réservoirs de grandes capacités sur la stabilité des versants naturels et a été étendu, par la suite, à l'étude comparative structurelle du point de vue conception et comportement en fonction de la forme géométrique de l'ouvrage.

De telles thématiques ont été appliquées pour le cas du réservoir tampon 2x30 000 m³ Kherba à Chlef intégré dans le système du transfert de la station de dessalement de Ténès, implanté sur un versant haut marneux dans la région de Bouzghaia. Les outils numériques utilisés pour les différents cas de modélisation sont les codes de calcul Plaxis et SAP 2000 respectivement pour l'analyse de la stabilité du versant et l'analyse

structurelles des variantes d'ouvrages.

Pour rayonner sur l'ensemble des aspects liés aux études et analyses à engager, le travail a été étoffé par de multiples recherches bibliographiques liées à l'acquisition d'un niveau de connaissances approfondi sur les règles et normes de terrassements, sur la caractérisation et les critères d'analyse de la stabilité des pentes ainsi que sur les règles et aspects conceptuels des réservoirs et châteaux d'eau.

Enfin, pour répondre à tous ces objectifs, le mémoire et dans un souci de cohérence dans sa forme globale a été structuré en 04 chapitres en l'occurrence :

Chapitre 1 : Stabilité des pentes

Chapitre 2 : Travaux de terrassements

Chapitre 3 : Ouvrages de stockage d'eau

Chapitre 4 : Analyse de l'influence des terrassements et du chargement sur la stabilité du versant recevant l'ouvrage

Chapitre 5 : Analyse conceptuelle et comparative en fonction de la forme géométrique de l'ouvrage.

Glissement de terrain Et stabilité des pentes

1

Sommaire

1.1	Introduction.5
1.2	Caractérisation.5
1.3	Définition du glissement de terrain.5
1.3.1	Eléments descriptifs d'un glissement de terrain :.	6
1.4	Classification des mouvements de terrain.7
1.4.1	Pentes naturelles.	7
1.5	Méthodes de confortement des glissements de terrain	10
1.5.1	Dispositifs de drainage.	11
	a) Tranchées drainantes.	12
	b) Drains subhorizontaux.	13
	c) Drains verticaux, galeries drainantes.13
1.6	Action des terrassements.	14
1.6.1	Reprofilage.	14
1.6.2	Purge.15
	a) Substitution totale ou partielle.	15
1.7	Introduction d'éléments résistants.16
1.7.1	Ouvrages de soutènement.	16
1.7.2	Tirants d'ancrages	17
1.7.3	Renforcement par inclusions.	17
1.7.4	Clous et micropieux.	17
1.7.5	Pieux et barrettes	17

1.1 Introduction

Les mouvements de terrain jouent un rôle prépondérant dans l'évolution des versants, les études géologiques et géotechniques du terrain sont le plus souvent motivées par la recherche de solutions à apporter à un mouvement du sol, ainsi l'objectif de ce chapitre est de donner un aperçu général sur les glissements de terrain. Ces mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple) ou par l'action directe de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. Pour cela les chercheurs en fait la classification selon certains critères essentielles pour les distingué « le comité international de la géologie d'ingénieur (Nemcoka, Pasek, Rybar, 1972). Classé les mouvements de terrain en quatre types : les glissements, les écroulements, les fluages, les coulées [3].

Il regroupe plusieurs types de phénomènes d'instabilité du terrain, variable en fonction de mécanisme mis en jeu (évolution de l'instabilité, vitesse du mouvement, surface de rupture... etc.) telles que les laves torrentielles, les coulées, les chutes des blocs... Parmi ces mouvements, on distingue les glissements de terrain qui sont fréquents et leur apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de globe terrestre. [4]

1.2 Caractérisation

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux et des digues de barrages. Certaines pentes naturelles peuvent devenir instables et engendrent des problèmes d'instabilité qui peuvent être catastrophiques et provoquent des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol avec des volumes très variables pouvant aller de quelques mètres cubes à plusieurs millions de mètres cubes, ce déplacement se fait par l'action des facteurs naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme...) ou anthropiques (ouverture de fouilles, modification du régime des eaux, déboisement, terrassement...). Ces travaux peuvent rompre l'équilibre naturel d'un site et amorcer un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. [5]

1.3 Définition du glissement de terrain

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrains meubles glissants vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide [4].

1.3.1 Éléments descriptifs d'un glissement de terrain :

- Escarpe principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- Couronne : zone située au dessus de l'escarpement principal, souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- Tête : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- Escarpe secondaire : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- Élément : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- Flan : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- Extrémité inférieure (pouce) : zone en aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- Surface de glissement ou de rupture : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- Corps : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- Fissures et crevasses : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position. [4]

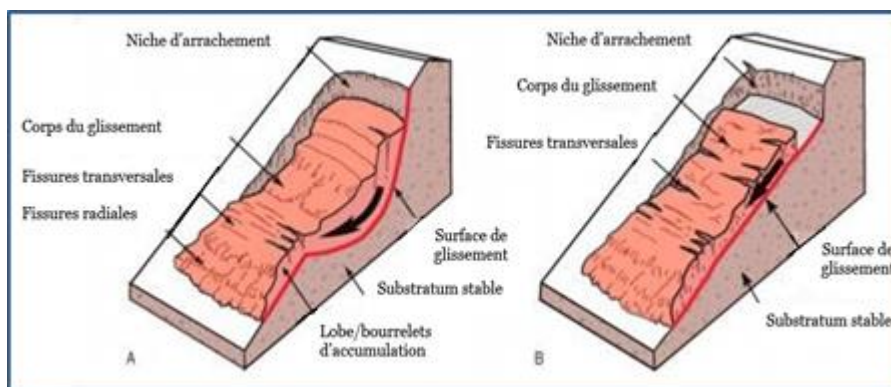


Figure 1.1 – Éléments descriptifs d'un glissement de terrain

1.4 Classification des mouvements de terrain

1.4.1 Pentas naturelles

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de ruptures peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale. Il existe trois grands types de glissements : [6]

a) **Glissement de terrain plan et glissement circulaire** sont deux grandes classes de glissements, la terminologie fait référence à la géométrie de la surface de rupture. Dans un glissement plan, la surface de rupture est droite et la masse de sol en mouvement glisse le long de celle-ci (figure 1.2). Dans un glissement circulaire, il y a un mouvement de rotation autour d'un axe central à la surface de rupture (figure 1.3). [23]

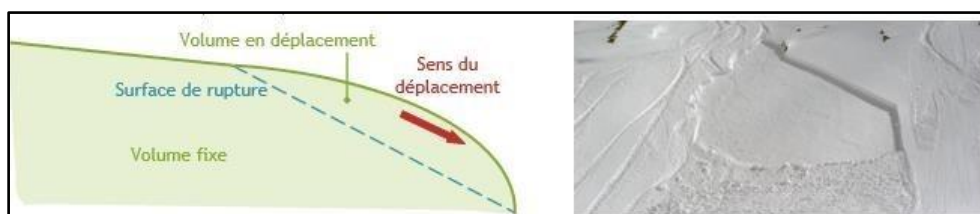


Figure 1.2 – Schématisation du phénomène de glissement de terrain plan

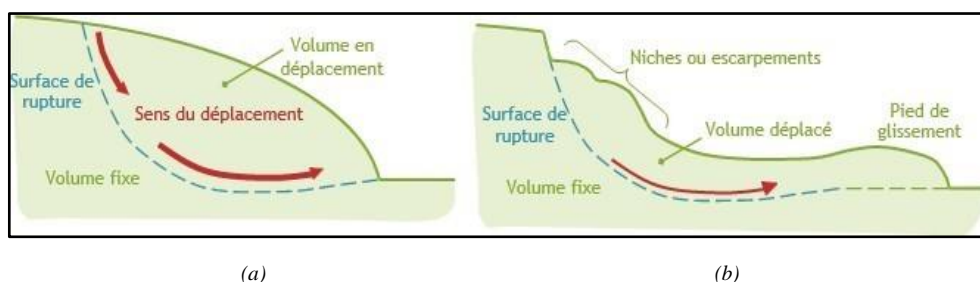


Figure 1.3 – Schématisation du phénomène de glissement circulaire (a) avant activation (b) après activation

b) **Glissements rotationnels simples** C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. [20] (figure 1.4).

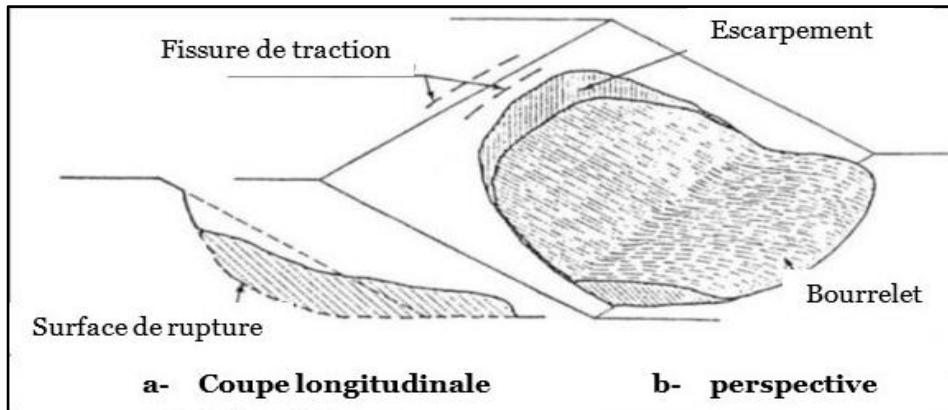


Figure 1.4 – Glissements rotationnels simples

c) Glissements rotationnels complexes Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont [7] (Figure 1.5)

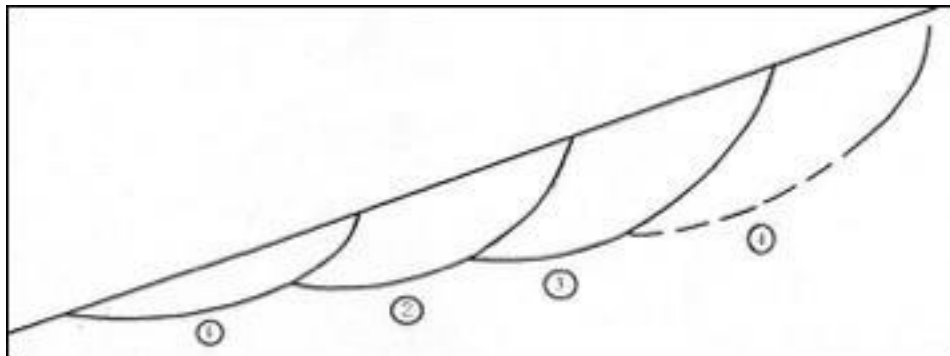


Figure 1.5 – Glissements rotationnels complexes

d) Écroulements et chute de pierre

Les écroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches (Figure 1.6) [8].

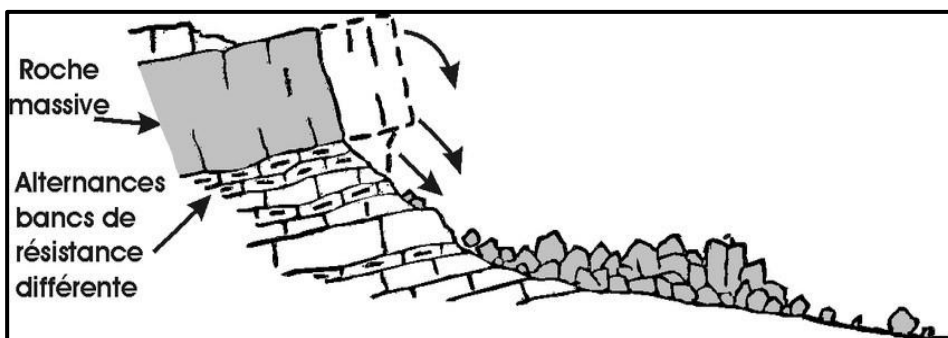


Figure 1.6 – Écroulements et chute de pierre

e) Fluage

Ce type de mouvement apparaît lorsqu'un sol malléable est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler.[7]

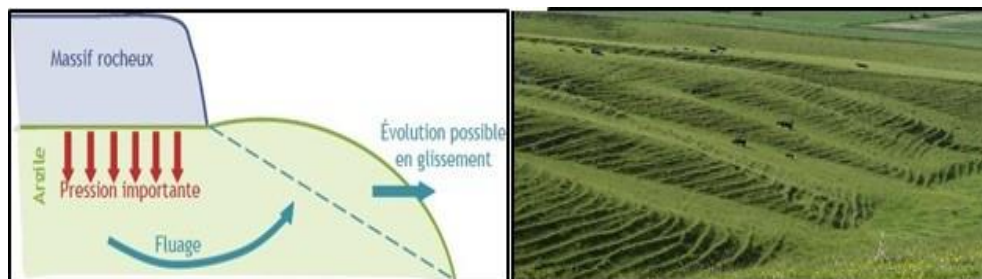


Figure 1.7 – Schématisation et exemple du phénomène du fluage

f) Solifluxion

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

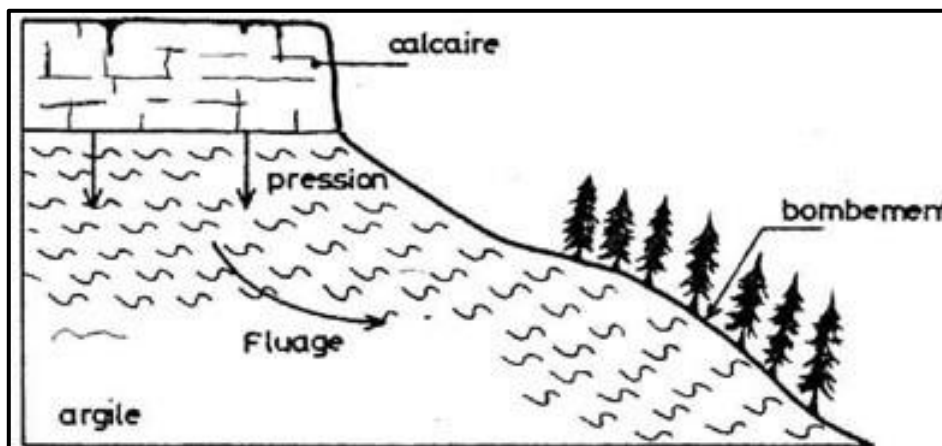


Figure 1.8 – Solifluxion

g) Les coulées boueuses

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériaux transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau (liée à la présence d'une rivière, d'un torrent ou à des précipitations importantes). Les coulées sont caractérisées par :

- Des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- Un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi-fluide ;
- Des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées.[7]

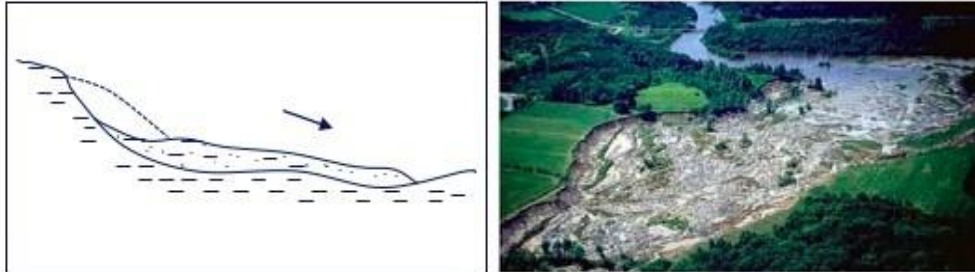


Figure 1.9 – Les coulées boueuses

h) L'éboulement

Dans ce type de mouvement (figure 1.10), un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous son propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels éboulements génèrent une chute de gros rochers, qui peuvent par la suite emporter avec eux d'autres gravats, ce qui amène à une avalanche de débris.[23]

- Des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- Un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi-fluide ;
- Des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées.[7]



Figure 1.10 – (a) Schématisation du phénomène d'éboulement, (b) mai 2017, éboulement sur la RD921 dans les Hautes Pyrénées

1.5 Méthodes de confortement des glissements de terrain

Il est parfois possible de déployer des contremesures, qui neutralisent l'avancée du mouvement ou limitent son impact au moment de son déclenchement. Ces contremesures sont variées, quelques-unes sont présentées dans cette ressource. Conforter un glissement nécessite de connaître non seulement ses dimensions mais aussi son origine (chargement, écoulement d'eau, altération des sols, ruissellement singulier) : le choix de la méthode de confortement en dépend. [23]

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la zone 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 mouvements), soit adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement [5]

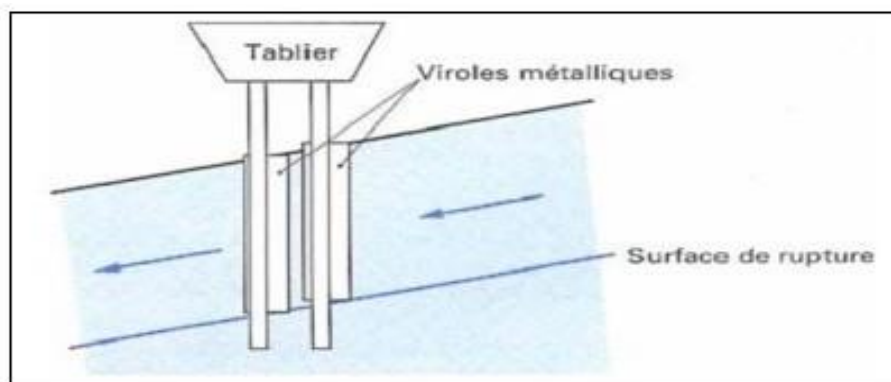


Figure 1.11 – Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégée par des viroles métalliques

1.5.1 Dispositifs de drainage

L'eau a fréquemment un rôle moteur dans les glissements de terrain, l'objectif du drainage est de contrôler la teneur en eau du sol et de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Le drainage peut évacuer l'eau de la zone (figure 1.12) ou encore éviter l'alimentation en eau de la zone par collecte et canalisation des eaux de surface. [23]



Figure 1.12 – Drainage de talus par barbacanes

a) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, . . .). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

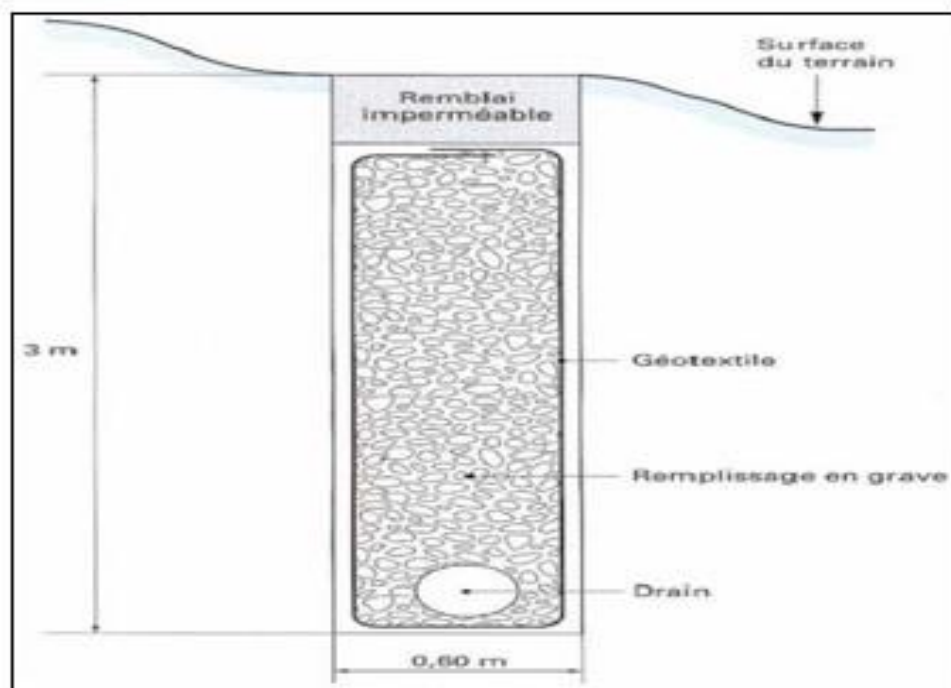


Figure 1.13 – Coupe type d'une tranche drainante

b) Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (20 à 50) et à y placer des tubes crépines [5]. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur). Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- Une protection contre le gel à la sortie des drains
- Une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, . . .)
- Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure

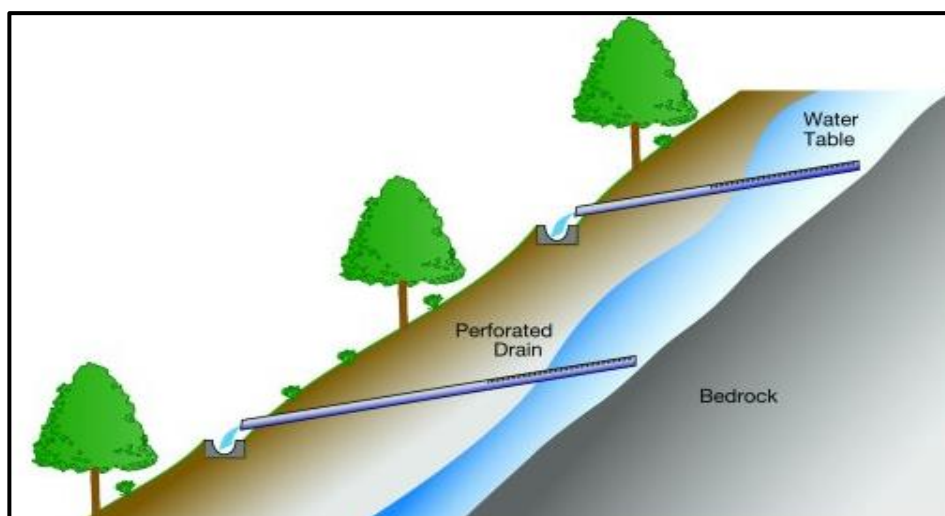


Figure 1.14 – Drains sub-horizontaux

c) Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).[20]

1.6 Action des terrassements

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

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

1.6.1 Remblai de pied

Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du volume en mouvement (figure 1.15). [23]

1.6.2 Allègement en tête

Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume en mouvement, et donc diminue les forces motrices (figure 1.15). [23]

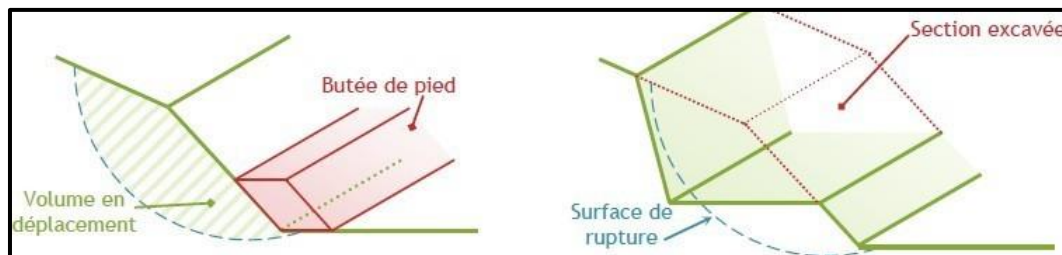


Figure 1.15 – Principe du remblai de pied et principe de l'allègement en tête

1.6.3 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par 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. 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 ou des 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. [20]

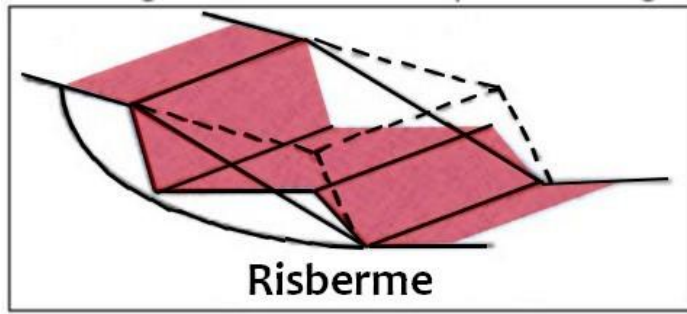


Figure 1.16 – *Reprofilage*

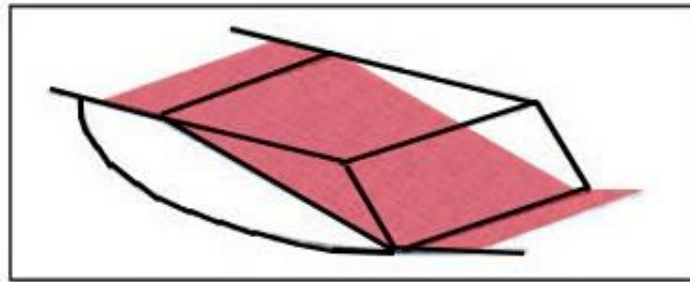


Figure 1.17 – *Adoucissement de la pente*

1.6.4 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. 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. [20]

1.6.5 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

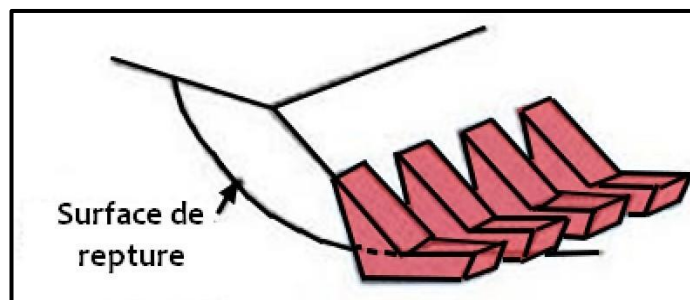


Figure 1.18 – *Substitution partielle*

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on

réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [20]

1.7 Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

1.7.1 Ouvrages de soutènement

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements 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 mouvement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression). Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. [20]



Figure 1.19 – Mur de soutènement

1.7.2 Tirants d’ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d’acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l’intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines [5]. 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

Le premier point nécessite la réalisation d’une étude de stabilité. Dans le cas d’un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante ; [20]

1.7.3 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu’il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu’il n’affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d’inclusions, en fonction de l’inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d’une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d’un coulis d’injection, et placés obliquement ou verticalement
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement [23]

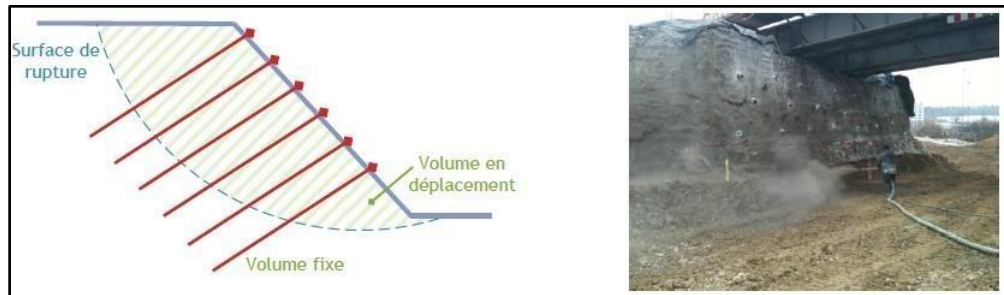


Figure 1.20 – Principe du clouage et exemple de réalisation

1.7.4 Clous et micropieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol /clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. [20]

1.7.5 Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement
- au contact sol /pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu (plastification du sol)
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant [20]

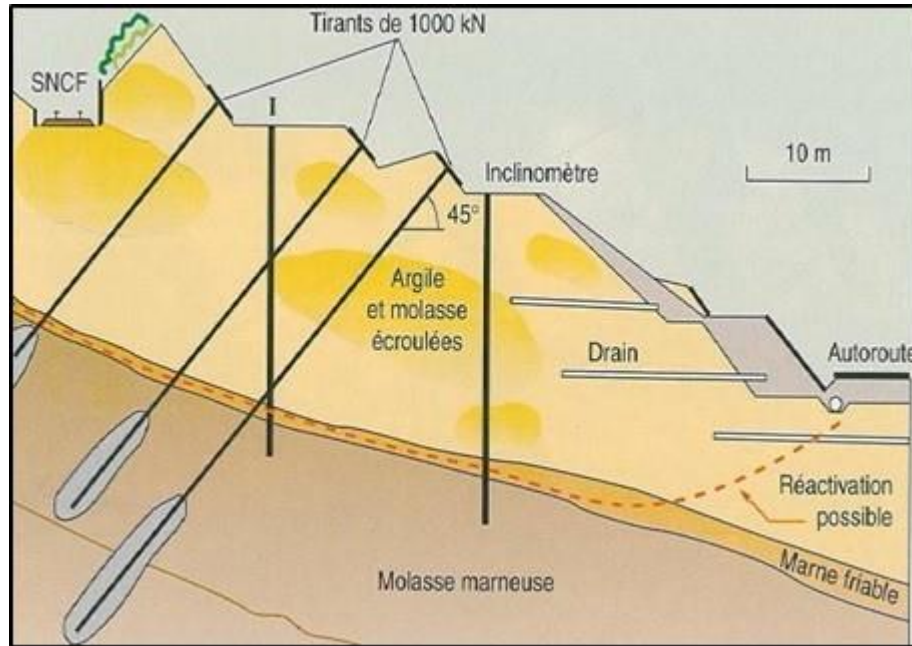


Figure 1.21 – *Pieux et barrettes*

En guise de synthèse, les techniques de confortements des glissements de terrain sont très nombreuses. Elles doivent être adaptées aux conditions de site des phénomènes que l'on cherche à arrêter. Une fois la géométrie et les conditions de sol d'une pente ont été déterminé et évaluer, il reste qu'un choisir la méthode de renforcement adéquate. Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques et morphologiques des terrains instables, et du facteur de sécurité. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

Techniques des terrassements

2

Sommaire

2.1	Le couple terrassement – glissement.....	22
2.1.1	Exigence.	22
2.2	Informations et opérations préalables aux travaux de terrassement	22
2.3	Les différents travaux de terrassements.....	23
2.4	Le Terrassement, une activité.....	23
2.5	Le terrassement, une technique.....	24
2.5.1	Les paramètres intervenant dans le terrassement d'un ouvrage.	24
2.6	Calcul des terrassements	25
2.6.1	Profil en long.	25
2.6.2	Profil en travers.....	25
2.7	Les sols.....	25
2.7.1	Définition.	25
2.7.2	classification des terrains.	25
2.8	Décapage de la terre végétale.....	27
2.9	Implantation de la construction	27
2.10	Les fouilles.....	27
2.10.1	Le blindage des fouilles.	28
2.10.2	Définition des fouilles.	28
2.11	Remblais et compactage.....	28
2.12	Avant de commencer les travaux de terrassement.....	29
2.12.1	Les clés d'un terrassement réussi.....	29
2.12.2	Touches pour réussir les opérations.	29
2.12.3	Étendue des travaux de terrassement.	30
2.12.4	Installations et machines pour travaux de la terre.	30
2.12.5	Fonctions de l'équipement.....	30
2.13	Les engins de terrassement.....	30
2.13.1	Les engins d'excavation.	30
2.13.2	Les engins de nivellement.....	32
2.13.3	Les engins de transport.	33
2.13.4	Les engins de compactage	34

2.1 Le couple terrassement – glissement

2.1.1 Exigence

Pour construire un ouvrage, quelque soit (tunnel, route, pont, bâtiment, barrage, réservoir ...). Il est nécessaire de modifier le terrain naturel. Il faut profiler la surface du terrain de telle sorte qu'il soit apte à supporter le poids de l'ouvrage et à en intégrer la forme. L'ensemble de ces opérations s'appelle "le terrassement". Les terrassements constituent les travaux de préparation de l'infrastructure des ouvrages de génie civil, ils permettent d'établir la plateforme des niveaux inférieurs d'une construction ainsi que les accès à ces niveaux. Les travaux de terrassement peuvent être :

- des fouilles de plus ou moins grande ampleur ;
- des mouvements de terre, déblais et remblais, soit pour niveler un terrain, soit pour réaliser une substitution de sol
- des compactages superficiels ou profonds. [9]

Le terrassement est effectué par le terrassier et consiste à modifier l'aspect initial du terrain. En terrassement, on effectue des remblais et des déblais. Le remblai permet de combler les creux et correspond à l'étape du nivellement. Ensuite vient le déblai, qui correspond à l'étape des fouilles. Pour réaliser la cave ou le garage, on réalise des creusements profonds, tandis que pour les canalisations ou autres conduits on réalise des creusements plus superficiels. Lors de ces fouilles on stocke à part le déblai sous la forme d'un tas de terre. Le terrassement permet à votre construction finale d'être bien stable. Grâce à cette étape préparatoire des travaux, vous pouvez éviter les tassements, glissements ou autres effondrements de sol, qui peuvent mettre en péril votre maison une fois construite.[10]

a) Choisir un terrassier professionnel : Afin de s'assurer de la qualité du travail et gagner beaucoup de temps, on peut faire appel à une société de terrassement pour l'évacuation de la terre. Quelques précautions permettent de faire le meilleur choix. Il faut dans un premier temps demander un devis à plusieurs sociétés avec un maximum de détails, vérifier qu'ils possèdent bien les assurances professionnelles et qu'ils fournissent l'outillage et les engins nécessaires pour transporter des charges importantes et lourdes.

Les prix dépendent de plusieurs critères dont le nombre de m³ à évacuer, le type de terre, la localisation, l'état et l'accès au terrain, le temps et la main d'œuvres nécessaires. [10]

b) Informations et opérations préalables aux travaux de terrassement

La préparation des travaux de terrassement comporte une recherche d'informations sur la consistance du terrain à travailler et sur ce qu'il peut contenir à savoir :

- la nature géologique du terrain : Ils se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans

le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre.

- Les paramètres retenus concernent la granularité et l'argilosité. [11]
- les canalisations, les câbles à conserver ou à supprimer s'ils sont inemployés ;
- les fondements d'anciennes constructions (dans l'emprise du terrain à excaver ou jouxtant les fouilles). [12]

2.2 Les différents travaux de terrassements

Le terrassement fait référence à plusieurs étapes préparatoires de travaux :

- a) **Le piquetage** sert à délimiter un terrain afin de s'assurer que les travaux seront conformes aux plans de l'architecte. Il permet par exemple d'éviter d'endommager les canalisations, qui doivent être répertoriées lors de cette étape. Le piquetage sert également à s'assurer que la construction finale ne sera pas susceptible de gêner un voisin.
- b) **L'évacuation des eaux** est effectuée pour conserver une bonne stabilité du terrain même par temps humide. Cela consiste à creuser un sillon pour évacuer l'eau de pluie, poser des canalisations ou encore des drains.
- c) **Le décaissement** est la première étape de déblai. Cette étape est aussi connue sous le nom de décapage : on enlève la terre végétale pour conserver les couches du sol les plus aptes à la construction.
- d) **La pose d'un film géotextile** sert à protéger la construction de la remontée des racines des végétaux et à éviter que la terre présente naturellement sur le terrain ne se mélange au remblai qui sera mis en place à l'étape suivante.
- e) **Le remblaiement** est la dernière étape du terrassement. [10]

2.3 Le Terrassement, une activité

Les opérations de terrassement interviennent dans la construction de la plupart des ouvrages de génie civil ou de bâtiment. La gamme de la taille des chantiers est très étendue, depuis des chantiers élémentaires de fouilles de bâtiments jusqu'aux grands chantiers d'infrastructures et d'aménagement du territoire. Les exposés de la rubrique sont consacrés essentiellement ces derniers. L'activité du terrassement considérée concerne les types d'ouvrages suivants :

les ouvrages en terre qui sont incorporés dans le processus de construction d'ouvrages de génie civil ou de grands bâtiments, plus particulièrement :

- les fouilles de grands bâtiments et de bâtiments industriels.
- les fouilles et les assises d'ouvrages de génie civil : barrages, centrales thermiques et nucléaires, stations d'épuration,
- les remblais techniques contigus aux ouvrages de génie civil et aux ouvrages d'art.

—la plate-forme logistique et industrielle.

Les ouvrages en terre qui constituent l'activité prépondérante des ouvrages construits.

Les ouvrages en terre de grandes dimensions :

- a) - Aménagements hydrauliques et hydro-électriques
 - Barrages en terre et en enrochements de grande hauteur
 - Canaux à grand gabarit
 - Dérivations de fleuves ou de grandes rivières
 - Digues en sites fluviaux.
- b) - Aménagements portuaires
 - Digues de protection et d'enclôture
 - Terre-pleins des aménagements
- c) - Aménagements aéroportuaires
 - Pistes d'aérodromes
 - Plate-forme logistiques
- d) - Infrastructures de transport
 - Autoroutes
 - Routes à fort trafic
 - Lignes ferroviaires à grande vitesse [10]

2.4 Le terrassement, une technique

L'opération de terrassement consiste à manipuler, avec des moyens appropriés, des matériaux selon une cinématique classique :

- l'excavation ou l'extraction des matériaux d'une fouille, d'un déblai, d'un emprunt ou carrière ;
- le transport des matériaux à pied d'œuvre ;
- la mise en œuvre des matériaux, soit mise en dépôt, soit mis en remblai, Le mouvement des terres économique étant recherché.

La simplicité de ces opérations n'est qu'apparente. En effet, les déblais, les remblais, certains dépôts aménagés constituent autant d'ouvrages en terre unitaires formant l'ensemble de l'ouvrage. Leur réalisation nécessite le respect de prescriptions exigeantes notamment en matière de précision de dimensionnement, de stabilité, de portance et de pérennité. De surcroît, de nombreux paramètres complexifient les conditions d'exécution de ces opérations ; leur prise en compte, et ce dès le stade des études, réclament une technicité élevée. [10]

2.5.1 Les paramètres intervenant dans le terrassement d'un ouvrage

—La diversité des ouvrages

Le terrassement participe à toutes natures d'ouvrages et constitue pour nombre d'entre elles l'activité prépondérante. La fonction de l'ouvrage nécessitera, suivant le cas, des usages et des caractéristiques bien différentes des matériaux destinés à réaliser l'ouvrage en terre, selon qu'il s'agisse par exemple d'un endiguement (étanchéité de noyaux, caractère drainant de carapaces...) ou d'une route (portance pérenne des assises de chaussées). L'adaptation au site de

l'ouvrage exigera la résolution de différents sujets : stabilité, qualité de l'assise, maîtrise des écoulements superficiels (par exemple zones inondables). La diversité des ouvrages se traduit aussi par des configurations très différentes du mouvement des terres :

- grande masse, grande hauteur (barrages...).
- linéarité (infrastructures de transport...). [10]

2.6 Calcul des terrassements

2.6.1 Profil en long

Le profil en long représente, superposées, la section du sol et celle de la plate-forme de la voie de communication sur un plan vertical passant par l'axe du tracé développée ensuite sur un plan. Pour les bâtiments, il s'agit d'une coupe des fondations et fouilles à l'axe longitudinale de ceux-ci. Pour les travaux routiers (généralement de longueurs importantes) afin de rendre le profil en long plus commode et plus significatif, on déforme systématiquement les lignes figuratives de la surface du sol et de la plate-forme, situées dans la surface sécante par le choix d'une échelle plus grande pour les hauteurs que pour les longueurs.

2.6.2 Profil en travers

Ce sont des sections transversales du sol et de ses aménagements par des plans verticaux perpendiculaires à l'axe de la voie ou du bâtiment. Ces sections ne sont pas déformées, les échelles des longueurs et des hauteurs sont ici toujours les mêmes.

2.7 Les sols

2.7.1 Définition

Un sol est un matériau de l'écorce terrestre dont les grains peuvent être séparés par des actions mécaniques légères. Un sol est constitué d'éléments solides, d'eau et d'air. Il est dit "saturé" lorsque tous les vides sont remplis d'eau.[13]

2.7.2 Classification des terrains

Les travaux de terrassement dépendent directement de la nature du terrain. Selon les difficultés d'extraction des terrains, ces derniers sont classés en deux grandes catégories :

- a) - **Les terrains meubles** : C'est des sols qui peuvent s'exploiter à la pioche ou avec des moyens mécaniques courants, ils comprennent
 - les terrains ordinaires comprenant les terres végétales, les sables meubles, les remblais de formation récente, les gravais ;
 - les terrains argileux ou caillouteux non compactes, soit les sols argileux, pierreux ou caillouteux, les tufs, les marnes fragmentées, les sables agglomérés par un liant argileux ; et

—les terrains compactes composés d'argiles compactes, de glaise (mélange sablo-limoneux-argileux), de sables fortement agglomérés.

b) - **Les terrains rocheux** : C'est des terrains qui nécessitent l'usage d'engins mécaniques (marteaux pneumatiques, rippers..) ou d'explosifs, ils comprennent :

- les roches tendres
- les roches dures ;
- les roches très dures.

Note : la terre végétale ou humus, la tourbe, les déchets organiques (pailles, sciure, bois) et la vase sont très compressibles et donc inutilisables en construction, sauf traitements spéciaux.

A partir de toutes ces données, l'entrepreneur procède à une classification concernant :

- la nature des travaux : les types de fouilles, le matériel à employer, les temps opératoires et de là les estimations des couts ;
- les terrains à extraire ;
- les terrains à compacter.
- Préalablement aux travaux de terrassements, une phase préparatoire est réalisée sur le site, comprenant entre autres :
 - démolition de constructions existantes ;
 - débroussaillage, l'abattage et le dessouchage des arbres (si nécessaire)
- nivellement des terrains
- l'implantation des bâtiments et voies projetés
- l'étalement des constructions à proximité immédiate.

i) Les opérations élémentaires de terrassement comportent principalement :

- la fouille ou l'extraction des déblais ;
- le chargement de ces déblais dans des véhicules de transport ;
- le transport ;
- la reprise ou la mise en remblai ou en dépôt.

ii) Les opérations de terrassement s'effectuent souvent dans des conditions difficiles qui nécessitent des précautions particulières. Les difficultés d'exécution résident notamment dans la nature de terrains rencontrés :

- Terrassement en mauvais terrains (peu consistants, instables,...) ;
- Terrassement profonds nécessitant des opérations de soutènement (étalement, blindage, ..)
- Terrassement en zone urbaine à-proximité de constructions existantes ;
- Terrassement en présence d'eau.

Les travaux de terrassement nécessitent des études approfondies tant poig l'aspect financier que pour le choix de matériel et des méthodes appropriés à leur réalisation. [9]

Mise à part la classification géologique des sols, il existe une classification liée à la facilité d'extraction : [12]

Terrain	Constitution	Granulo.	Classe	Rendement
ordinaire	Sable, gravier, terre végétale	0/200	A	100%
Semi compact	Argileux, caillouteux	200/500	B	80%
Compact	Argile, marne	200/500	C	60%
Roche	Grès tendre	>500	D	< 60%
Roche dure à très dure	Nécessitant une étude spécifique			

Figure 2.1 – Classification liée à la facilité d'extraction

2.8 Décapage de la terre végétale

La terre végétale doit être enlevée sur une profondeur au moins égale à 20 cm sur l'emprise des fouilles. Cette terre est généralement mise en dépôt dans un emplacement spécifié du terrain en vu d'un réemploi en fin de chantier pour modeler les espaces verts du projet.

Terre végétale : terre contenant une part importante de matières organiques (humus). [12]

Méthode : On enlève cette terre sur une vingtaine de cm, on la stocke pour la remettre en place.

Matériels : Engins de terrassement [12]

2.9 Implantation de la construction

Une fois réalisées les opérations de démolition, l'abattage, l'arrachage des souches et l'évacuation de la végétation située dans l'emprise de la construction (hormis celle dont il est précisé dans les pièces du marché qu'elle doit être protégée), puis le décapage de la terre végétale, il faut procéder à l'implantation des fouilles. [12]

2.10 Les fouilles

En désignant par : L : la largeur de la fouille ; Et H : sa profondeur à partir du niveau de sol naturel

Fouille en pleine masse : $L \geq 2 \text{ m}$ et $H \leq L/2$

Ou excavation superficielle : c'est le terrassement principal d'une construction, dont la profondeur est fonction de l'importance de l'ouvrage, généralement exécuté jusqu'au niveau inférieur du sous-sol.

Fouilles en rigole $L \leq 2 \text{ m}$ et $H < 1 \text{ m}$

Ou fouille en fendue : c'est une tranchée destinée à recevoir les canalisations ou les fondations à semelles filantes. La largeur de la fouille est fonction de la nature du terrain et de la profondeur.

Fouilles en tranchée $L \leq 2 \text{ m}$ et $H > 1 \text{ m}$

Ou bien $L \geq 2 \text{ m}$ et $H > L/2$

Pour la réalisation de fondations linéaires profondes ou pour la pose de la canalisation.

Fouilles en puits $L > 2 \text{ m}$ et $H > 1 \text{ m}$

C'est un terrassement de petite surface mais de grande profondeur, destiné à recevoir des fondations de pilier, des fosses d'ascenseurs. Selon leur importance les fouilles sont réalisées manuellement ou l'aide d'engins mécaniques.

2.10.1 Le blindage des fouilles

L'étalement et le blindage des fouilles et, s'il y a lieu, ceux des constructions existantes, sont réalisés de manière à empêcher tout mouvement du sol, tout dommage aux dites constructions et à éviter, en outre, tout accident aux personnes circulant dans ces fouilles et à leurs abords. [12]

2.10.2 Définition des fouilles

- en excavation
- en rigole
- en tranchées
- en puits [6]

L'inclinaison des talus est en général exprimé sous forme de rapport : largeur/hauteur (l'inverse de la pente)

2.11 Remblais et compactage

Une fois l'ouvrage terminé, il faut remblayer les fouilles et/ou les tranchées. On est généralement amené à utiliser des matériaux d'apport comme :

- le sablon ou un sable très fin ;
- la grave : mélange reconstitué de gravier et de sable
- la grave ciment : grave naturel ou reconstituée 0/20 additionnée de ciment (3 à 4% en poids).

Les déblais (terre en excédent) beaucoup plus importants sont en partie utilisés pour remblayer les parties à rehausser et limiter les coûts de réalisation, sous réserve de certaines conditions. Pour que les sols déblayés soient aptes au réemploi, ils doivent, notamment, pouvoir être compactés soigneusement [13]

Méthode : Ils sont réalisés par couches :

- a) Contre et entre les murs enterrés : murs de fondation, murs de soubassement
- b) Autour puis sur les canalisations, après pose d'un grillage avertisseur

Pour chaque couche, on doit compacter le remblai

Matériels : Pelle hydraulique, Tractopelle, mini pelle, pelle manuelle pour finition ,Grillages avertisseurs, compacteur (plaque vibrante, rouleau ...) [12]

Cinq facteurs affectant le compactage :

- Propriétés physiques et chimiques --
- Teneur en humidité
- Procédé de compactage
- Montant de l'effort de compactage
- L'épaisseur de la couche ou "ascenseur" étant compacté [14]

2.12 Avant de commencer les travaux de terrassement

- Installer tous les dispositifs ESC requis
 - Examiner les forages de sol et autres travaux géotechniques.
- Renseignement :
- Observer les schémas de drainage existants
 - Planifier l'accès et les schémas d'excavation
 - Déterminer la manipulation des déblais
 - Vérifier les surfaces au sol d'origine (comparer par rapport aux contours ou les coupes transversales existants indiqués sur l'image plan)

2.12.1 Les clés d'un terrassement réussi

- a) Fonctions d'exploitation
- eaux de surface et eaux souterraines
 - maintenir une plage d'humidité optimale en séchant, mélange, ou mouillage
 - identifier et surveiller les quantités de coupe et de remplissage
 - bonne disposition (contrôle horizontal et vertical)
 - réduire au minimum la manutention - réduire au minimum la constitution de réserves
 - optimiser les longueurs de transport
 - minimiser le temps de cycle
 - le choix et le dimensionnement appropriés des excavatrices et des excavatrices
 - trajectoires alternées des roues de l'unité de traction
 - personnel expérimenté sur le terrain

2.12.2 Touches pour réussir les opérations

- contrôle et infiltration de la surface du sol
- identifier et surveiller les quantités de coupe et de remplissage
- bonne disposition (contrôle horizontal et vertical)
- réduire au minimum la manutention –réduire au minimum

l'accumulation des produits

- optimiser la longueur des trajets
- minimiser le temps de cycle
- choisir et dimensionner correctement les pelles et les unités de transport
- trajets alternatifs des roues des unités de transport
- personnel qualifié sur le terrain

2.12.3 Étendue des travaux de terrassement

- Nettoyage du site
- Coupe et excavation
- Transport et déménagement
- Compactage
- Pente

2.12.4 Installations et machines pour travaux de la terre

- Bulldozer
- Grattoir
- Niveleuse
- Pelle de tracteur
- Pelle frontale
- Backactor
- Dragline
- Clampshell
- Pelle à usage multiple
- Trancheuse
- écumoire

2.12.5 Fonctions de l'équipement

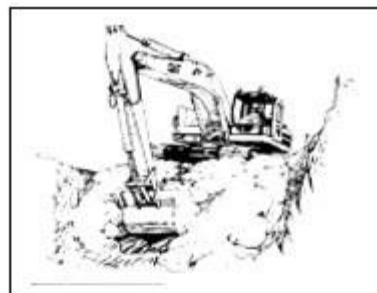
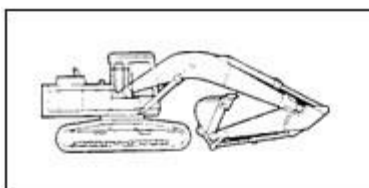
- Excavation
- Chargement
- Le transport
- Mise en place (déversement et épandage)
- Séchage
- Déchirure
- Forage ou creusement de tunnels
- Compactage
- Classement
- Finition [7]

2.13 Les engins de terrassement

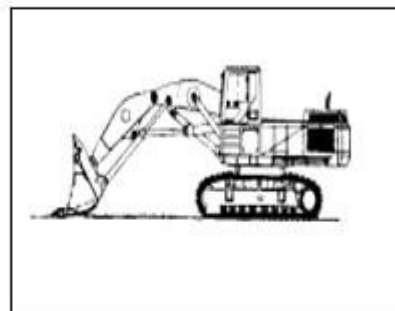
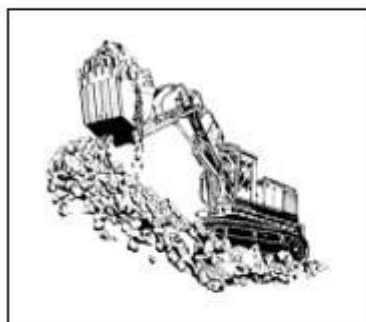
2.13.1 Les engins d'excavation

Ils permettent l'extraction des terres et leur chargement en vue du transport. Les principaux engins sont :

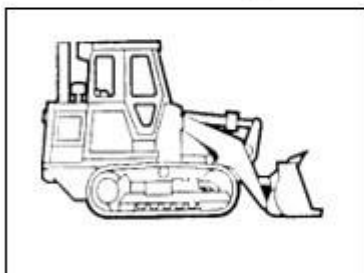
a) Pelle hydraulique équipée en rétro.



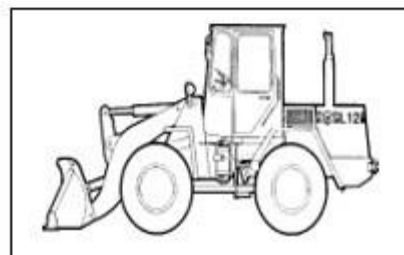
b) Pelle hydraulique équipée en buttée.



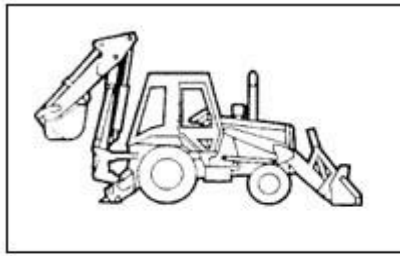
c) Chargeur à chenilles.



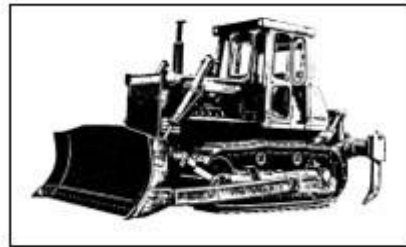
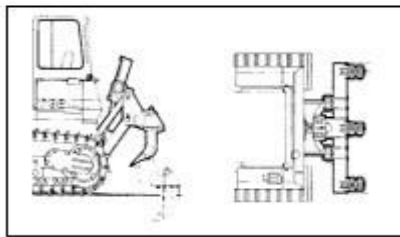
d) Chargeur à roues.



e) Chargeuse pelleuse (tracto-pelle).



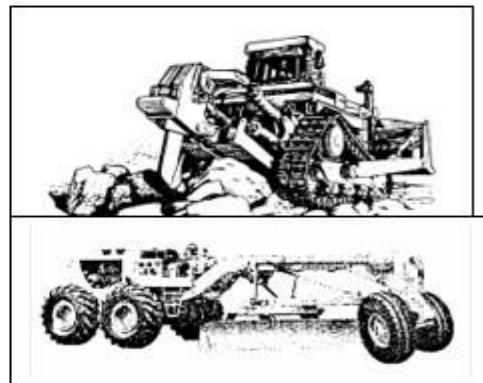
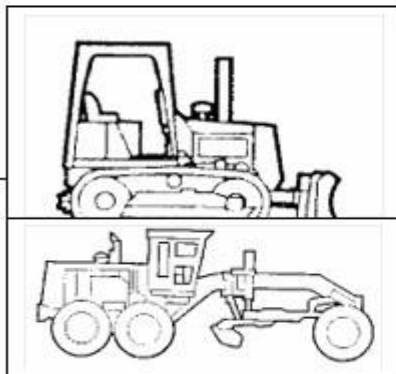
f) Scarificateur.



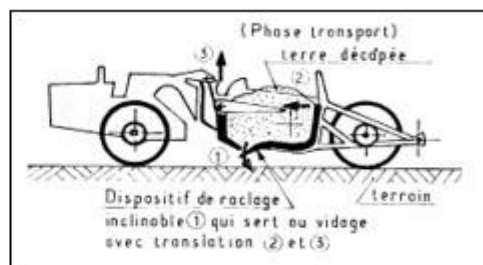
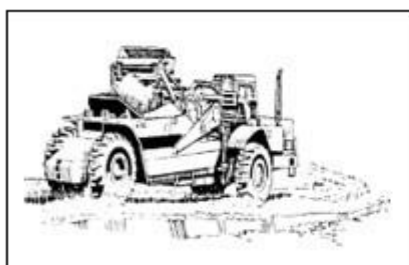
2.13.2 Les engins de nivellement

Ils assurent la mise en forme des terres. Les principaux engins sont les suivants :

α. Bouteur (bulldozer). Équipé en ripper.



β. Décapeuse.



2.13.3 Les engins de transport

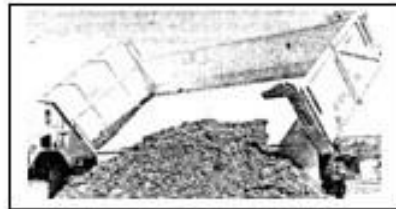
Ils assurent le transport des terres foisonnées du lieu d'excavation ou de reprise vers le site de dépôt. Les principaux engins sont :

a) Camions au gabarit routier.

-Benne basculante.

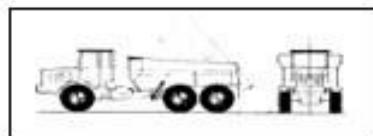


-Tribenne



b) Tombereaux.

-Tombereau articulé



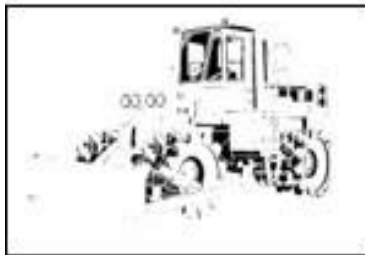
-Tombereau rigide



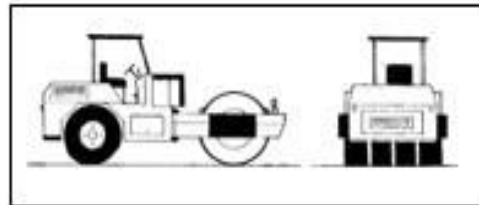
2.13.4 Les engins de compactage

Ils permettent le compactage des terres pour permettre la reconstitution du sol. Les principaux engins sont :

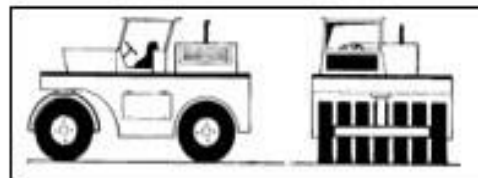
a) Compacteur à pieds dameurs vibreur.



b) Compacteur mono-cylindre



c) Compacteur à pneus.

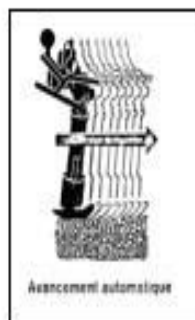


2.13.5 Les mini-engins

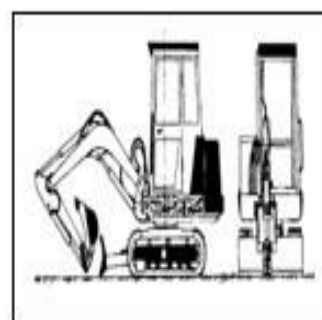
a) Moto-basculeur.



b) Pilonneuse vibrante.



c) Minipelle.



2.14 Conclusion

Les mouvements des terrains sont fréquents et constituent un risque permanent dans presque toutes les régions du monde, leur étude et leur surveillance doivent être une priorité en matière de catastrophe naturelles pour éviter les pertes de vies humaines et biens matériels. Les causes de la rupture (glissements) sont favorisées par plusieurs facteurs dans un site :

- L'action d'eau (pression interstitiels)
- Les matériaux argileux qui constituent le versant avec des caractéristiques physiques favorables aux mouvements de terrain.
- Les déformations existantes dans le sol Les aménagements, les travaux de déblaiements et le poids remblai
- Le degré de la pente etc. . .

Pour mieux cerner les problèmes des glissements de terrain les chercheurs ont développé plusieurs méthodes de calcul de stabilité des pentes, comme la méthode (Fellenius, Bishop, éléments finis...).

Les réservoirs de stockage

3

Sommaire

3.1	Généralités	38
3.2	Rôles et intérêts.....	38
3.3	Types de réservoirs d'eau potable	39
3.3.1	Par rapport au sol.....	39
3.3.2	selon les matériaux utilisés.	43
3.4	Elément constitutifs.....	44
3.4.1	Château d'eau	47
3.4.2	Critères de choix de types de réservoirs	48
3.5	Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :	49
3.5.1	Résistance :.	49
3.5.2	Étanchéité :.	49
3.5.3	Durabilité	50
3.6	Equipements du réservoir :.....	50
3.7	Dispositions particulières	52
3.7.1	Principes de construction.....	52
3.7.2	Aération et éclairage :.	53
3.7.3	Renouvellement de l'eau	53
3.7.4	Étanchéité :.	53
3.7.5	Les voiles et le radier :.	54
3.8	Dimensionnement du réservoir	54
3.9	Choix du site pour l'emplacement du réservoir.....	54
3.10	Etude des sols et Fondation	54
3.11	Charges de calcul	55

3.1 Généralités

L'eau est une source rare et précieuse indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, elle est une source de vie, sa demande est en croissance permanente, tandis que le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et a une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité dans le monde entière.[15]

Les réservoirs sont utilisés depuis l'antiquité voir l'ère des égyptiens, dans différents domaines, et sous différentes formes géométriques. Le développement technologique a permis néanmoins de construire des constructions beaucoup plus importante et fascinante tel que des châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage voir plus de 10,000 m³, qui doivent répondre entre autre à des conditions de résistance et de durabilité mais également à la condition d'économie qui est un point crucial en ingénieries. Vu la déformation irréversible de sol lors du séisme, les ouvrages et les éléments de l'ouvrages doivent être conçus et calculé d'une manière a pouvoir résister à toutes les sollicitations prévus et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage, tout ça dans le but de garantir une sécurité aux vies humaines et aux biens matériels .

La flexibilité du sol d'assise modifie le comportement dynamique de la structure supportée qui, en retour, engendre des forces d'interaction qui perturbent le mouvement du sol. Ce phénomène désigné par interaction sol-structure constitue un domaine de recherche multidisciplinaire qui reste actif compte tenu de la complexité des phénomènes concernés. Les recherches, toujours en cours, visent à résoudre une multitude de problèmes rencontrés tant dans la pratique que dans la modélisation numérique.[15]

Le réservoir d'eau potable constitue un élément essentiel du fonctionnement des systèmes de distribution. Son rôle a varié sensiblement au cours des âges. Servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle primordial fut ensuite de parer à un accident survenu dans l'adduction. Les progrès techniques dans la constitution est la pose des conduites, les protections automatiques mises en place, tendent à transformer les accidents en incidents, et le rôle des réservoirs peut être présenté comme : Permettant une marche plus uniforme des pompes ; Apportant une contribution à l'économie générale du pays. Le bon fonctionnement de cet ouvrage hydro technique se base principalement sur son étude détaillée, cette étude doit tenir compte de toutes les conditions qui influent sur l'ouvrage pendant son exploitation. L'action de l'eau, constitue, en effet l'une des principales causes d'apparition de désordres structurels. [15]

3.2 Rôles et intérêts

Dans la conception d'un réservoir d'eau potable, on doit viser à assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que la qualité de l'eau traitée emmagasinée. Les réservoirs d'eau potable peuvent être de type souterrain en béton armé ou hors-terre en acier. Pour les constructions hors-terre, on retrouvera les réservoirs de type élevé ou cylindrique. Les réservoirs d'eau potable hors-terre en béton précontraint ne sont pas acceptés. Les réservoirs de stockage ont pour rôle essentiel de :

- Se substituer aux adductions et aux ouvrages de captage en cas de pannes ou d'interruption au niveau de la production (fonction de réserve).
- Faire face aux modulations de la demande par rapport aux débits provenant de l'ouvrage de captage Assurer la mise en pression de réseau de desserte, bornes fontaines, et/ou du réseau de distribution (cas de branchements particuliers).
- Assurer la régulation du fonctionnement du groupe de pompage équipant l'ouvrage de captage, cas d'une adduction de refoulement (fonction de régulation).
- Permettre une sécurité en matière de protection contre l'incendie(cas des centres et agglomérations urbaines, équipés de bouches d'incendie). [16]

3.3 Types de réservoirs d'eau potable

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu :

3.3.1 Par rapport au sol :

a) Réservoir souterrain ou semi-enterré(au sol) :

Ce type de réservoir est généralement employé lorsque le réservoir est construit à même la station de traitement de l'eau ou lorsque le site est suffisamment élevé afin d'assurer une pression adéquate par gravité pour le réseau desservi. Lorsque construit à même la station de traitement de l'eau, le réservoir sera généralement utilisé en combinaison avec une station de pompage de type « haut niveau » qui assure un débit et une pression convenables au réseau de distribution.



Photo 3.1 – Réservoir semi-enterré



Photo 3.2 – Réservoir souterrain

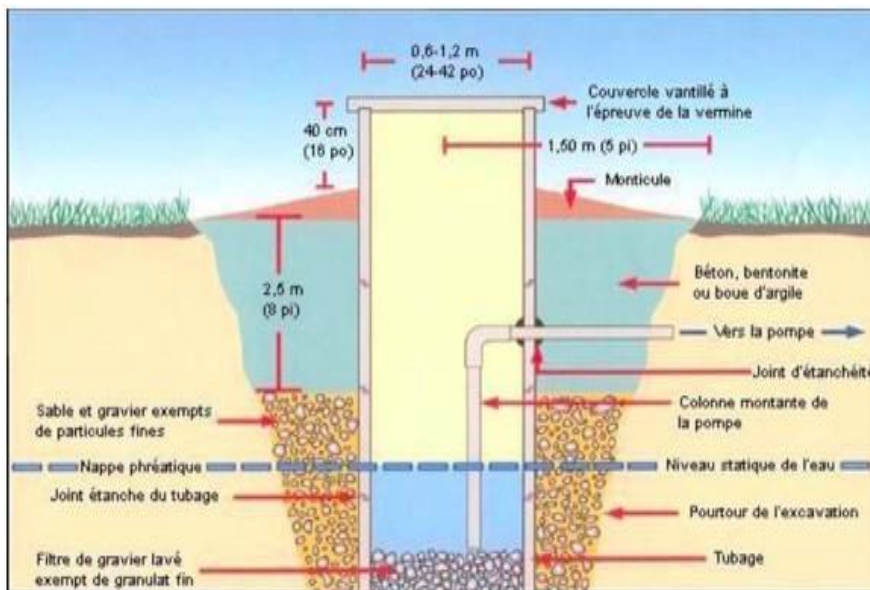


Figure 3.1 – Schéma d'un réservoir enterré

b) Réservoir surélevé :

Lorsqu'il n'y a aucun site ayant une élévation suffisante pouvant assurer des pressions adéquates dans le réseau de distribution à partir d'un réservoir souterrain, on utilise parfois un réservoir élevé. Ce type de réservoir est supporté par des piliers et s'utilise dans les mêmes conditions qu'un réservoir cylindrique, sauf que la hauteur requise pour assurer une pression adéquate est généralement élevée.[16]



Photo 3.4 – Réservoir surélevé

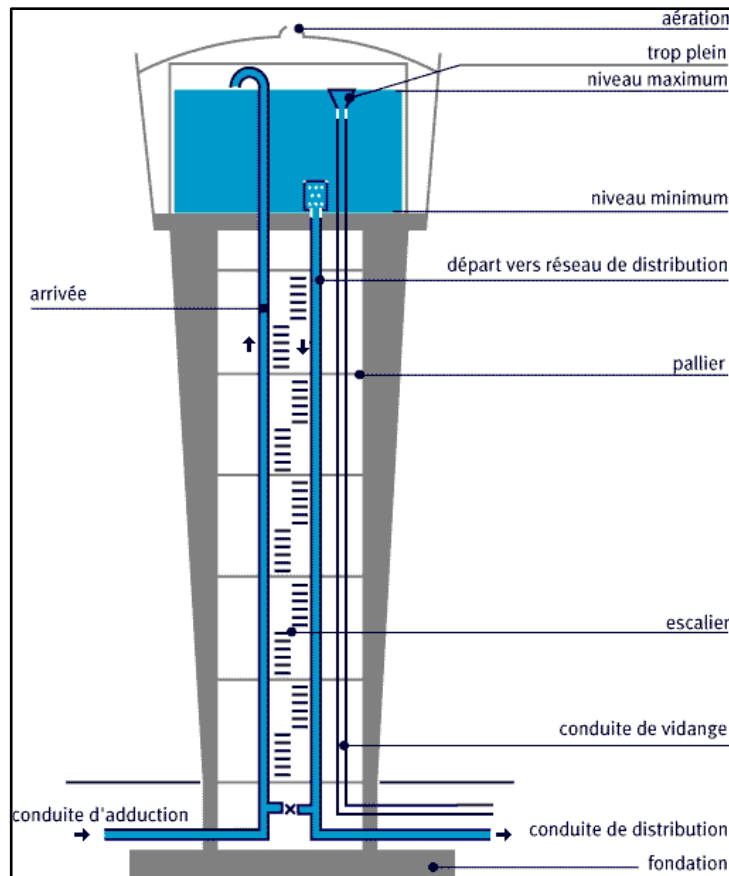


Figure 3.2 – Conception d'un réservoir surélevé

Réservoirs à toit fixe

Ils sont utilisés pour stocker les produits lourds à faible tension de vapeur (bitumes, huiles..). Il est ainsi possible d'assurer leur conservation et d'empêcher leur contamination. La présence du toit fixe assure une rigidité suffisante au sommet de la robe. La tôlerie de ces toits est réalisée à partir de tôles rectangulaires, soudées entre elles par recouvrement sur leur face supérieure.[17]

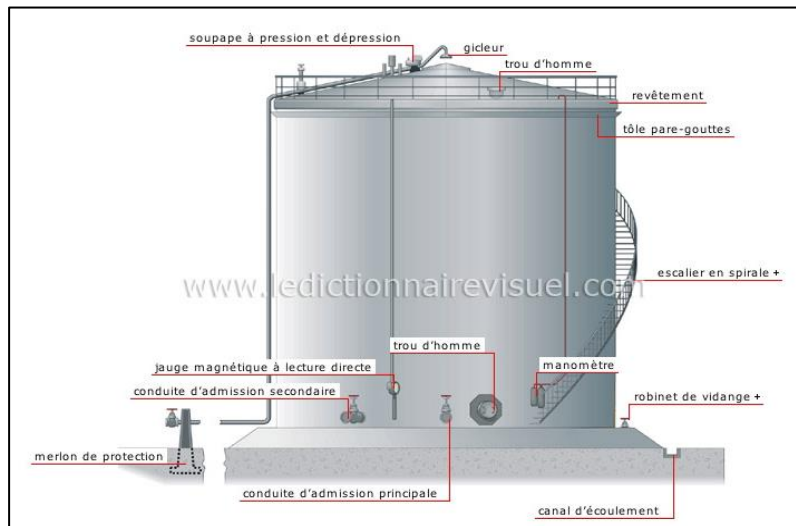


Figure 3.3 – Réservoir à toit fixe

Réservoirs à toit flottant

Ils sont utilisés pour stocker les hydrocarbures lourds (gasoil et fioul) et plus légers comme les essences. Dans ce type de bac le toit est mobile, et flotte sur le liquide en suivant les mouvements de montée et de descente du produit. Pour permettre ses déplacements, il existe un espace libre fermé par un système d'étanchéité qui permet au toit de coulisser sans occasionner de perte ni de frottements à l'intérieur de la robe.[17]

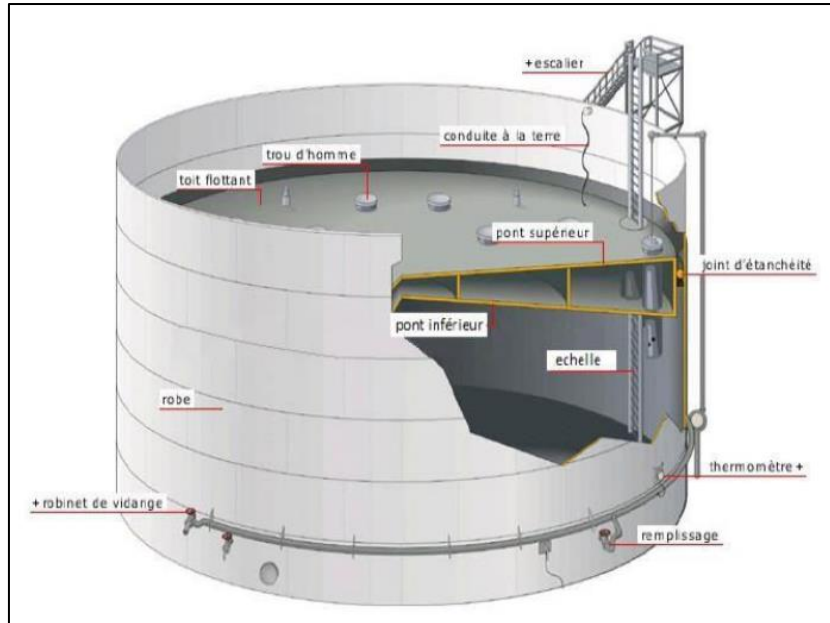


Figure 3.4 – Réservoir à toit flottant

3.3.2 Selon les matériaux utilisés

Dans cette sous-partie, nous avons détaillé les avantages et inconvénients principaux des différents types de réservoirs.

a) Réservoir en béton

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment). [16]

i) Avantages :

- Sable disponible sur place
- Gravier remplaçable par des coquillages
- Matériau de longue durée de vie - Facile d'entretien
- Construction sur place par des entreprises locales

ii) Inconvénients :

- Grosse mise en œuvre
- Excavation plus profonde que lors de l'utilisation de bâche
- Risque de mauvaise étanchéité (fissures difficiles à réparer) - Restrictif quant à la forme du bassin - Finitions délicates
- Nécessité d'une couche imperméable pour le recouvrir

b) Réservoir en métal

i)Avantage :

- Faible coût d'investissement

ii)Inconvénients :

- Difficile à entretenir
- Frais d'entretien et de maintenance élevés
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel et à l'étranger)

c) Réservoir en résine

Les résines s'appliquent sur des supports (en béton par exemple) et assurent l'étanchéité du bassin. La résine polyester sur support de fibres de verre présente de nombreux avantages en termes de réalisation, solidité, fiabilité mais également en termes de prix de revient et de technicité à la pose. **i) Avantages :**

- Très bonne qualité de matériau
- Grande liberté pour donner les formes du bassin
- Solidité maximum de la résine polyester / fibre de verre dans le temps

ii) Inconvénients :

- Coût très élevé de la résine polyester / fibre de verre (fournitures et temps de réalisation),
- Température de pose de la résine polyester / fibre de verre comprise entre 15 et 25 degrés et par temps sec
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel)
- En se basant sur les aspects cités ci-dessus, nous adopterons dans le Cadre de ce projet un réservoir en béton armé [18].

3.4 Élément constitutifs

Les bacs de stockage ou réservoir de stockage permettent de stocker un produit. Ils sont de plusieurs formes, horizontales ou verticales, cylindriques ou sphériques. Les produits pétroliers liquides sont généralement stockés dans des réservoirs cylindriques verticaux en acier. Les produits à l'état gazeux eux sont plutôt stockés dans des capacités sphériques. En ce qui concerne les bacs de stockage de produits pétroliers liquides, il en existe deux types principaux en fonction de la nature du produit stocké. On a les réservoirs à toit fixe, les réservoirs à toit flottant. Ces réservoirs cylindriques verticaux à font plat sont composés généralement de :

a) Robe : c'est une paroi verticale constituée de tôles, elle doit résister aux contraintes développées par la pression hydraulique du liquide stocké.

b) Cuvette : c'est le compartiment construit autour d'un bac ou d'un ensemble de bac destinés à recevoir le contenu du bac en cas de fuite accidentelle. Le fond : c'est la base du réservoir, il a une fonction d'étanchéité et assure le transfert de la charge vertical, produite par le liquide stocké, sur la fondation.

c) L'assise : c'est la fondation sur laquelle repose le réservoir.

d) Toit : c'est la partie supérieure du réservoir il est fait d'un assemblage de tôle il peut être fixe ou flottant.

e) Fondation : elle constituée en générale de :

- Un radier ou une semelle circulaire ;
- Sur pieux ou puits ;
- Réservoir simplement posé ou ancré

3.4.1 Influence des tassements sur la structure de l'ouvrage

La stabilité de la fondation est importante pour l'intégrité du fond du réservoir. Un tassement excessif et irrégulier peut entraîner des défaillances du fond par excès de contraintes mécaniques. Le tassement génère également la formation de gouttières pouvant entraîner une corrosion localisée. Il est important d'analyser les mesures de tassement du réservoir

et de surveiller étroitement les conditions internes et externes. Lors du premier examen d'un fond neuf ou dont une grande partie a été remplacée, l'état du fond est à étudier pour détecter les anomalies. Les contraintes issues des tassements de l'assise doivent être évaluées. Des calculs de structure prenant en considération les déformations relevées peuvent permettre de comparer les contraintes induites aux contraintes maximales admissibles. L'évaluation peut également être faite selon les recommandations qui suivent, issues de guides, codes ou standards reconnus pour ce type d'équipement. Le réservoir suit généralement les tassements du sol sur lequel il est implanté. Ces tassements peuvent être uniformes ou non uniformes ; il convient de les vérifier. Le tassement uniforme du sol n'est normalement pas dangereux car il apparaît progressivement et augmente uniformément à la fois ; cependant il peut se former un creux dans l'assise autour de la robe du réservoir dans lequel l'eau s'accumule et peut provoquer une corrosion de la bordure annulaire ainsi que des tôles du fond. Les tassements non uniformes sous la robe représentent un risque plus important pour la zone périphérique du fond. Ces conditions sont défavorables pour la jonction robe/fond et il convient de surveiller les problèmes de tassement local non uniforme sous la robe. Le défaut peut être corrigé en relevant localement le réservoir aux points bas ou, dans les cas graves, en soulevant le réservoir et en remettant les fondations à niveau. Des tassements importants peuvent engendrer l'ovalisation de la robe, des contraintes supplémentaires, en particulier aux raccordements des tuyauteries au réservoir, à la liaison robe - toit fixe, ainsi que des blocages des toits flottants. [17]

a) Tassement uniforme du réservoir

Un tassement uniforme n'engendre pas de contrainte sur la structure du réservoir. Cependant, en cas de tassement uniforme excessif sur l'ensemble du réservoir, il faudra s'assurer que les lignes de drain et tuyauteries peuvent s'adapter aux variations de niveau du réservoir. Le fond du réservoir doit rester à une distance suffisante de la nappe phréatique. De plus le tassement de la fondation peut créer une gouttière périphérique autour de la robe du réservoir et favoriser la corrosion par la stagnation des eaux de pluie [17]

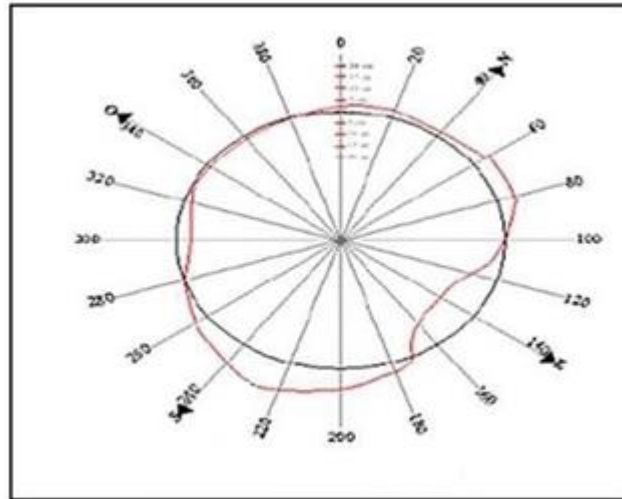


Figure 3.5 – Tassement uniforme du réservoir

b) Inclinaison plane du réservoir

L'inclinaison d'un réservoir correspond à la rotation du plan de pose du réservoir. La cause principale de l'inclinaison est la capacité portante insuffisante et/ou une stabilité insuffisante de l'assise sous la robe [17]

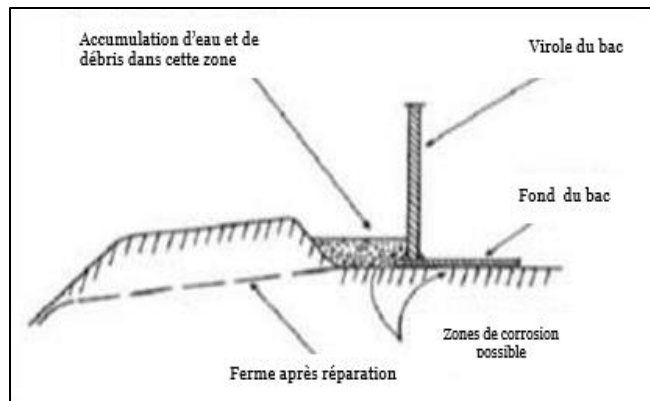


Figure 3.6 – Inclinaison plane du réservoir

c) Tassements non uniformes

Tassements localisés à la périphérie du fond du réservoir : La portion des fondations à la périphérie du réservoir peut se dégrader du fait par exemple d'un manque de compactage de cette zone, d'une largeur insuffisante de cette zone ou encore de l'érosion due à la pluie. Il convient de porter une attention particulière lorsque la déformation du bord se produit sur une faible longueur du pourtour car cela risque d'engendrer des contraintes locales élevées dans les soudures de la jonction robe/fond [17].

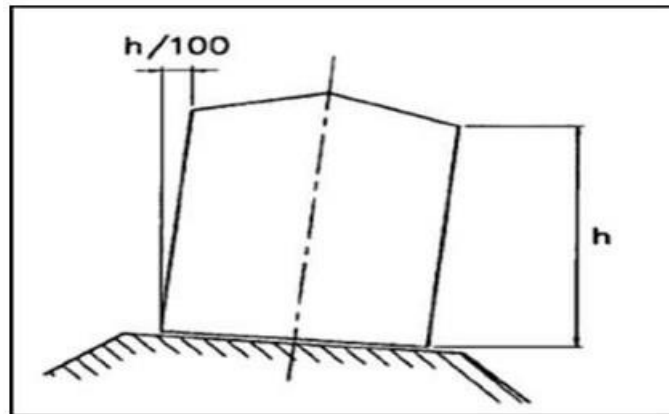


Figure 3.7 – Tassements non uniformes

3.5 Château d'eau

Le château d'eau surélevé fait partie de la famille de réservoirs d'eau et aussi des ouvrages d'arts du point de vue esthétique, il est un élément important pour la distribution au réseau d'adduction. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette option qui est en général choisie et lorsque le terrain ne présente pas un point assez haut, le concepteur du réservoir a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol alimentant un suppresseur.

Le château d'eau remplit double fonctions très considérables, constitue un réservoir tampon entre la production d'eau et la distribution aux consommateurs. La production d'eau doit se faire le plus régulièrement possible pour la bonne satisfaction des besoins, pendant que la livraison est soumise à la demande des usagers. Quelle que soit le moment de la journée et la hauteur de la demande en eau, il faut en assurer à chaque utilisateur un débit régulier.

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés en hauteur afin qu'ils se situent au-dessus du plus haut des robinets à desservir. La distribution d'eau va pouvoir utiliser le phénomène de vases communicants pour alimenter le réseau de distribution. Le château d'eau est avant tout un réservoir surélevé, seule l'absence d'un relief suffisamment élevé impose de construire ce derniers sur une structure en hauteur (piliers ou tour). Le remplissage du réservoir se fait par une pompe submergée d'alimentation automatique pour maintenir un niveau constant dans le réservoir. Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réservoir et à tout moment, c'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoir d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage de réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire

principalement la nuit, la journée la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

3.6 Critères de choix de types de réservoirs

Dans une région plane, un château d'eau, de par sa hauteur, met l'eau sous pression, rendant souvent superflu d'installer des pompes, à moins qu'il s'agisse d'alimenter de hauts immeubles. Cela convient donc particulièrement pour une région rurale, où les rares bâtiments plus hauts que le château d'eau vont nécessiter (au frais de l'entreprise/immeuble) une pompe. Et où l'impact visuel n'est pas un critère majeur. Le château d'eau n'est pas forcément plus que les silos des fermes. Ils se trouvent aussi plutôt dans des régions peu peuplées, un château d'eau trop volumineux serait plus cher et pas très esthétique. Enterré ou semi-enterré : Semi-enterré coûte en principe moins cher (il faut moins creuser), mais selon l'endroit cela défigure l'endroit. Tout dépend en fait du type de sol / sous-sol / roche. - Creuser dans de la roche compacte coûte cher. - La couche de roche compacte peut être couverte de terre /amas de pierre bien plus simple à creuser, mais toujours d'une profondeur suffisante pour le réservoir, la solution du semi-enterré peut donc être la moins cher, car : - L'eau stockée crée une pression : Le terrain environnant évite que le réservoir explose, avec des murs (fondations = murs de bétons moins épais que pour un réservoir non enterré du tout.

Dans des régions de collines et montagnes, la pression de l'eau peut être très haute, cela peut coûter moins cher d'enterrer le réservoir, l'épaisseur des murs devrait être trop épais, trop coûteux voire impossible à réaliser.

Quand diverses solutions (enterré, un peu ou pas du tout) sont techniquement et économiquement faisables, cela va dépendre de l'endroit.

Le choix se fait en fonction du terrain plat ou pas (château), des coûts de construction qui dépendent de la nature du sous-sol, et parfois aussi de l'impact visuel sur le paysage : pour une commune touristique c'est se tirer une balle dans le pied que de défigurer le paysage. Aucune solution n'est adaptée partout, c'est du cousu sur mesure, cela se passe souvent bien, il n'y a que rarement un enjeu financier déterminant.

Le choix se fait en fonction du terrain plat ou pas (château), des coûts de construction qui dépendent de la nature du sous-sol, et parfois aussi de l'impact visuel sur le paysage : pour une commune touristique c'est se tirer une balle dans le pied que de défigurer le paysage. Aucune solution n'est adaptée partout, c'est du cousu sur mesure, cela se passe souvent bien, il n'y a que rarement un enjeu financier déterminant. [18]

a) Hauteur de l'eau :

La dépense de construction des réservoirs, varie avec l'épaisseur de la tranche d'eau ; cette épaisseur, est en général, de 3 m à 6 m, 8 m dans des circonstances exceptionnelles.

b) Dimensions en plan :

Les dimensions sont définies essentiellement pour des considérations d'exploitation qui déterminent la hauteur d'eau emmagasinée. Pour les petits réservoirs, la hauteur varie de 2 à 3m, pour les grands, elle peut atteindre jusqu'à 10m. En effet, un compromis doit être cherché entre la surface en plan et la hauteur d'eau. Les efforts sur les parois et sur le fond sont proportionnels à la hauteur d'eau, ce qui fait préconiser des hauteurs plus petites. D'un autre côté, les dimensions en plan sont limitées par les conditions géotechniques et foncières.

c) Division des réservoirs :

En vue de leur nettoyage et de leur entretien, les grands réservoirs peuvent être divisés en deux ou plusieurs compartiments, en principe de capacités égales. Ces compartiments doivent communiquer entre eux et être reliés, directement, à la conduite d'adduction et à la conduite maîtresse de distribution. La communication peut se faire par vanne, ou par liaison des conduites d'arrivée et de départ de l'eau. Il faut noter aussi que le réservoir peut avoir une structure complexe, où les cuves sont superposées.

d) Charge :

La charge, ou l'altitude, du réservoir nécessaire pour assurer la distribution, est fournie par le calcul du réseau. Il doit être situé le plus proche de l'agglomération à alimenter. En effet, en éloignant le réservoir de l'agglomération, on est conduit à augmenter, soit son altitude, soit le diamètre de la conduite de liaison entre le réservoir et l'agglomération.

3.7 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

3.7.1 Résistance :

Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

3.7.2 Etanchéité :

Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche. Enfin, le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

3.7.3 Durabilité :

Le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir. Enfin, le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton. [18]

3.8 Equipements du réservoir :

Chacun des compartiments d'un réservoir doit être muni d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution, d'une conduite de vidange et enfin, d'une conduite de trop-plein. Les dispositions spéciales qui peuvent être prises pour constituer la réserve incendie ne modifient en rien ces principes ; ce ne sont que des aménagements de détail. A noter que les traversées des parois des réservoirs par les diverses canalisations s'effectuent à l'aide des gaines étanches.

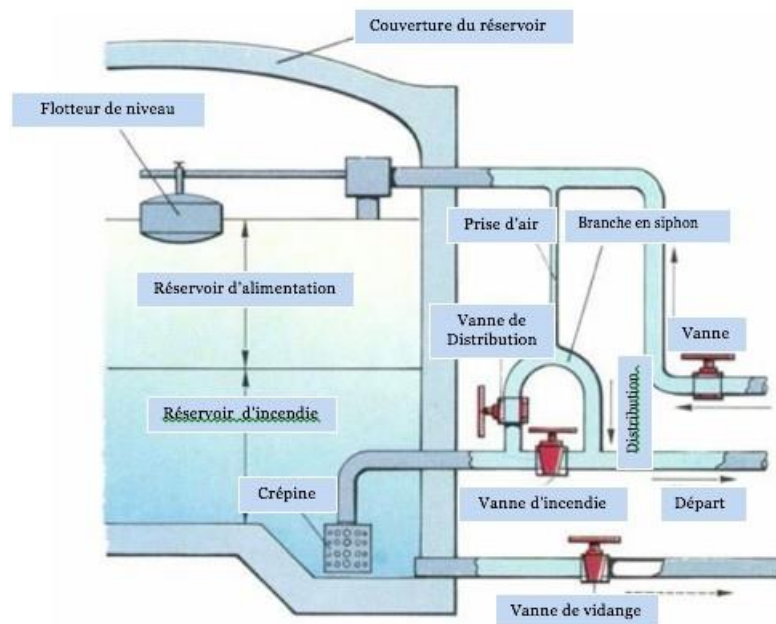


Figure 3.8 – Equipement d'un réservoir d'eau potable

a) Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine. Dans le cas d'une distribution par gravité, une crépine simple est utilisée ; dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet au pied de la crépine.

b) Trop-plein :

Cette conduite doit pouvoir évacuer le surplus d'eau d'arrivée en cas de remplissage total du réservoir (cas de non fermeture du robinet flotteur). Elle comprendra un déversoir situé à une hauteur h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve. La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Pour éviter une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient pénétrer dans le réservoir, un clapet doit être ménagé dans la canalisation.

c) Vidange :

Elle part du point bas du réservoir (point le plus bas du radier, sa crépine est située dans la souille du réservoir), afin de pouvoir évacuer les dépôts. Elle peut se raccorder sur la canalisation de trop-plein, et comporte un robinet-vanne. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite, ce dernier étant obturé à l'aide, soit d'une soupape de vidange, soit d'une bonde de fond. La soupape de vidange, incongelable, est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est accessible. La bonde de fond est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est inaccessible. Elle permet la vidange totale du réservoir en cas de besoin de nettoyage de la cuve ou d'intervention.

En cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation du réservoir), il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites.

d) Comptage :

A la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer des relevés périodiques de la consommation totale. Robinets-vannes :

Dans chaque canalisation (arrivée, départ, vidange. . .) un robinet-vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin.

e) Tuyauterie :

Pour la protection de la tuyauterie contre la corrosion, celle-ci doit être galvanisée.

f) Tampon de visite :

Il permet de visiter périodiquement l'ouvrage.

g) La chambre des vannes :

Rares sont les réservoirs au sol qui ne comportent pas un petit local accolé, la chambre des vannes, dans lequel se feront les pénétrations des diverses canalisations- refoulement, distribution, trop-plein, vidange- dans la cuve (ce qui permet d'ailleurs de surveiller l'étanchéité à ce niveau), à partir duquel on accèdera à la cuve elle-même, tout accès direct par le dessus, par exemple, étant ainsi éliminé. On peut y faire des prélèvements

d'eau dans de bonnes conditions sanitaires, y installer un dispositif de comptage ou de chloration. [16]

3.9 Dispositions particulières

3.9.1 Principes de construction :

Le sol de fondation doit faire l'objet d'examen approfondis, tant du point de vue de la capacité portante que du drainage des eaux qu'il est normal de rencontrer dans les fouilles. A cet effet, il sera prudent d'établir, sous les radiers, un drainage permanent vers des puisards extérieurs où les venues d'eau provenant, soit du terrain, soit d'une mauvaise étanchéité des maçonneries, pourront être surveillées. On peut également prévoir que toutes les faces du réservoir seront visitables, en réservant des galeries de visite de pourtour, ainsi que sous le radier. Si la couverture doit être supportée par des poteaux, ceux-ci pourront prendre appui directement sur le radier ou, dans certains cas, sur des fondations établies sous celui-ci : le radier dans ce dernier cas est indépendant de la couverture. Une étanchéité devra alors être réalisée au droit de la pénétration du poteau dans le radier. [16]

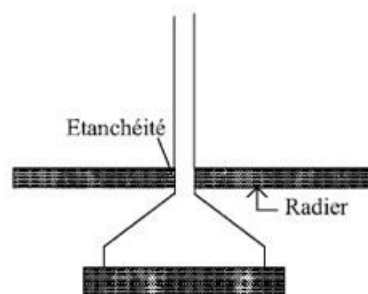


Figure 3.9 – Poteau sur semelle isolée

Le radier, lui-même, sera constitué par des dalles en béton armé coulées de façon telle que les côtés n'excèdent guère une dizaine de mètres. Une étanchéité sera appliquée dans les joints de dalles ainsi constituées. De cette manière, on évitera les fissures dues au retrait du béton et les petits tassements pourront être permis sans dommage pour l'étanchéité.

L'étanchéité pourra être réalisée par l'utilisation de produits plastiques ne donnant pas de goût à l'eau, et de bandes en caoutchouc incorporées au béton. Il n'est pas nécessaire que le mastic d'étanchéité règne sur toute l'épaisseur de la dalle. Le fond du joint est constitué à l'aide d'un matériau imputrescible et élastique, le mastic n'étant appliqué que sur 0.03 à 0.04 m de profondeur à partir de la surface. Cette étanchéité sera particulièrement soignée à la jonction avec les murs de pourtours et au droit des joints de dilatation, qu'en tout état de cause on devra ménager, à moins d'utiliser le béton précontraint. [16]

a) Aération et éclairage :

Les réservoirs d'eau potable doivent être couverts. La couverture protège l'eau contre les variations de la température et contre l'introduction de corps étrangers. Toutefois, les réservoirs doivent être aérés. Des lanternes sont donc prévus avec des ouvertures protégées par du grillage en cuivre à mailles finies pour protéger contre les poussières, insectes, animaux, et en particulier les oiseaux. [16]

Il faut aussi limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir, et éviter les entrées de liquides ou solides à l'intérieur du réservoir. Sur certains réservoirs importants sont installés des équipements pour le traitement de l'air (filtration, déshumidification) afin d'éviter l'entrée de germes et la condensation sur les parois. Cette méthode est toutefois un peu onéreuse en investissement et en coût d'exploitation et doit être réservée aux grands réservoirs de stockage où les temps de séjour risquent d'être plus longs. [16]

b) Renouvellement de l'eau :

Le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau. Le chlore utilisé pour la désinfection se combine progressivement et son pouvoir bactéricide disparaît, l'eau n'est plus alors protégée contre les pollutions susceptibles de provenir de l'extérieur. Pour éviter la stagnation de l'eau dans les réservoirs, il convient :

- Que le réservoir soit sollicité par le réseau de distribution et qu'un volume entrant et sortant significatif soit assuré tous les jours. Ceci n'est pas toujours le cas lorsque plusieurs réservoirs sont raccordés sur le même réseau.
- Qu'il n'existe pas de zone d'eau morte dans le réservoir. Pour éviter ces zones d'eau mortes, deux façons sont envisageable.
- La première, qui est peu onéreuse et qui donne de bons résultats, consiste à organiser dans l'ensemble du réservoir, par des entrées convenablement conçues, un mouvement tourbillonnaire aboutissant à un mélange aussi homogène que possible, de l'eau entrant dans le réservoir avec celles s'y trouvant déjà.

La seconde façon pour éviter ces zones d'eau morte est d'essayer d'obtenir un écoulement en masse de l'eau en cloisonnant le réservoir : réservoir en spirale, cloisons entre poteaux, réservoir avec entrée et sortie étudiées sur modèle hydraulique.

c) Etanchéité :

Les structures en béton assurant le rôle de barrière étanche (stockage intérieur de liquides, barrière contre l'eau extérieure) sont soumises à de multiples sollicitations simultanées d'origine externe ou interne (pression de liquide, pression du sol, température, retrait, tassements, ...). Le matériau le plus couramment utilisé pour remplir cette fonction est le béton armé. Comme ce dernier n'est pas à proprement parler étanche aux liquides, on lui associe bien souvent une deuxième enveloppe (cuvelage

secondaire pour garantir l'étanchéité aux substances dangereuses) ou un revêtement externe ou interne.[19]

d) Les voiles et le radier :

On utilise pour l'étanchéité des voiles et du radier des réservoirs des procédés d'imperméabilisation à la surface. Ces procédés s'appliquent sous forme de liquides et/ou de barbotines pénétrant dans le béton sur une profondeur, ce qui lui confère l'étanchéité recherchée. Ils sont économiques et durables, et conviennent très bien aux ouvrages soumis à des charges hydrauliques. Et puisque le degré d'imperméabilisation pour un dosage donné est très dépendant de l'homogénéité du support, alors ce dernier doit être nettoyé des graisses, huiles et produits de décoffrage.

Pour les réservoirs, on applique un revêtement épais à base de mortier à liants hydraulique adjudante d'un hydrofuge de masse ou d'une résine de synthèse. [20]

3.10 Dimensionnement du réservoir

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages destinés au stockage de l'eau dans le processus de distribution. Ils jouent un rôle tampon entre la production d'eau et la distribution d'eau aux consommateurs. Il assure l'écoulement gravitaire dans le réseau de distribution. Il permet en fin d'avoir un temps de contact nécessaire pour les désinfectants comme le chlore. [21]

3.11 Choix du site pour l'emplacement du réservoir

Les paramètres suivants ont servi au choix du site du réservoir : Il doit être située dans un endroit où il y a moins des contraintes environnementaux, dans une possible centrale tant que possible, et au niveau d'un point haut pour minimiser sa hauteur d'élévation lors de la construction tout en garantissant la pression minimale de service requise à tous les nœuds. [21]

3.12 Etude des sols et Fondation

Cette étude a pour objectif principal de déterminer :

- La nature des sols de fondations ;
- Le système et le type de fondations ;
- Le niveau d'assise des fondations ;
- La contrainte admissible du sol ;
- Les précautions particulières à observer

Comme dans tout projet de génie civil, l'étude du sol sur lequel va être bâti un édifice est primordiale. En effet, le dernier élément qui supporte toutes les charges du château est le sol. [21]

3.13 Charges de calcul

Un réservoir est conçu pour résister à la plus sévère des combinaisons de charges.

a) Charges permanentes

Les charges permanentes sont issues du poids propre de toutes les parties du réservoir.

b) Contenu du réservoir

Le poids et la pression hydrostatique du contenu du réservoir jusqu'à sa capacité maximale, doit être pris en compte. La capacité maximale est habituellement déterminée par un trop-plein près du sommet du réservoir ; pour un réservoir dépourvu de trop-plein, le contenu doit être calculé comme si on remplissait le réservoir jusqu'au ras du cylindre.

c) Charges de vent

Les charges de vent sont déterminées sur la base d'une vitesse de calcul. La vitesse maximale du vent dépend de la région où le réservoir est construit. Dans la plupart des cas, une valeur de 45 m/s est retenue. Elle représente la vitesse d'une rafale de trois secondes qui est dépassée en moyenne seulement une fois tous les 50 ans.

Charges sismiques

Dans certaines régions, un réservoir doit être prévu pour résister aux charges sismiques. Bien que quelques directives soient données dans les normes de calcul des réservoirs, des connaissances particulières doivent être appliquées en vue de déterminer les charges sismiques. [21]

Influence de la réalisation
des réservoirs de grandes
capacités sur la stabilité des
versants naturels

4

4.1 Introduction et opportunité du mémoire

Dans les systèmes d'adduction ou de transfert des eaux potables, les volumes produits ces dernières années à travers le dessalement des eaux de mer exigent des réservoirs de stockage ou tampon de grandes capacités. Ces capacités importantes conditionnent les surfaces d'emprise des ouvrages. Pour des raisons liées aux exigences du profil hydraulique des systèmes et de pressions de distribution, ces ouvrages sont souvent implantés sur les versants d'altitude relativement importante.

La stabilité des versants devant recevoir ce type d'ouvrages, outre la géologie du site et la vulnérabilité des sols liée à leurs caractéristiques mécaniques, les surfaces et le mode de terrassements peuvent porter préjudice à cette stabilité. Les surfaces d'emprise sont étroitement influencées par la forme géométrique conceptuelle adoptée, souvent rectangulaire ou circulaire. Cette forme conditionne également la réponse et le comportement de l'ouvrage aux diverses sollicitations générées. [22]

Partant de toutes ces considérations, le présent travail, et en considérant le cas du réservoir 2x30 000 m³ Kherba dans la wilaya de Chlef, cible deux objectifs fondamentaux :

- Une Analyse multicritère de la stabilité du versant en fonction du lieu altimétrique des terrassements ainsi que l'influence des surcharges provoquées par l'ouvrage,
- Une Analyse structurelle comparative du mode conceptuel de l'ouvrage (circulaire ou rectangulaire).

Le travail est mené par l'intermédiaire de la modélisation numérique en utilisant les codes de calcul Plaxis et SAP respectivement pour l'analyse multicritère de la stabilité et l'analyse structurelle des variantes de l'ouvrage.

Ce chapitre sera consacré au premier objectif du travail et le chapitre V traitera du deuxième objectif.

4.2 Présentation du projet

Dans le cadre des travaux de raccordement aval de la station de dessalement d'eau de mer de TENES dans la wilaya de CHLEF, Un réservoir tampon de 2x30 000 m³ de capacité est projeté.

4.3 Situation de projet

Le site du projet se situe à 30 kilomètres environ au Nord Est de la wilaya de Chlef, sur le coté droit à la sortie de BOUZGHAIA, en allant vers TENES.

- Il est limité à l'EST par un ancien réservoir.
- Au Nord, à l'Ouest et à l'EST par un terrain vague. [23]



Photo 4.1 - Assiette de situation du projet

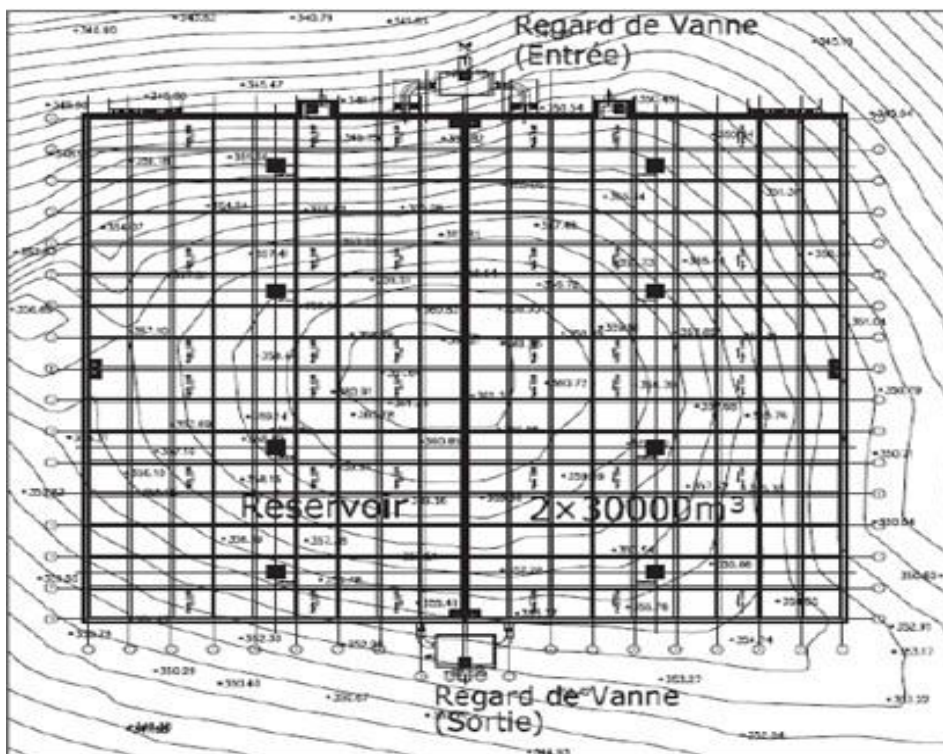


Figure 4.1 – Emprise du réservoir 2x30 000 m³ KHERBA) sur fond topographique [24]

4.4 Données topographiques et géologiques

4.4.1 Topographie

La topographie du site est présentée sur la Figure 4.3

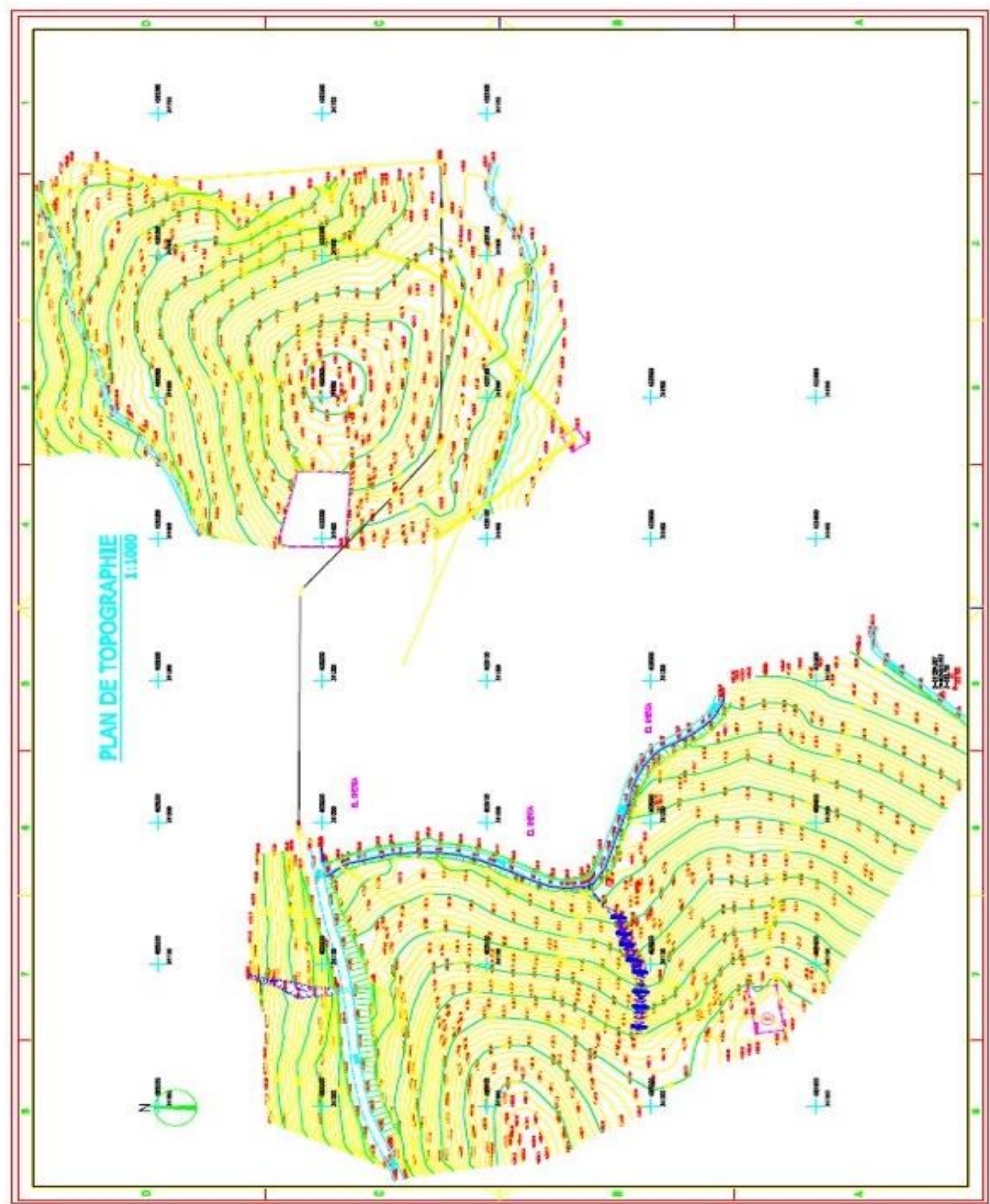


Figure 4.2 – Topographie du site

4.4.2 Caractéristiques du terrain

a) **Géologie locale** Les formations géologiques de la région d'étude peuvent être résumées d'après la carte géologique d'Alger Nord à l'échelle 1/500,000e : mm : Marnes argileuses (Helvétien inférieur), auxquelles elles se relie directement par la réduction des grès , l'épaisseur maxima de cette assise atteint plus de 100 mètres surmonté sur des argiles beiges compactes.



Figure 4.3 – Contexte géologique du site [2]

Les travaux de sondage carottés réalisés par le laboratoire central des travaux publics LCTP de Chlef sur site, et rapport établi le 24/07/2011, ont mis en évidence la succession lithologique suivante :

- 10 à 75 m : Argile beige compacte
- > (07) m : Marne grise compacte.

b) **Géomorphologie du site** L'examen de la carte des pentes réalisée sur un fond topographique à l'échelle 1/1000e montre que le site reflète une distribution variable des pentes, d'un endroit à un autre avec des pentes variables de 8% à 35% vers le Nord Est.

c) **Sismicité** La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation. La région dite Kherba, situé a 30 Km environ au Nord Est de la ville de CHLEF fait partie de la zone de forte sismicité (zone III), pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

4.5 Classification et identification des sols d'assise

—La première couche de 0 m à 7 m en moyenne possède les caractéristiques mentionnées sur le tableau 4.1.

Poids volumique	Cohésion	Angle de frottement interne
18,3 KN/m ³	80 KN/m ²	15 °

Table 4.1 – Caractéristiques géotechnique-couche N01 [25]

- La deuxième couche > 7m, de couleur grisâtre à bleuâtre avec un état altéré en surface et compact en profondeur.
- Elle est moyennement dense avec une densité sèche moyenne de 18,60KN/m³. La teneur de CaCO₃ dans le sol est de 40%,
Témoignant d'une structure Marneuse
- La teneur en eau naturelle de sol est de 16,68% avec un indice de plasticité IP de 19,4% donc le sol est de nature peu plastique à plastique.
- Le sol est peu gonflant (C_g = 2,25) et moyennement compressible (C_c = 7,83).

Poids volumique	Cohésion	Angle de frottement interne
21,3 KN/m ³	50 KN/m ²	20 °

Table 4.2 – Caractéristiques géotechnique-couche N02 [25]

En conclusion, Le versant étudié est constitué sur une couche d'argiles beiges compactes provenant du site du réservoir (2x30 000m³). Tandis que, la deuxième couche est marneuse altérée dans la partie de contact avec la couche adjacente et compacte en profondeur, cette partie altérée est considérée comme le milieu le plus favorable de la naissance de surface de glissement (en présence d'un facteur chimique très dominant réaction eau-éléments carbonatés).

Les photos 4.2, 4.3 et 4.4 illustrent les phases préliminaires de la réalisation du projet.



Photo 4.2 - Reconnaissance géotechnique complémentaire



Photo 4.3 - Terrassements en grande masse



Photo 4.4 - Terrassement de l'assise du réservoir

4.6 Analyse de stabilité du versant d'assise à l'ouvrage

4.6.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Conditionner par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes nu-

mériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc. (IMBE,1979).

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

4.6.2 Le code de calcul PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code initialement réalisé pour analyser les digues en argiles molles, a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, elastoplastique en 2D ou 3D.

Aujourd'hui, le code de calcul PLAXIS est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une Digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas [24].

En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée, après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

Le principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnicien qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier [25].

a) Les modèles de comportement utilisent Par PLAXIS Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique parfaitement plastique de MOHR -COULOMB jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto - viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre de l'ingénierie même complexes.

La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. (Colloque de Villard de Lans 1983, Colloque de Cleveland 1987).

La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiqués. Le coût de ces calculs est très généralement important.

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de MOHR -COULOMB jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.

En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « Règle à calculer » de l'ingénieur géotechnicien, ou le microordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

b) Modèle élastique Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν .

La relation entre le module de Young et les autres modules est donnée par les relations qui suivent :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)/E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

—G : Module de cisaillement.

—K : Module de compressibilité

—EOED : Module OEDOMETRIQUE.

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

c) **Le modèle de MOHR COULOMB (MC)** Le modèle de MOHR COULOMB représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young E
- Le coefficient de Poisson ν
- La cohésion C
- L'angle de frottement ϕ
- L'angle de dilatance Ψ

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire.

4.7 Etude du cas pratique (stabilité du versant «kherba»)

L'analyse de la stabilité du versant recevant l'ouvrage tampon $2 \times 30\,000\text{ m}^3$ a été menée de telle manière à mettre en évidence deux aspects :

- Influence du lieu d'implantation du réservoir et par voie de conséquence celle relative aux terrassements de l'ouvrage leur impact sur la stabilité.
- Influence du chargement du versant provoqué par le poids de l'ouvrage et des volumes d'eau stockés.

A ce titre, trois variantes ont été considérées :

- Ouvrage projeté en haut du versant
- Ouvrage projeté à mi-hauteur du versant
- Ouvrage projeté en bas du versant

Le calcul de stabilité est effectué à l'aide du logiciel PLAXIS 2D sur la méthode des éléments finis.

Les figures 4.4 et 4.5 montrent respectivement les fenêtres du menu et des paramètres à introduire.

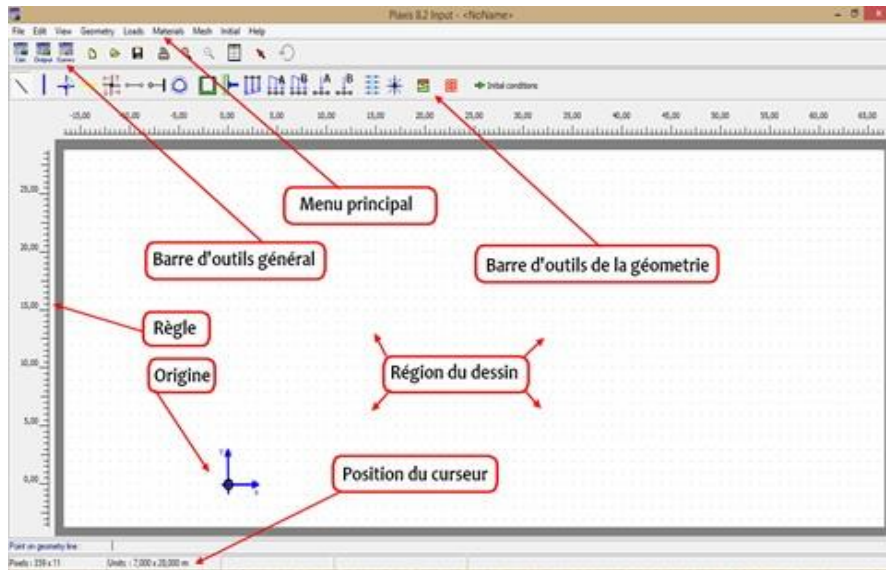


Figure 4.4 – Menu de la fenétre des entr&e9;es du programme.

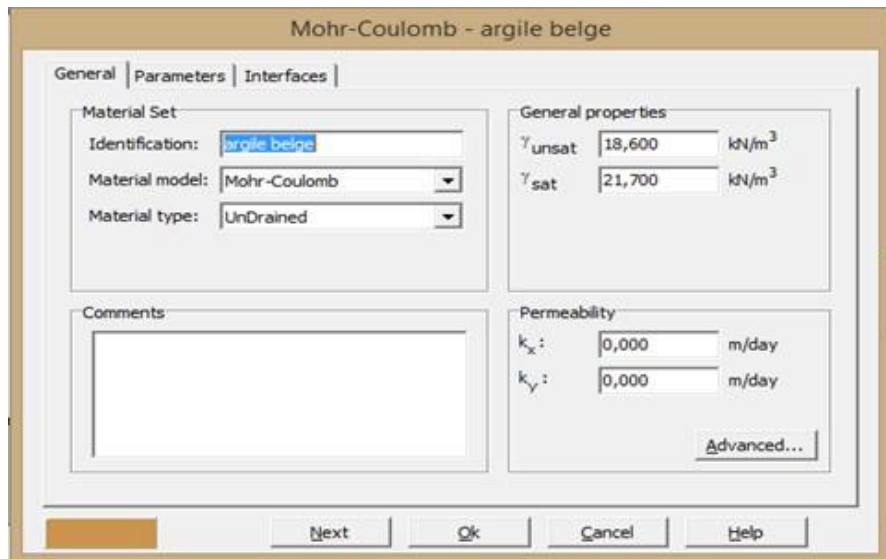


Figure 4.5 – Fenétre des paramétres de Mohr-Coulomb.

4.8 Modélisation

4.8.1 Etablissement du modéle de référence

a) Modéle géométrique

Sur la base du fond topographique de la zone, un profil en long du versant selon l'axe de l'ouvrage a ét&e9; élaboré (Figure 4.6)

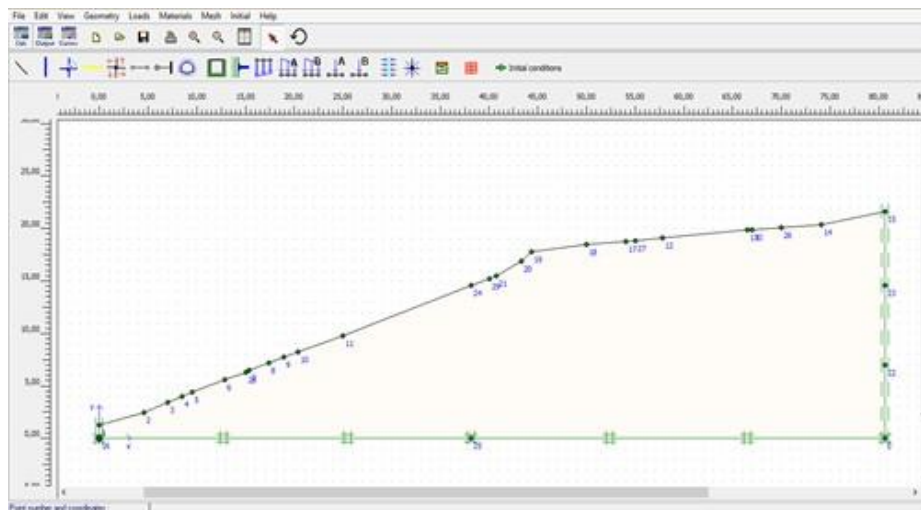


Figure 4.6 – Modèle géométrique du versant

La géométrie est modélisée en déformation plane. Les dimensions de la géométrie sont 80,62 m dans la direction horizontale et de 21,6m dans la direction verticale, cette dernière est définie par 30 points :

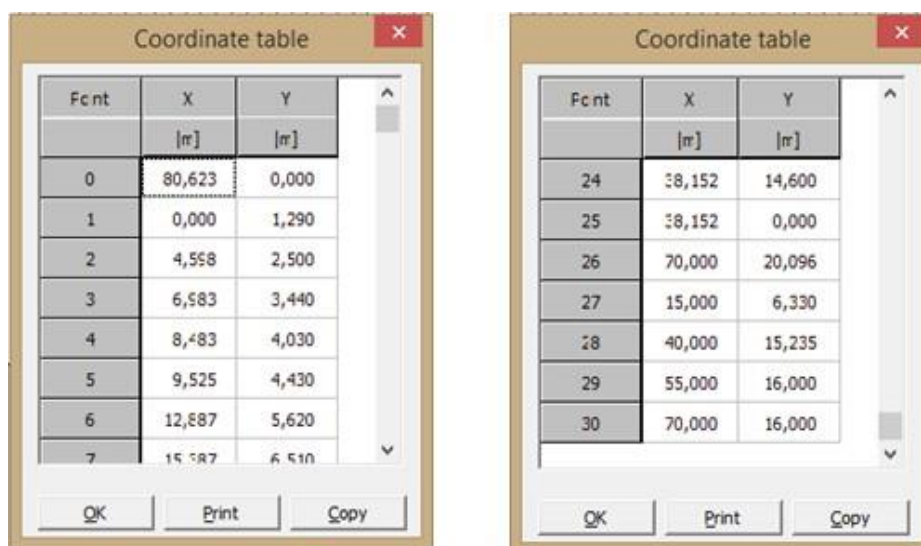


Figure 4.7 – Coordonnée de discrétisation du profil géométrique

b) Caractéristiques géotechniques des matériaux

i) Propriétés du sol et interfaces

Les propriétés principales des sols pour les couches de matériaux sont résumées selon les données tirées du rapport géotechnique LCTP 2011 et sont présentés sur le tableau 4.3.

Paramètres	Nom	Couche 1 (argile beige)	Couche 2 (marne grise)	Unité
Modèle du matériau	Mode	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	/
Type de comportement	Type	Non-Drainé	Non-Drainé	/
Poids volumique sec	unsat	18,3 kN/m ³	21,3 kN/m ³	kN/m ³
Module de Young	E _{ref}	30 000	35 000	Mpa
Coefficient de poisson	V	0.3	0.3	/
Cohésion	C _{ref}	80 kN/m	50 kN/m	kN/m ²
Angle de frottement	φ	15	20	
Angle de dilataance	ψ	0	0	

Tableau 4.3 – Caractéristiques géotechniques des matériaux constituant le versant KHERBA

ii) Déclaration des couches de sol :

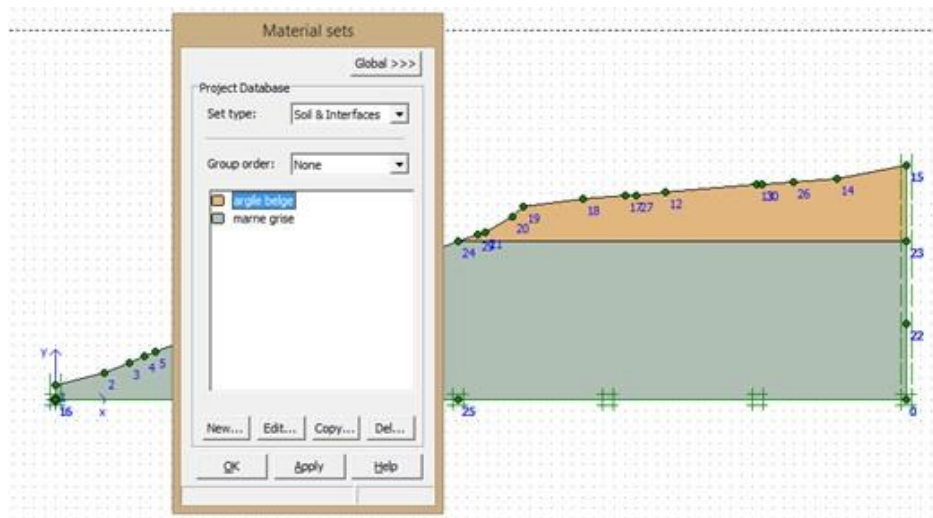


Figure 4.8 – Fenêtre de paramètre des matériaux

4.9 Etude de stabilité du versant

4.9.1 Stabilité du profil naturel

a) Discrétisation du modèle

Les figures 4.9 et 4.10 illustrent respectivement la géométrie du modèle ainsi que sa discrétisation en maillage

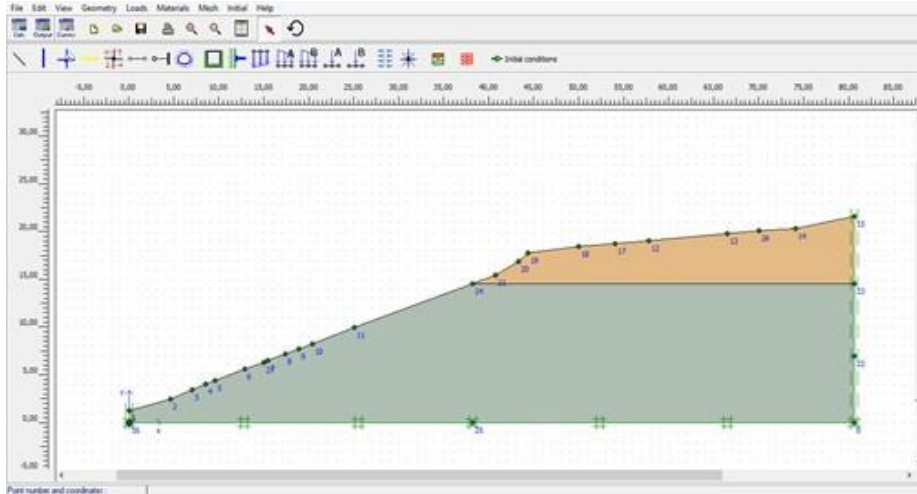


Figure 4.9 – Géométrie du modèle -profil naturel

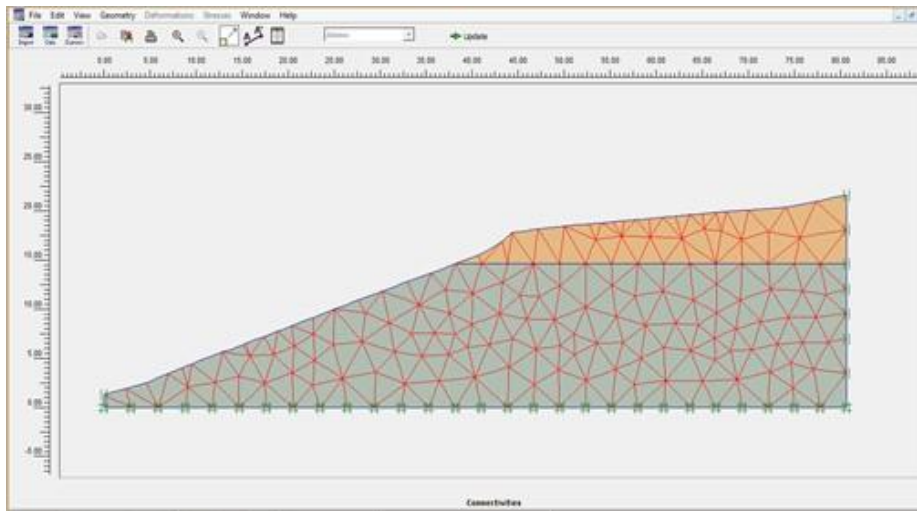


Figure 4.10 – Maillage de la géométrie -profil naturel

Les figures 4.11 et 4.12 donnent les conditions initiales introduits ainsi que l'étape relative à la phase de calcul.

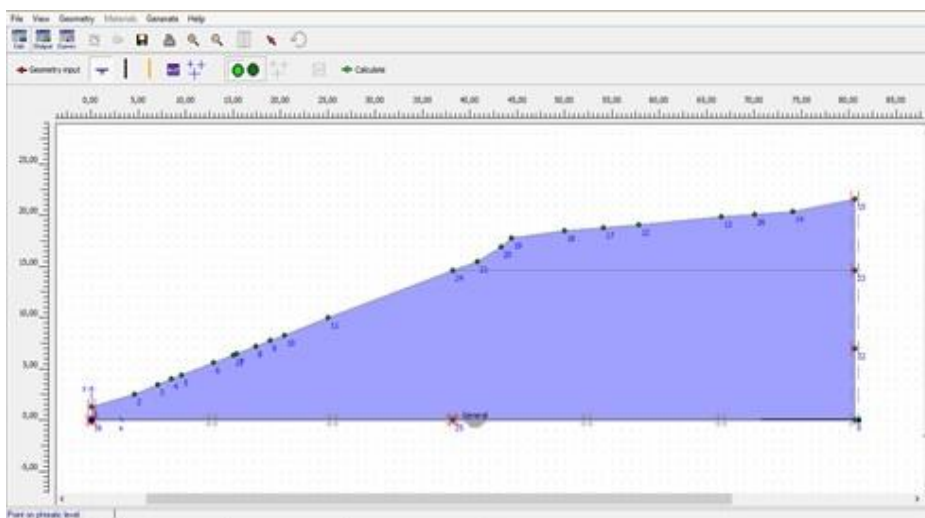


Figure 4.11 – Conditions initiales (hydrauliques) -profil naturel

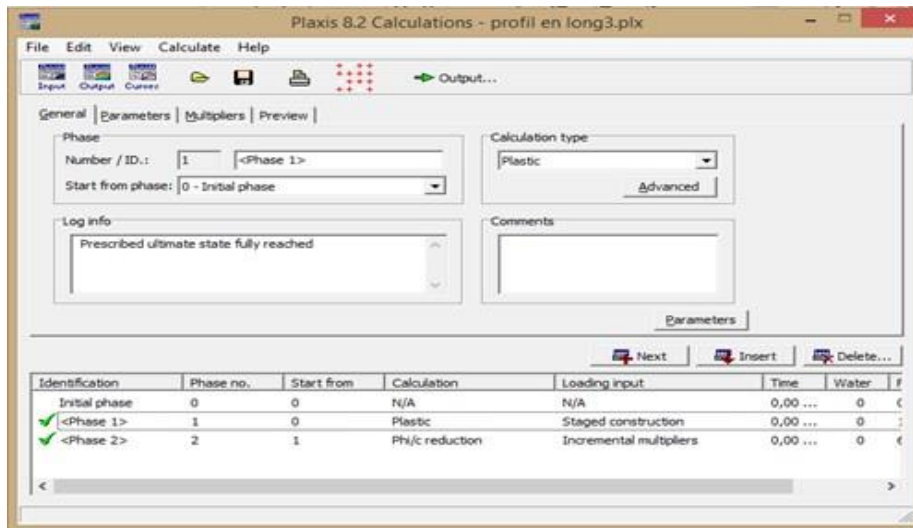


Figure 4.12 – phase de calcul -profil naturel

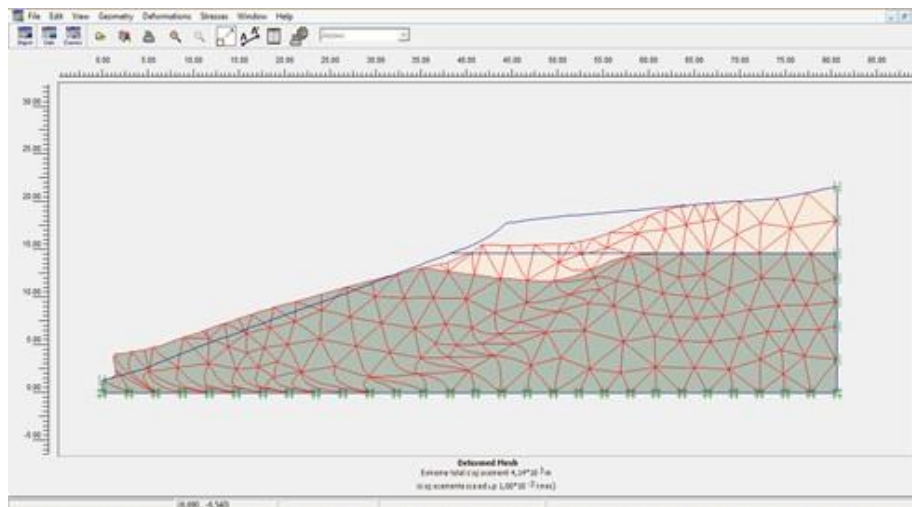


Figure 4.13 – Déformation du maillage après application de la gravité-profil naturel

a) Examen des résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme output.

b) Application de la gravité

La déformation du maillage est représentée sur la figure 4.13. On note un déplacement total maximum d'une valeur de $14,24 \times 10^{-3} m$.

Les figures 4.13 et 4.14 montrent respectivement la déformation du maillage de la géométrie ainsi que la valeur du coefficient de sécurité.

c) Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

Seuls l'allure du champ des incréments de déplacements est significative dans un calcul Phi-c Reduction. Celle-ci fournit une indication du mécanisme de rupture qui serait obtenu par un calcul traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaires. Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur Msf après sélection de la phase decul appropriée (module Calculation, Multipliers, Reached valus ou pien dans le module Output, view, Calculation Info.)

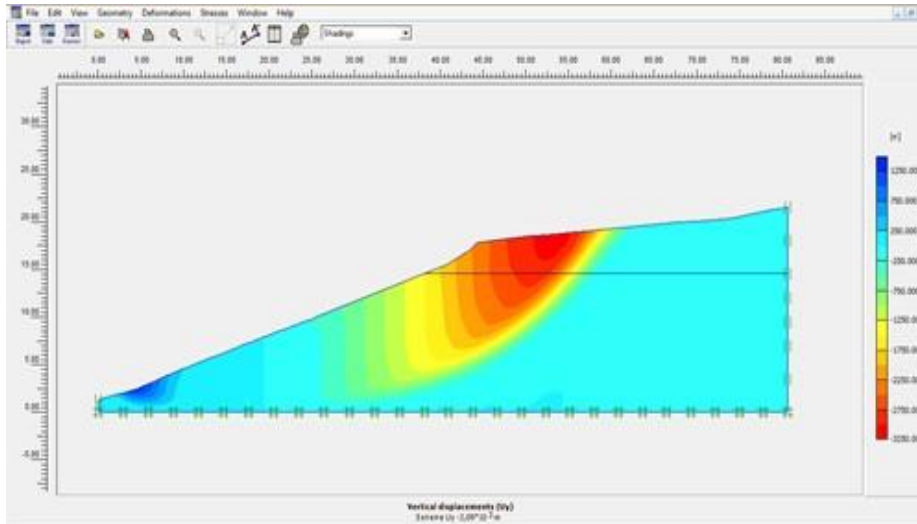


Figure 4.14 -- *Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité -profil naturel*

Le coefficient de sécurité calculé pour ce premier cas est F_s “
valeur MSF à la rupture $Msf = 2,875$

Le profil géométrique du versant naturel est en état d'équilibre.

Les figures 4.15 et 4.16 montrent les incréments de déplacements ainsi que l'évolution des contraintes effectives

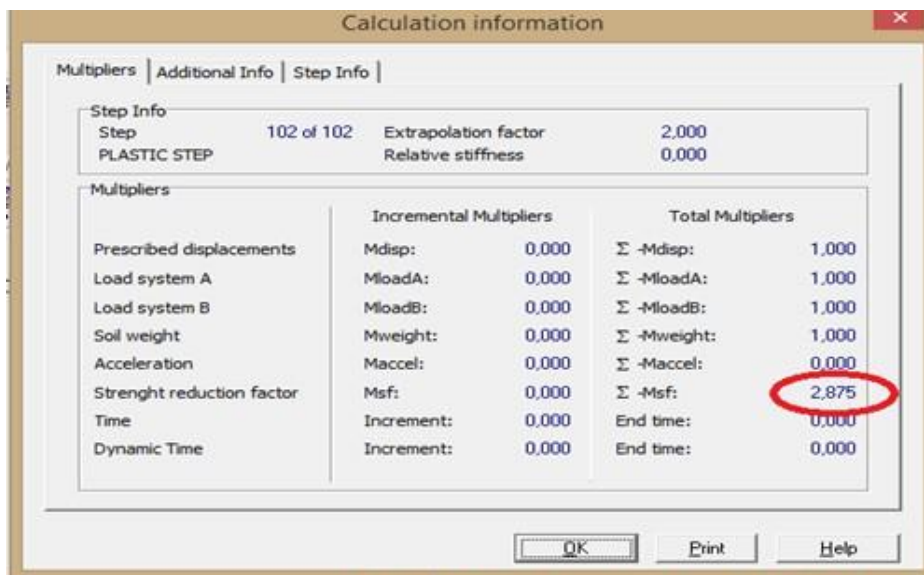


Figure 4.15 - *Valeur du coefficient de sécurité $Msf = 2,875$ -profil naturel*

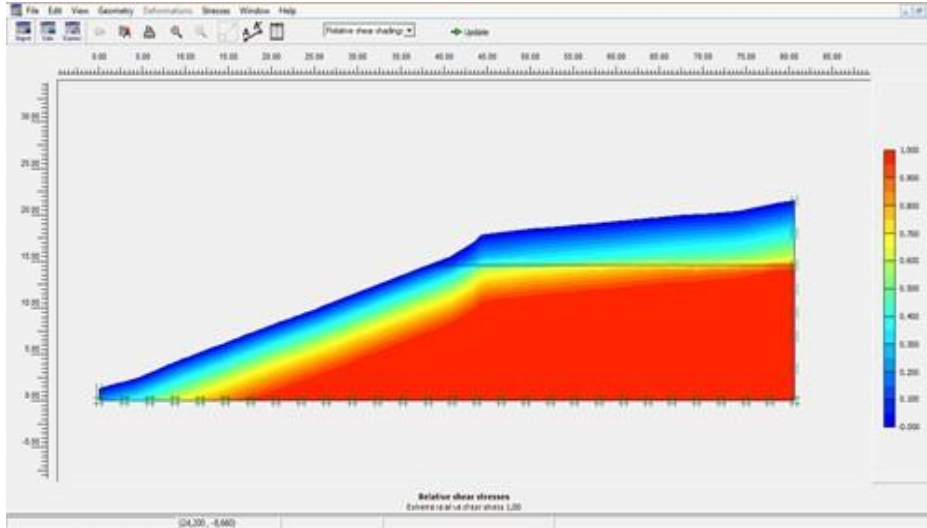


Figure 4.16 – Valeurs des contraintes effectives

4.9.2 Etude de stabilité du versant sous l'influence des terrassements

Afin d'analyser l'influence des terrassements du réservoir sur la stabilité du versant, trois variantes ont été étudiées et présentées sur la figures 4.17

- Ouvrage implanté sur la crête du versant
- Ouvrage implanté à mi-hauteur du versant
- Ouvrage implanté en bas du versant

Il est à noter que les considérations géométriques ci-dessous ont été adoptées pour l'analyse de la stabilité :

- Ouvrage de forme rectangulaire
- Longueur $L= 100$ m
- Largeur $L= 75$ m
- Hauteur voiles $H= 4$ m
- Plus grande portée : Dans le sens transversal du versant
- Ouvrage totalement enterré

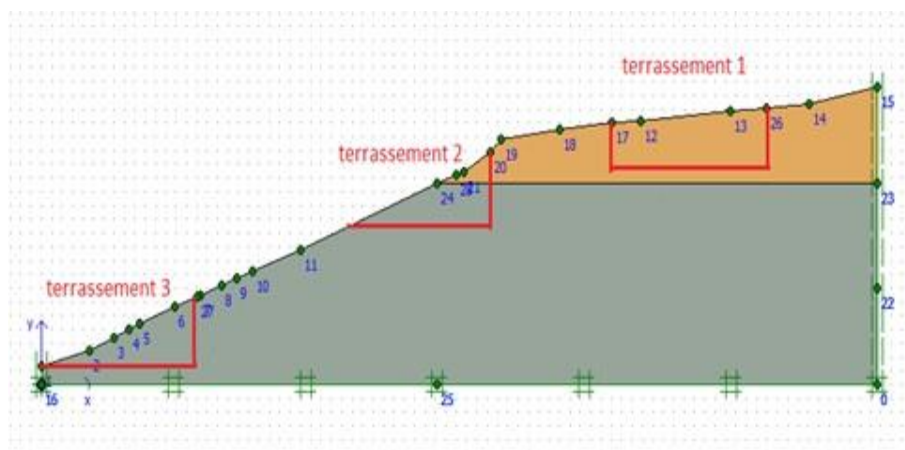


Figure 4.17 – Variantes d'implantation du réservoir avec leurs terrassements respectifs

a) Cas d'ouvrage implanté en crête

Les figures 4.18 et 4.19 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage ainsi que le maillage généré

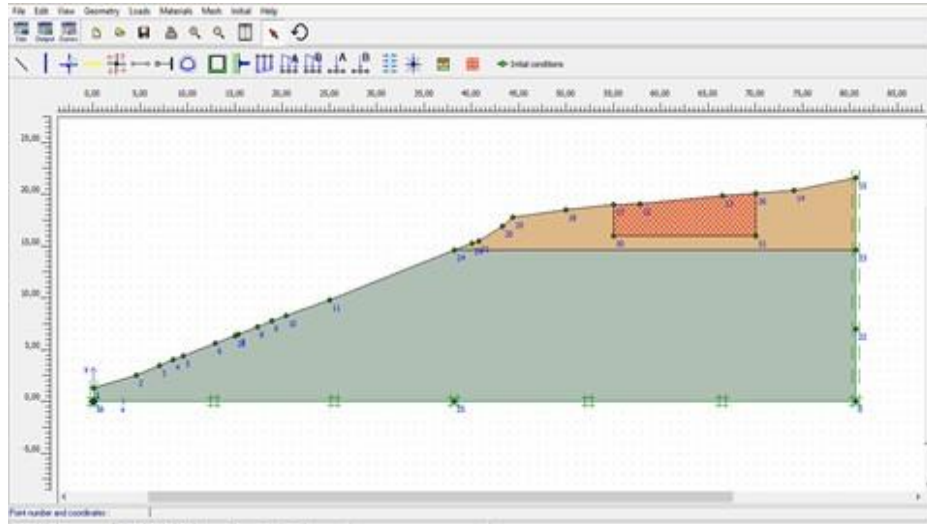


Figure 4.18 – Schématisation du lieu d'implantation du réservoir et du terrassement – ouvrage implanté en crête du versant

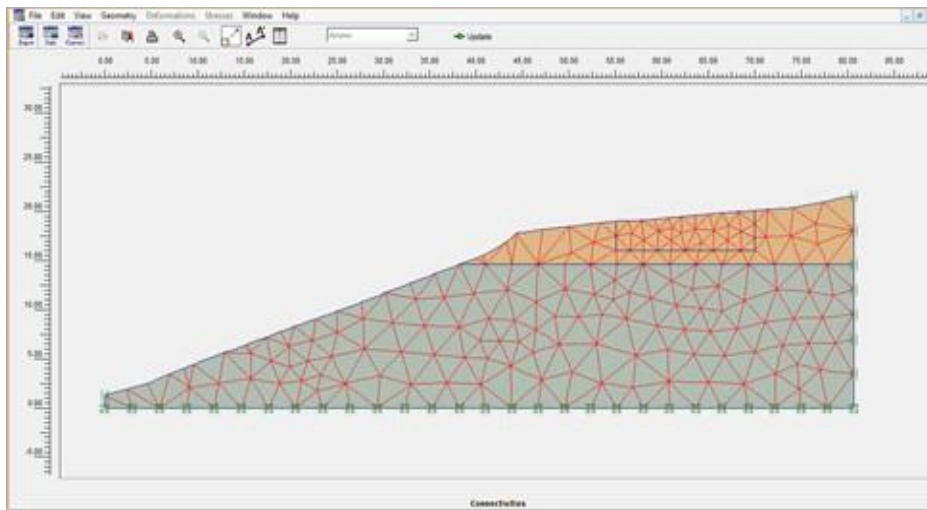


Figure 4.19 – Maillage de la géométrie – ouvrage implanté en crête du versant

La déformation du maillage est représentée sur la figure 4.20. On note un déplacement total maximum d'une valeur de 0,312 m.

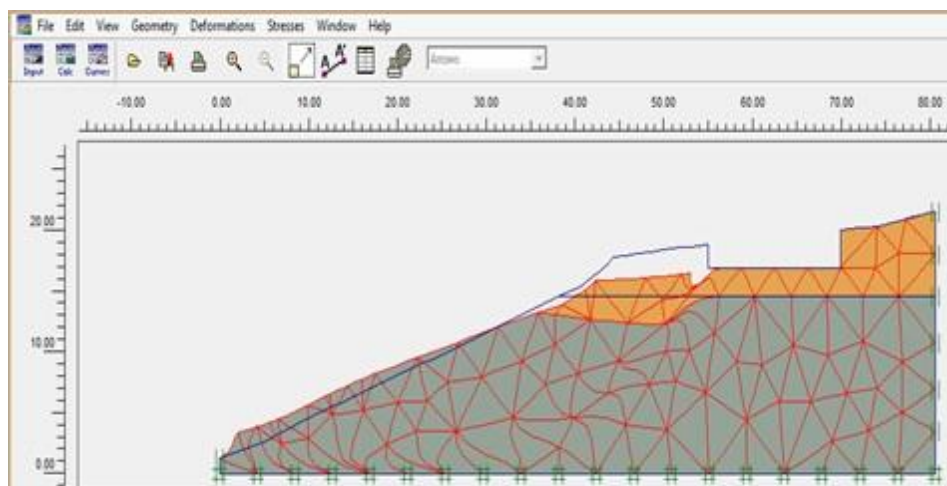


Figure 4.20 – Déformation du maillage après terrassement – ouvrage implanté en crête du versant

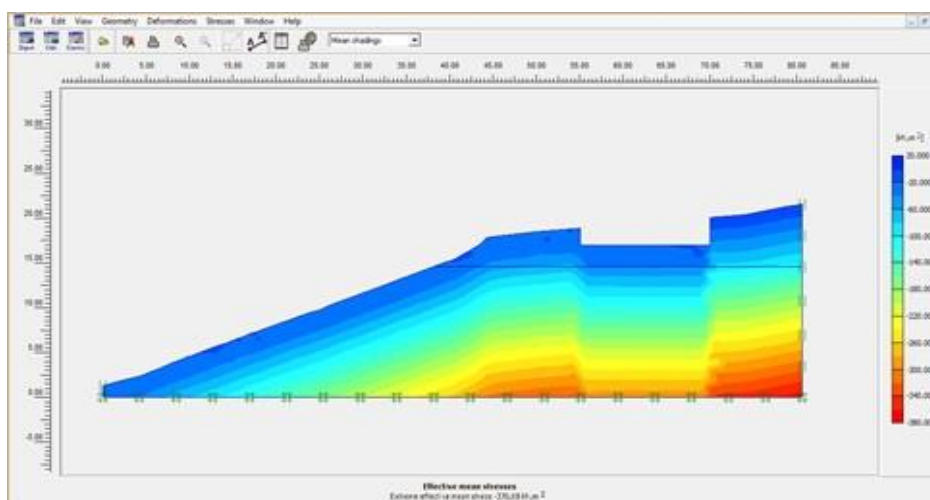


Figure 4.21 – Contrainte effective – ouvrage implanté en crête du versant

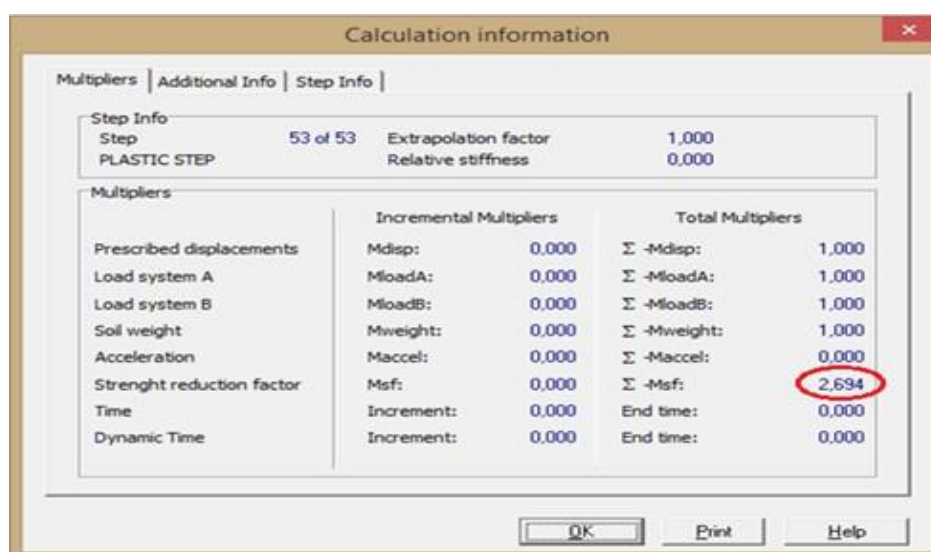


Figure 4.22 – Valeur du coefficient de sécurité $M_{sf}=2,694$ – ouvrage implanté en crête du versant.

La figure 4.23 présente les incréments de déformations qui permettent de détecter les zones localisées (zones où les déformations sont concentrées dans le talus).

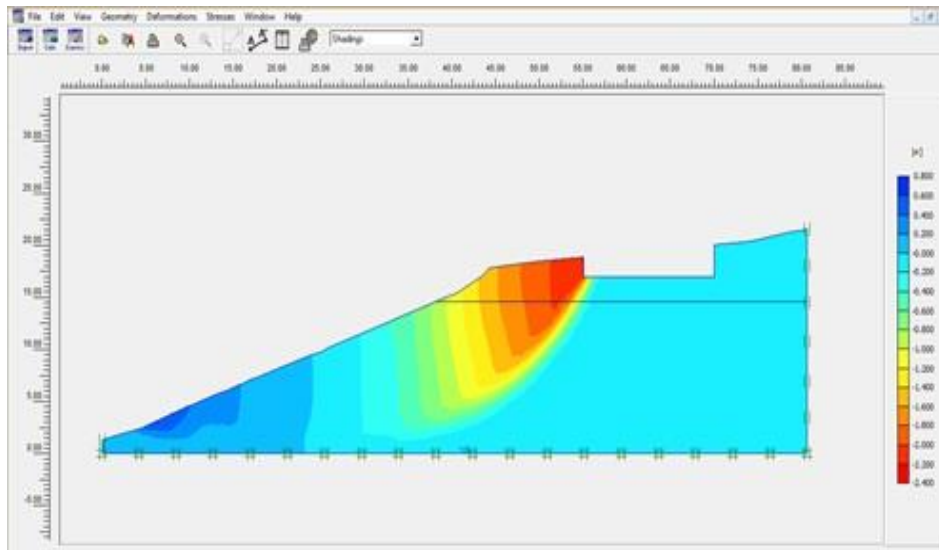


Figure 4.23 – Déplacement total – ouvrage implanté en crête du versant.

On observe que la zone localisée en déformation est uniquement concentrée à la surface de rupture circulaire. Le cercle du glissement ne change pas, par rapport au 1er cas. (Figure 4.17), avec un coefficient de sécurité $Msf = 2,694$.

Les terrassements à réaliser en crête du versant n'ont pas d'influence sur la stabilité du versant.

b) Cas d'ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

Les figures 4.24 et 4.25 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage ainsi que le maillage généré.

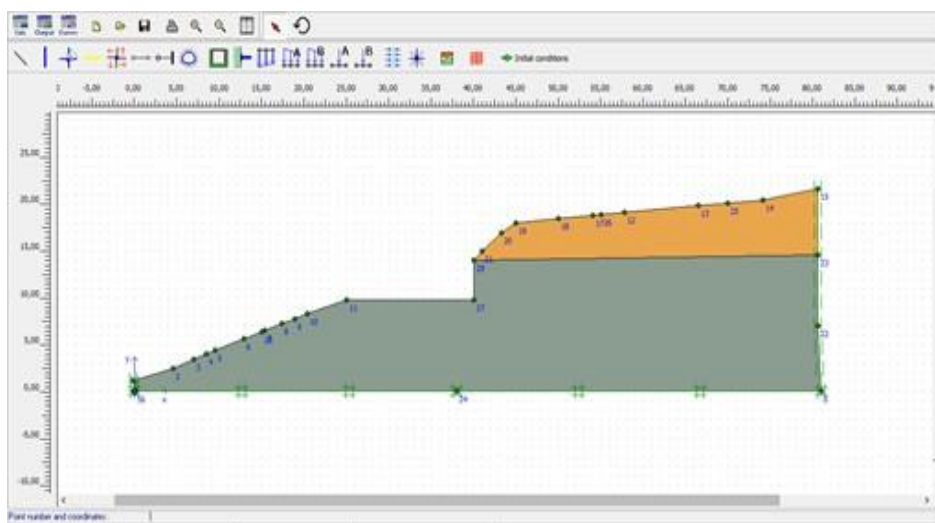


Figure 4.24 – Schématisation du lieu d'implantation du réservoir et de terrassement- ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

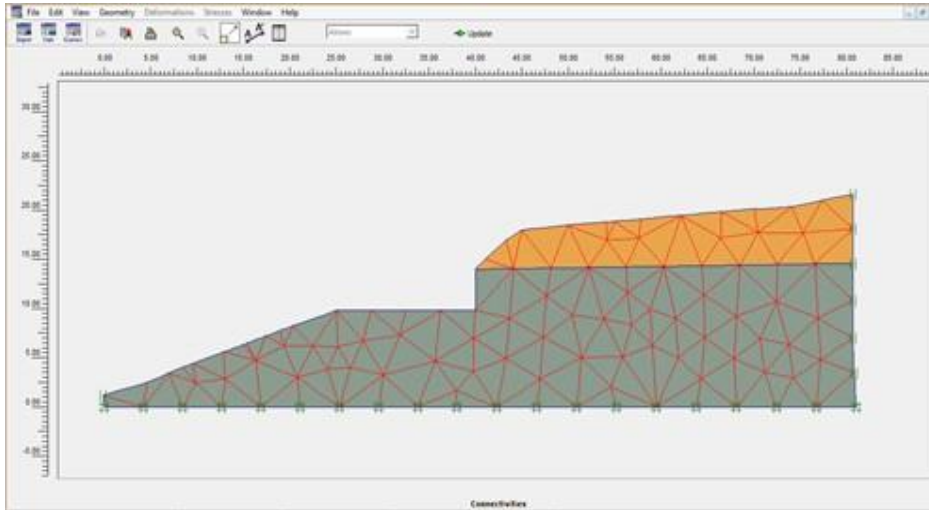


Figure 4.25 – Maillage de la géométrie - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

La déformation représentée du maillage est sur la figure 4.26. On note un déplacement total maximum d'une valeur de 8,09 m.

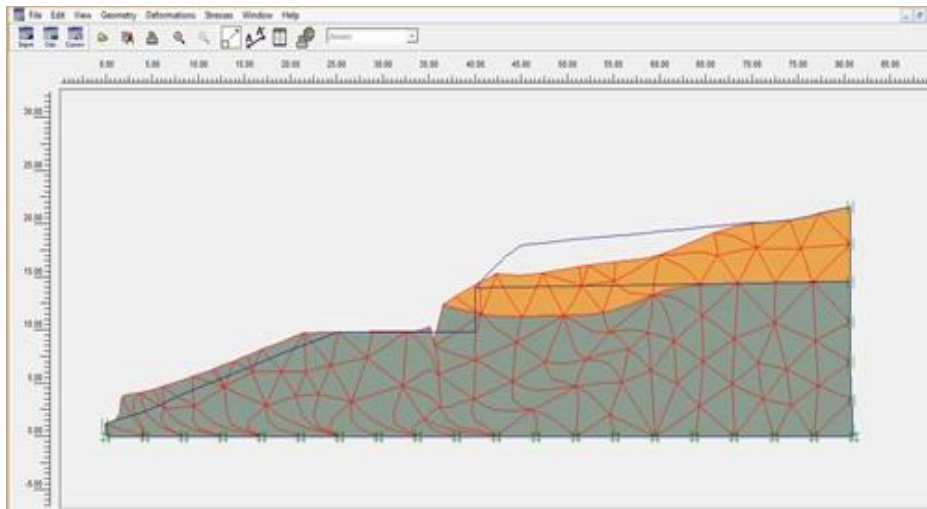


Figure 4.26 – Déformation du maillage après le terrassement - ouvrage implanté à mi- Hauteur du versant

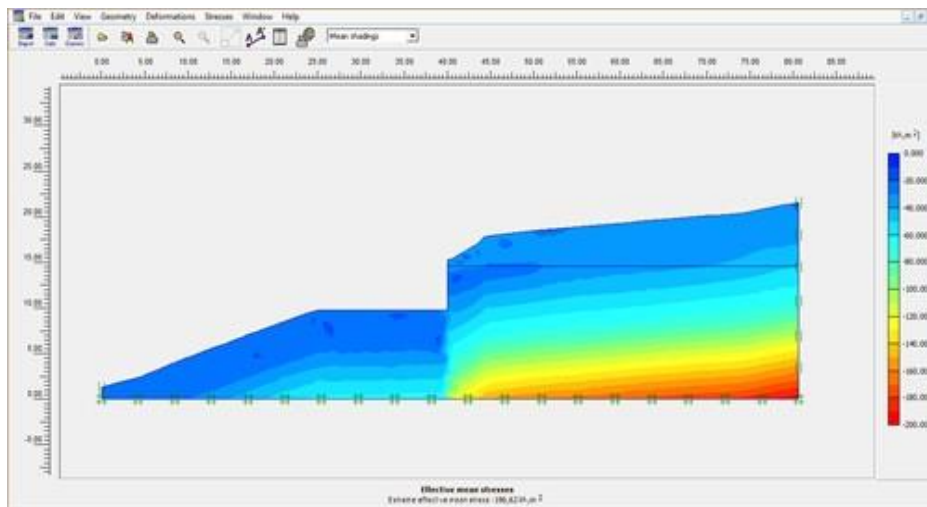


Figure 4.27 – Contraintes effectives- ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

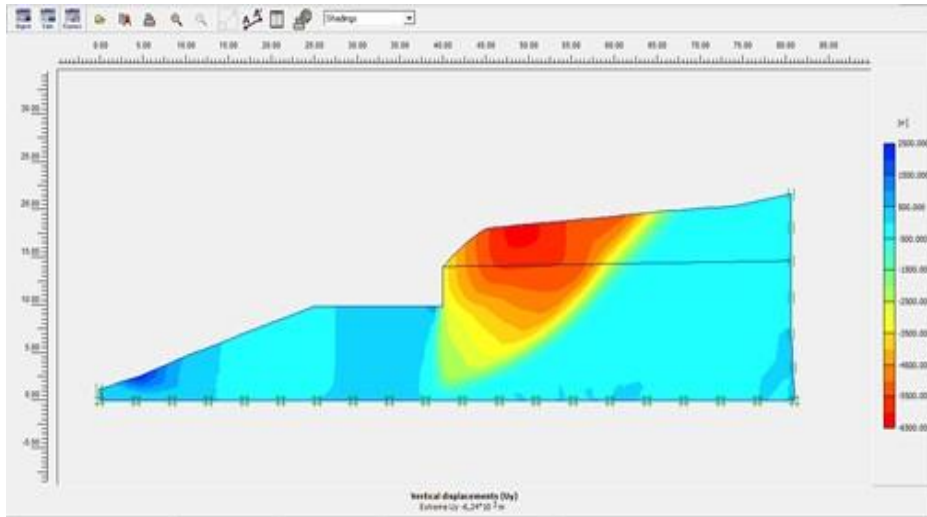


Figure 4.28 – Déplacement totaux - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

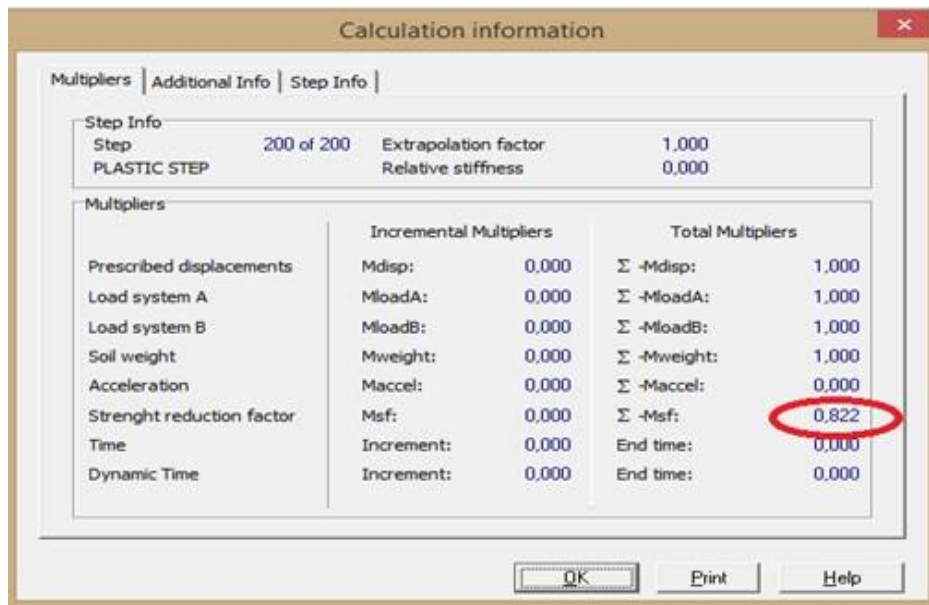


Figure 4.29 – Valeur du coefficient de sécurité $M_{sf} = 0,822$ - ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

On remarque que la surface de glissement représentée par les champs rouges sont prépondérantes.

Les résultats de terrassement à mi-Hauteur du versant montrent que : le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $0.822 < 1,5$ c'est-à-dire que l'état d'équilibre n'est pas atteint, ce qui entraîne un glissement du talus,

c) Cas d'ouvrage implanté en bas du versant

Les figures 4.30 et 4.31 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage, ainsi que le maillage généré

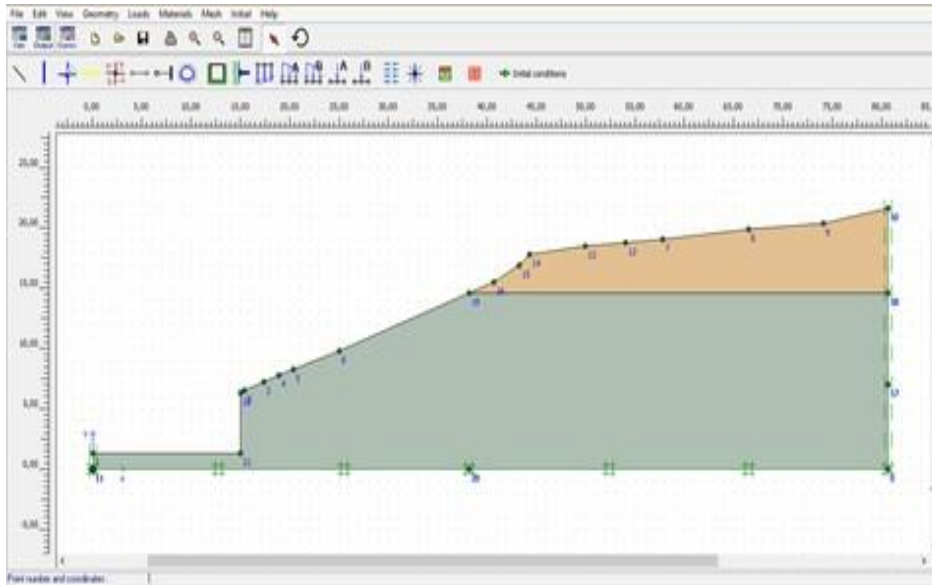


Figure 4.30 – Schématisation du lieu d'implantation du réservoir et de terrassement - Ouvrage implanté en bas du versant

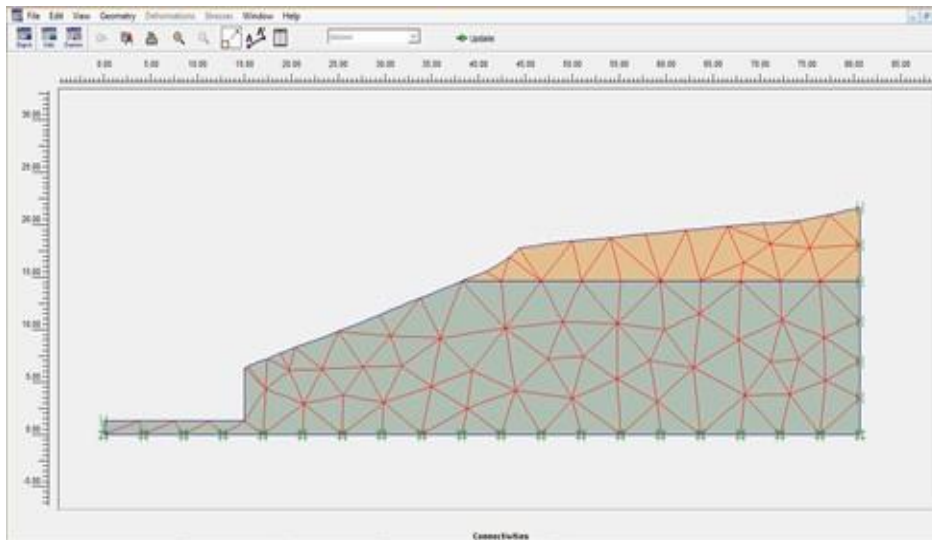


Figure 4.31 – Maillage de la géométrie -Ouvrage implanté en bas du versant

La déformation du maillage est représentée sur la figure 4.32. On note un déplacement total maximum d'une valeur de 18,05 m.

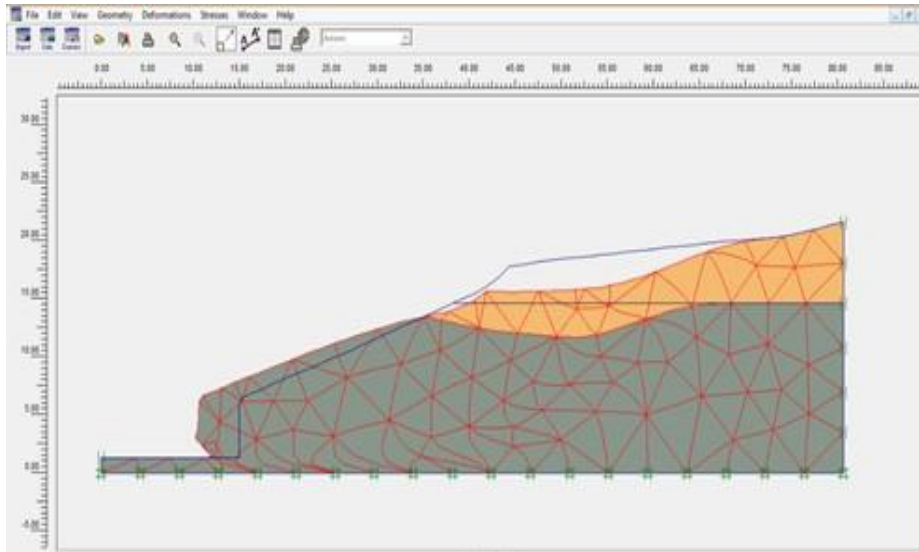


Figure 4.32 – Déformation du maillage -Ouvrage implanté en bas du versant

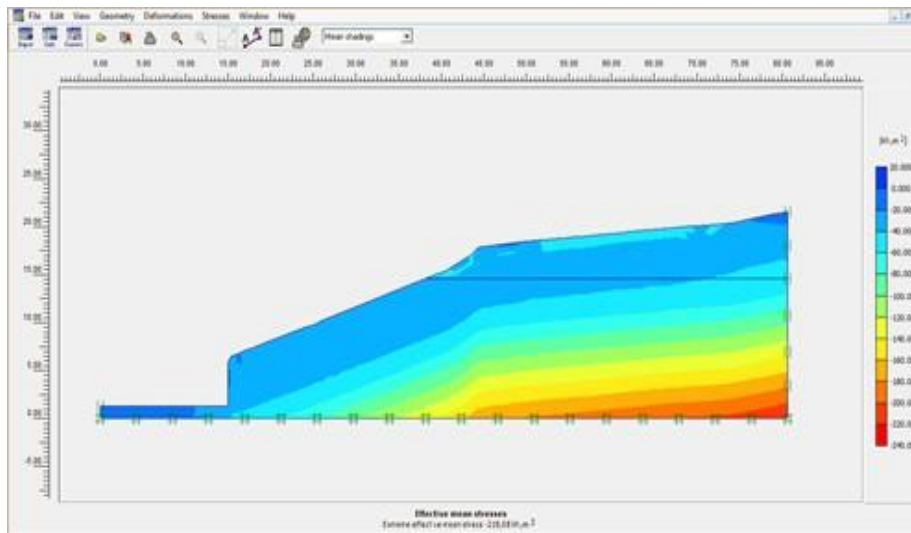


Figure 4.33 – Contrainte effective -Ouvrage implanté en bas du versant

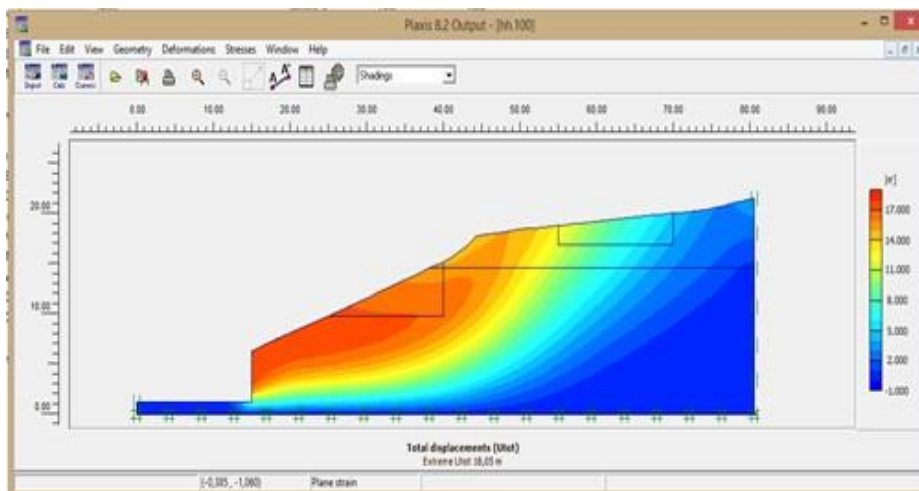


Figure 4.34 – Déplacements totaux-Ouvrage implanté en bas du versant

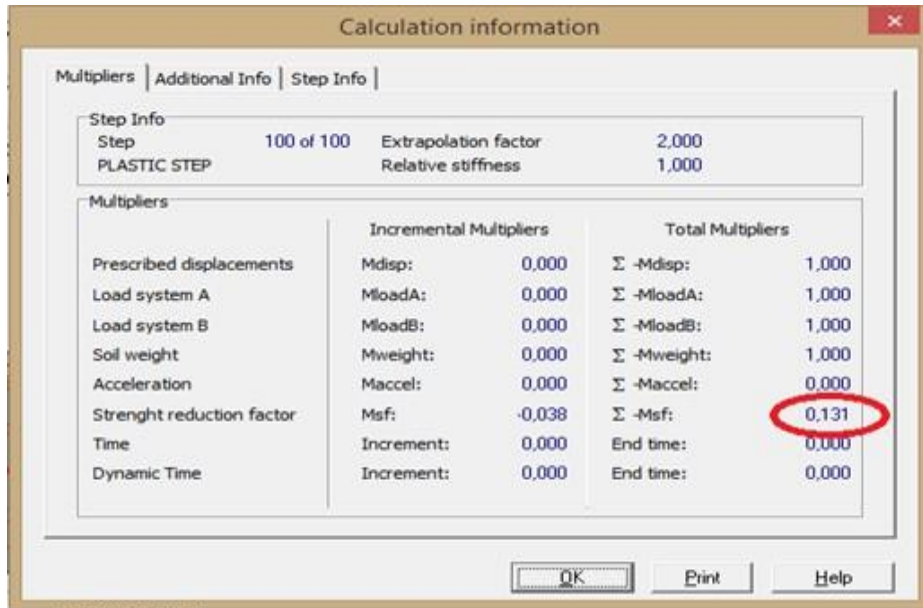


Figure 4.35 – valeur du coefficient de sécurité après terrassement -Ouvrage implanté en bas du versant

La surface de glissement représentée par la ligne rouge dans cet exemple est plus profonde, le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $0,131 < 1,5$ c'est-à-dire que l'état d'équilibre n'est pas atteint.

4.9.3 Etude de stabilité du versant après réalisation de la structure (réservoir 30 000m³)

Dans cette série de modélisation on s'intéresse à l'influence du chargement sur la stabilité de l'ouvrage.

a) Calcule de poids du réservoir :

- Poids du réservoir vide = 1 826 tonnes=1 826 m³
- Volume de l'eau = 30 000 m³
- Poids total = 31 826 m³ =318 260 KN
- Surface du réservoir = 7 500 m²
- Charge du réservoir plein = 42,43 KN/m²

b) Application de la charge du réservoir

i) Ouvrage implanté en crête du versant

Les figures 4.36 et 4.37 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage ainsi que la fenêtre de déclaration de la charge.

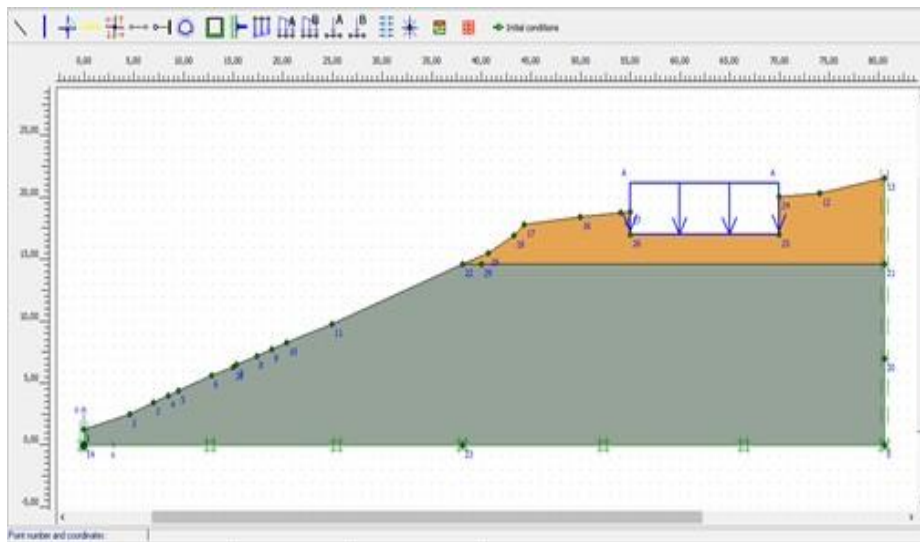


Figure 4.36 – Chargement du versant- Ouvrage implanté en crête du versant

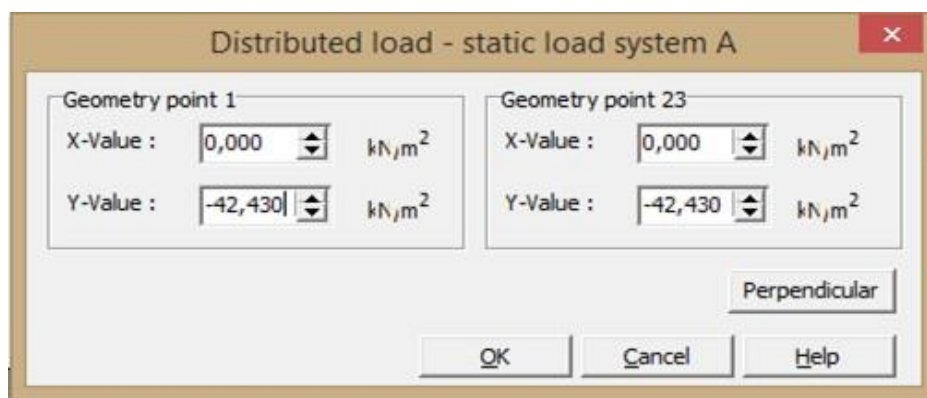


Figure 4.37 – Déclaration de la charge du réservoir- Ouvrage implanté en crête du versant

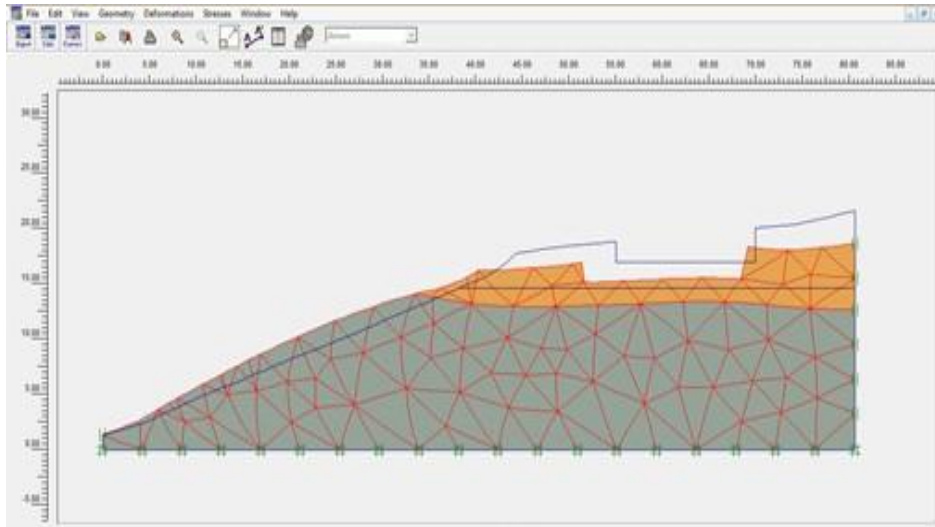


Figure 4.38 – Déformation du maillage après chargement du versant- Ouvrage implanté en crête du versant

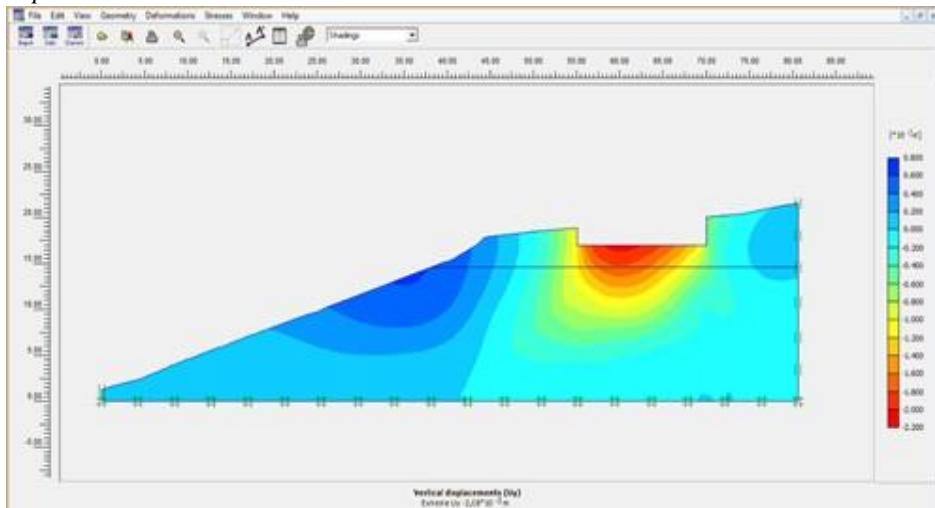


Figure 4.39 – Contrainte effective- Ouvrage implanté en crête du versant

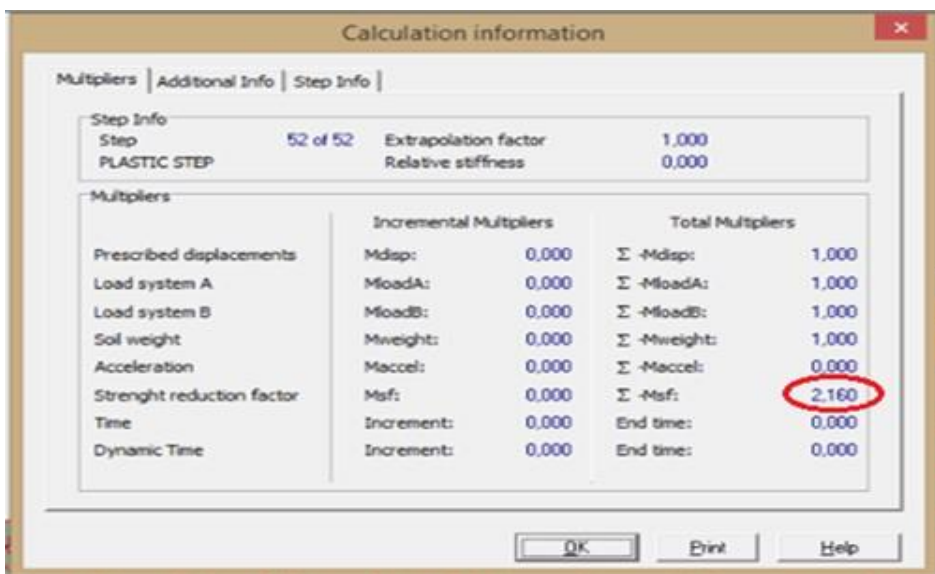


Figure 4.40 – Valeur du coefficient de sécurité- Ouvrage implanté en crête du versant

Les résultats du chargement en crête du versant montrent que : le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $2,16 > 1,5$ c'est-à-dire que l'état d'équilibre est atteint.

ii) Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

Les figures 4.41,4.42 et 4.43 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage, le maillage généré ainsi que la déformation du maillage.

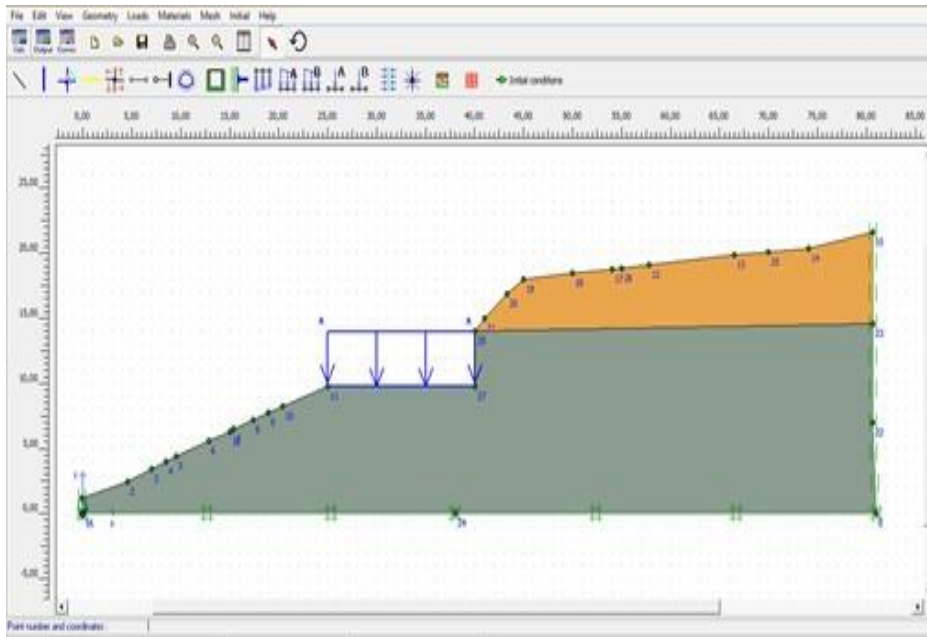


Figure 4.41 – Schématisation du lieu d'implantation du réservoir - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

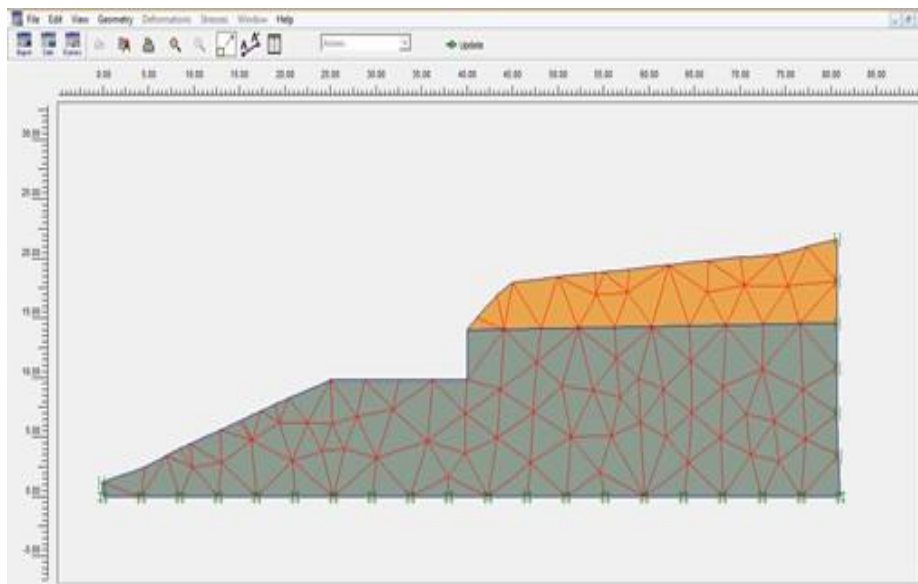


Figure 4.42 – Maillage de la géométrie - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

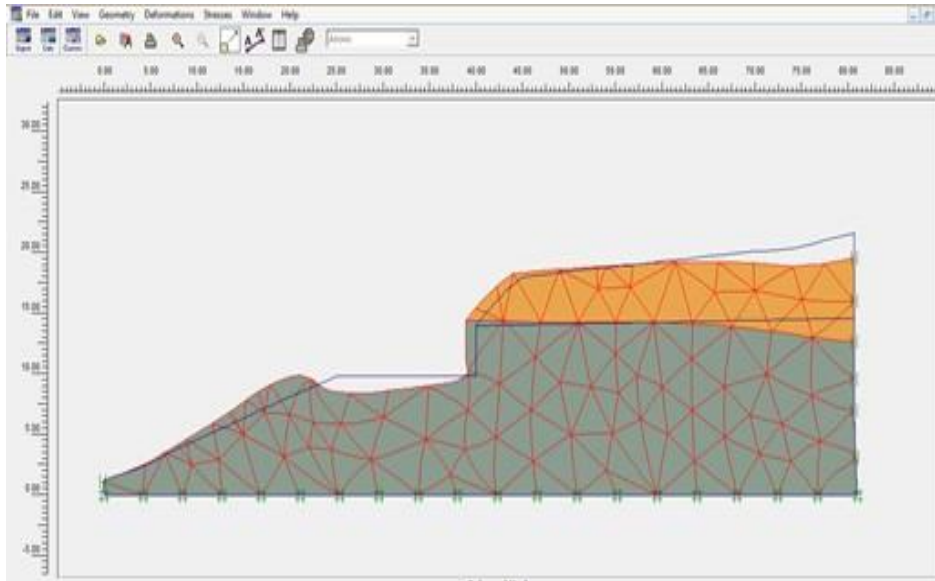


Figure 4.43 – déformation du maillage - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

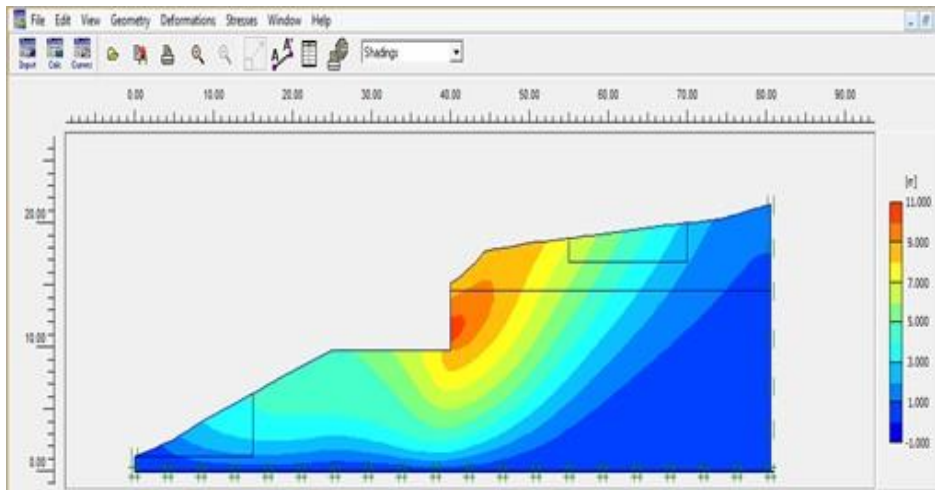


Figure 4.44 – Contrainte effective- Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

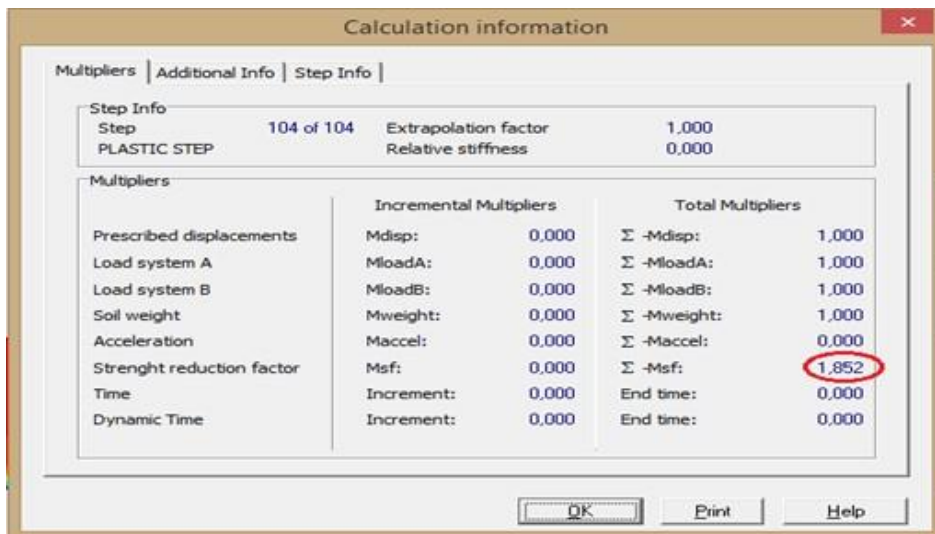


Figure 4.45 – Valeur du coefficient de sécurité - Ouvrage implanté à mi-Hauteur du versant

Les résultats du chargement à mi-Hauteur du versant montrent que : le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $1,852 > 1,5$ c'est-à-dire que l'état d'équilibre est atteint.

iii) Ouvrage implanté en bas du versant

Les figures 4.46, 4.47 et 4.48 schématisent respectivement le lieu d'implantation de l'ouvrage, le maillage généré ainsi que la déformation du maillage

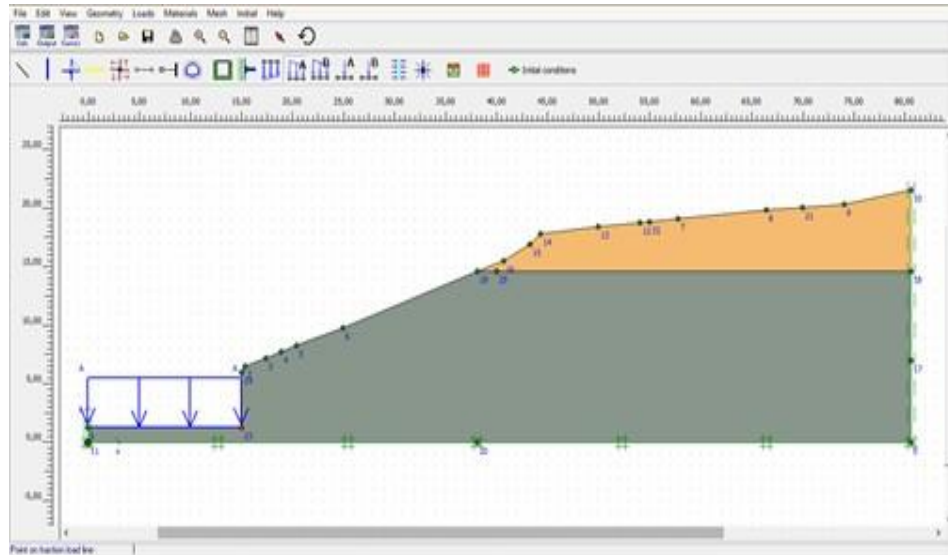


Figure 4.46 – Schématisation du lieu d'implantation du réservoir - Ouvrage implanté à mi-hauteur du versant

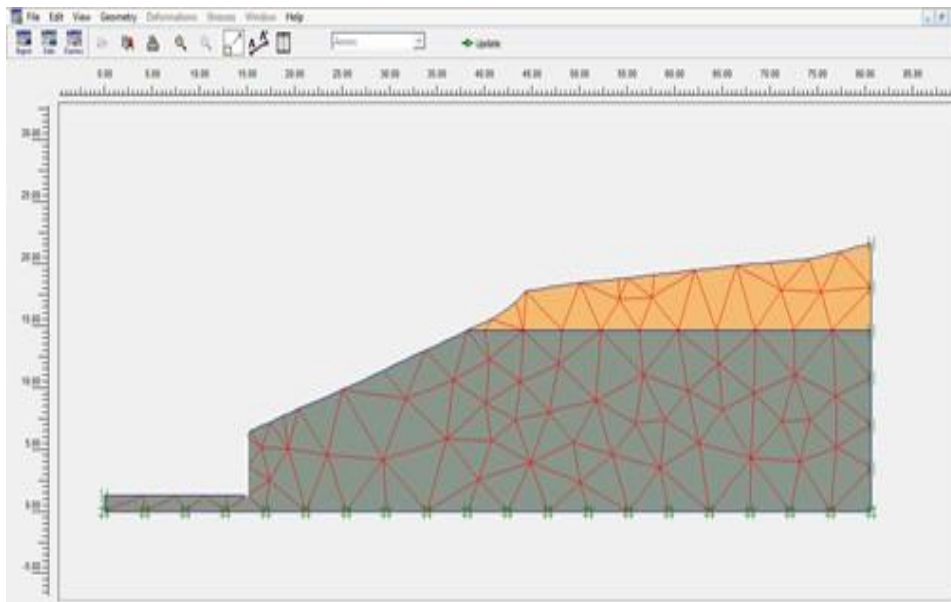


Figure 4.47 – Maillage de la géométrie- Ouvrage implanté en bas du versant
formation du maillage- Ouvrage implanté en bas du versant

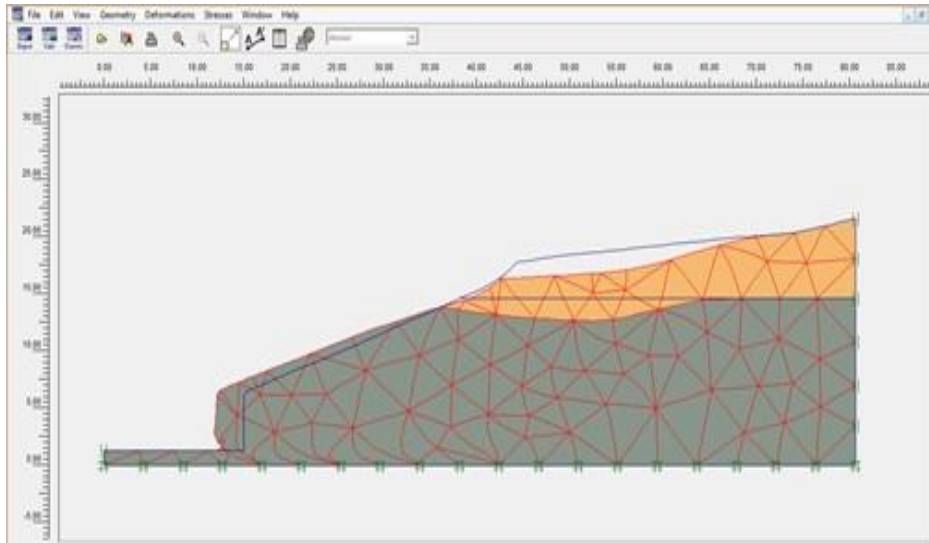


Figure 4.48 – Déformation du maillage - Ouvrage implanté en bas du versant

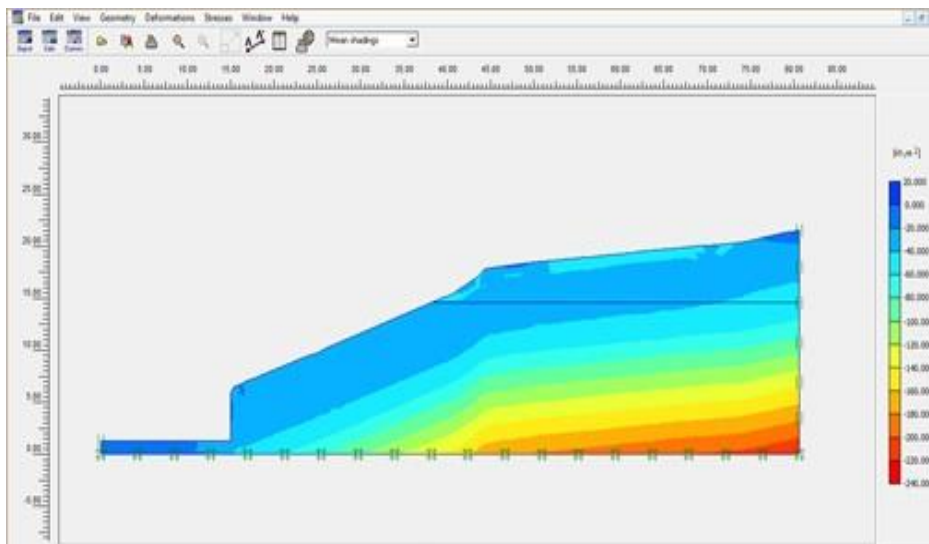


Figure 4.49 – Contrainte effectif- Ouvrage implanté en bas du versant

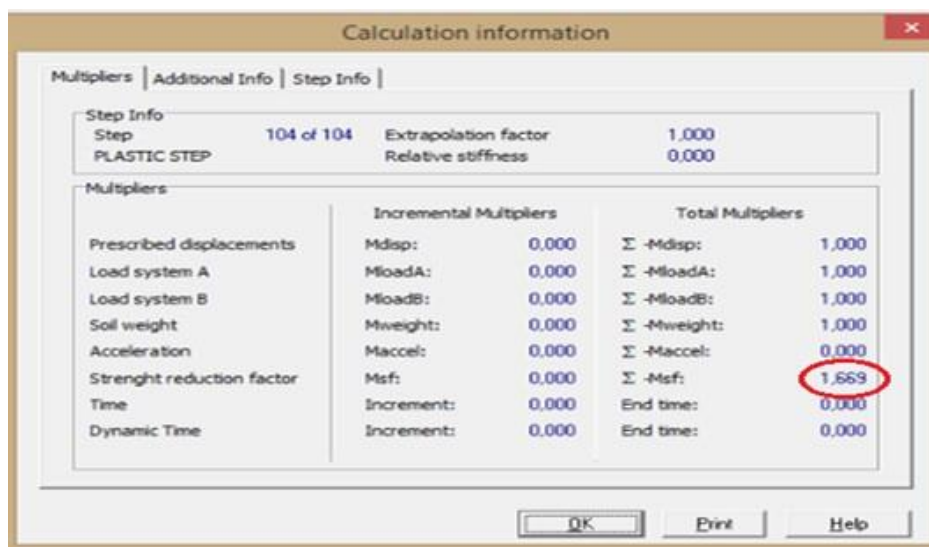


Figure 4.50 – Valeur du coefficient de sécurité - Ouvrage implanté en bas du versant

Les résultats du chargement en bas du versant montrent que : le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $1,669 > 1,5$ c'est-à-dire que l'état d'équilibre est atteint, donc le talus est stable.

Le chargement du versant par le poids de l'ouvrage dans différentes positions d'implantation n'a pas généré d'influence sur la stabilité du versant.

4.10 Interprétation des résultats

Dans l'objectif d'interpréter les résultats d'analyse de la stabilité du versant, il a été dressé les figures 4.51 et 4.52 qui récapitulent les variations des déplacements maximaux ainsi que celles relatives aux coefficients de sécurité pour les différents cas traités

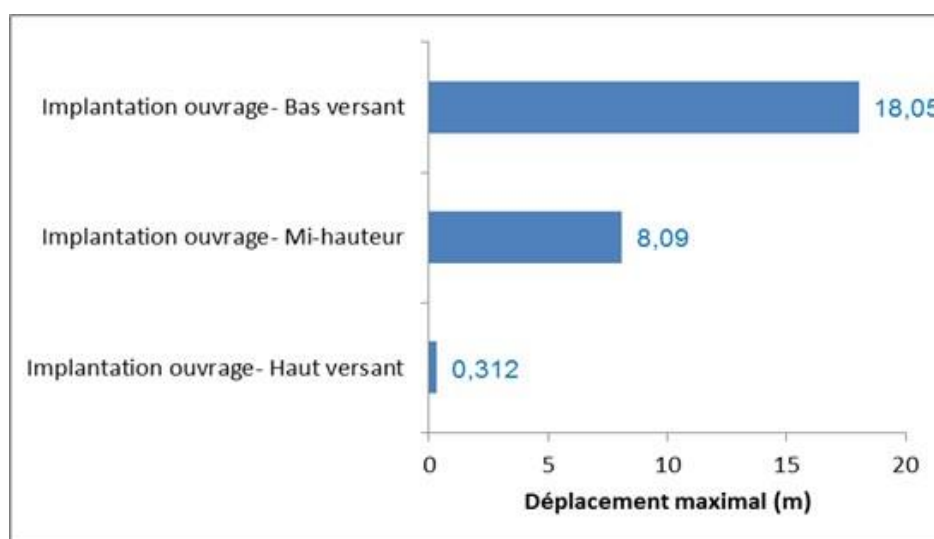


Figure 4.51 – Variation des déplacements maximaux en fonction de l'influence du lieu d'implantation de l'ouvrage et des terrassements.

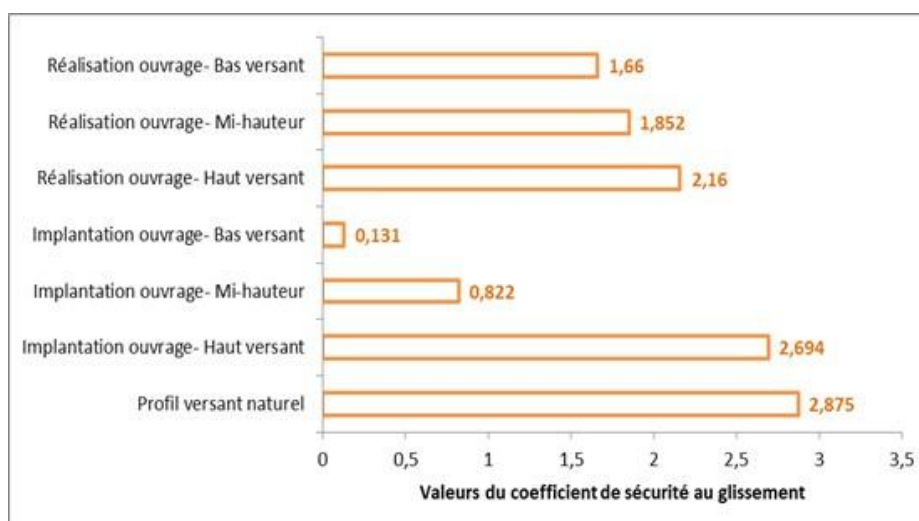


Figure 4.52 – Variation des coefficients de sécurité au glissement en fonction de l'influence des terrassements et du chargement du versant.

- Le profil géométrique initial du versant présente des conditions de stabilité satisfaisant.
- Les terrassements en crête du versant ainsi que son chargement ont eu des influences sur les coefficients de sécurité globale.
- Les terrassements du réservoir à mi-Hauteur et en bas du versant ont occasionnés des influences trop significatives sur la stabilité du versant avec des coefficients de sécurité trop bas (0,82 et 0,13).
- Les déplacements du massif dans le cas de projection de l'ouvrage à mi-Hauteur et en bas du versant sont trop élevés et valent respectivement 8,08 m et 18 m.

Cette situation est envisageable en cas d'exigences sur les côtes du profil hydrauliques, de contraintes d'accessibilité technique ou économiques en crête du versant ou éventuellement en cas de contraintes liées à la nature juridique des terrains d'assise de l'ouvrage .

Analyse structurelle
comparative du mode
conceptuel du réservoir

5

5.1 Présentation du projet et contexte de l'étude

Le projet consiste à l'étude d'un réservoir destiné au stockage et au renforcement de l'alimentation en eau potable de la wilaya de Chlef, qui est une zone de forte sismicité (zone III). Il est classé dans le groupe d'usage 1A (ouvrage d'importance vitale) selon la classification du RPA 99 version 2003. C'est un réservoir semi enterré, et d'une capacité de 2x30 000 m³.

Les différents acteurs du projet sont :

- **Client finale** : MINISTERE DES RESSOURCES EN ERAU E.P ALGERIENNE DES EAUX
- **Bureau de contrôle** : CTC
- **Entreprise de construction** : SPA GROUPE ETRHB
- **Laboratoire d'expertises d'études et d'essais** : L.C.T.P

5.2 Situation générale de la zone du projet

Le projet est situé sur un versant Marneux Kherba . Dans le chapitre 4, une description détaillée a été donnée .Le chapitre 4 a traité de l'analyse de la stabilité du versant devant recevoir l'ouvrage sous l'influence des terrassements et du chargement du au poids de l'ouvrage.

Au niveau de cette partie du travail, on engage une étude génie civil de l'ouvrage en considérant deux modes conceptuels (formes rectangulaire et forme circulaire). Cette analyse comparative est motivée par l'ampleur de la capacité du réservoir (60 000 m³), de la sismicité de la région, de la complexité de l'ouvrage, de l'effet thermique, sur les éléments de l'ouvrage et des valeurs de contraintes et de déformations générées par les différentes sollicitations.

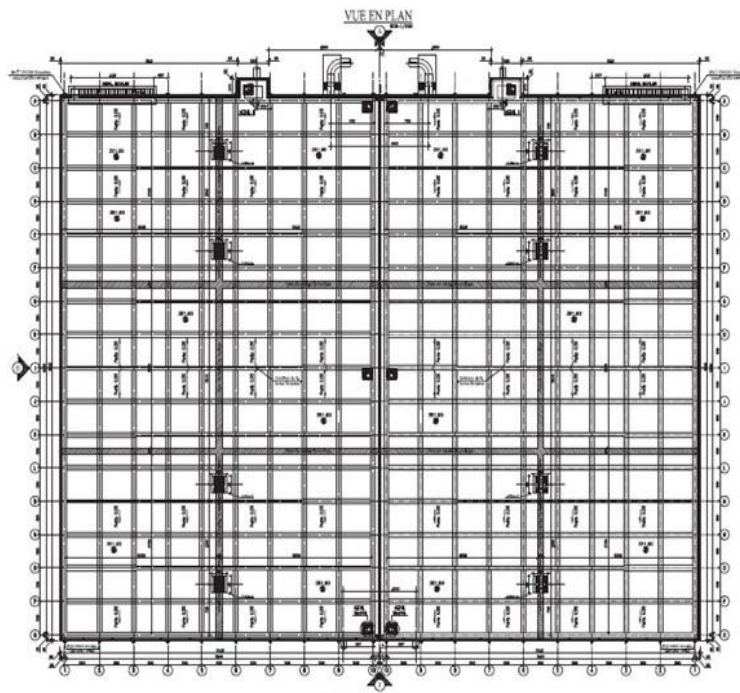


Figure 5.1 – Configuration du réservoir 2x30000 M³ d'EL KHERBA

5.3 Documents et données de base du projet

Les documents utilisés pour établir la présente étude génie civil sont :

- Les divers plans guides et implantation du réservoir EL KHERBA.
- Les divers documents techniques du contrat ADE/ETRHB.
- Le rapport géotechnique LCTP, 2011.

Les photos de 5.1 à 5.3 montrent les phases de réalisation de l'ouvrage.



Photo 5.1 - Mise en place du béton de propreté



Photo 5.2 - Ferrailage des voiles du réservoir



Photo 5.3 - Coffrage des voiles du réservoir

5.4 Normes et réglementations

Les études génie civil seront conformes aux textes réglementaires en vigueur suivants :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limités, CBA 93 code Algérien de béton armé.
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A. 99 révision 2003
- Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation), document technique réglementaire DTR BE 2-1
- Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé 1990
- Traité de béton Armé A. Guerrin Tome 6
- Réservoirs Annales de l'ITBTP Septembre 90
- Cahier des charges applicable à la construction des bassins à structure en béton, Annales de l'ITBTP mai 97

5.5 Variante réservoir rectangulaire

Nous avons saisi l'ouvrage en totalité et en 3D, en utilisant la phase discrétisation au niveau du code de calcul SAP 2000.

L'ouvrage est divisé en deux parties, chacune de 30 000 m³ séparées par un joint de 5cm.

5.5.1 Géométrie de l'ouvrage

L'ouvrage possède les dimensions géométriques suivantes :

- Dimensions en plan $a = 75$ m et $b = 100$ m
- Hauteur totale des voiles $h = 4$ m
- Hauteur utile d'eau $H' = 3.6$ m

Tenant compte de la sismicité de la région, les poteaux ont été substitués par des voiles intermédiaires espacés de 14m et de longueur de 60m.

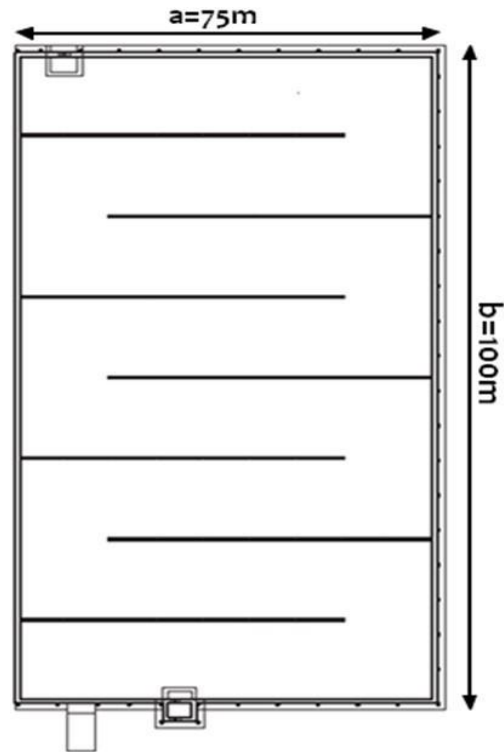


Figure 5.2 – Paramètres géométriques du réservoir-vue en plan

5.5.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Pour une meilleure stabilité de la structure, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés de façon à reprendre les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : les séismes.

Le pré-dimensionnement de la structure est établi selon les règles BAEL91 et RPA99, version 2003.

Voiles Les voiles sont des éléments en béton armé qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types de voiles :

- Voile de soutènement : Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.
- Voile de contreventement : C'est l'ensemble des éléments reprenant des efforts horizontaux.

Le R.P.A 99(version 2003) exige que les voiles de contreventement vérifient les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$
$$a \geq h_e / 2$$

- L : longueur du voile
- a : épaisseur des voiles
- he : hauteur libre
- a ≥ 400/20=20 cm

On prend a= 25 cm.

b) Dalle pleine Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5} = 1 \implies \frac{L_x}{L_y} > 0,4$$

Donc la dalle portant dans deux sens.

$$h \geq \frac{500}{30} \implies h \geq \frac{500}{30} \implies h \geq 17 \text{ cm.}$$

Donc on prend : h= 17 cm

c) Radier général

i- Pré dimensionnement :

h_t : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5 \text{ m}$)

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \\ h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

ii- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young ($E = 3.21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^3$)

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol. $K = 6 \text{ Kg/cm}^3 = 6 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

Du tableau de module de réaction du sol :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \implies h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t = 0,77 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max : $h_t = 0,77 \text{ m}$

On opte un $h_t = 0,80 \text{ m}$.

$$I = 0,066 \text{ m}^4, L_e = 3,45 \text{ m}$$

iii- Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 5,42 \text{ m} > 5,00 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ h_d = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

vi- Calcul Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_t}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } D = 50 \text{ cm}$$

Eléments	Section
Radier	Epaisseur : 50cm
voiles	Epaisseur : 45cm Hauteur : 4m
Dalle pleine	Epaisseur : 35m

Tableau 5.1 – Pré dimensionnement des différents éléments de la structure

5.5.3 Hypothèses de calcul

a) Normes utilisées :

- BAEL 91
- Normes algériennes : RPA version 2003

b) Caractéristique des matériaux utilisés

i) Béton

- Béton de propreté dosé à 150Kg/m³ de ciment CPA 325.
- Béton armé dosé à 350 Kg/m³, pour les éléments qui ne sont pas en contact direct avec l'eau.
- Béton armé dosé à 400 Kg/m³, pour les éléments en contact avec l'eau.

ii) Résistance caractéristique admissible :

A la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} :

Béton dosé à 350 kg/m ³	$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$
Béton dosé à 400 kg/m ³	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

iii) Acier :

Tous les aciers utilisés seront du type haut adhérence FE 400.

Contraintes de calcul des aciers pour l'état limite de service

- Fissuration préjudiciable : (lorsque l'élément est exposé aux intempéries ou à des condensations) (tous les éléments hors d'eau)
- La contrainte des armatures tendues est limitée à la plus faible des deux valeurs
 $2/3 f_e$ et $150 \eta \quad \delta_s = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ MPa}$

f_e limite d'élasticité des aciers

η : coefficient de fissuration $\eta = 1.6$ pour le Fe 400

- Fissuration très préjudiciable : lorsque l'élément est exposé à un milieu agressif (tous les éléments noyés dans l'eau)
- La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus faible des deux valeurs

$0.5 f_e$ et $150 \eta \quad \delta_s = 176 \text{ MPa} = 1760 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de calcul pour l'état limite ultime

$$\gamma_s = 1.15 f_e \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

— Caractéristique du sol

Nous avons limité la contrainte maximale de l'ouvrage sur le sol à moins de 1 bar. C'est à dire un sol de qualité médiocre.

c) Combinaisons d'action des charges :

i- Etat limite de service ELS $Q = G + P$

ii- Etat limite ultime ELU $Q = 1.35 G + 1.5P$

iii- Actions à prendre en compte Les actions à prendre en compte comprennent :

Les actions permanentes (G) :

- Poids propre, poids des superstructures
- Charge d'étanchéité + isolation thermique sur la dalle + enduit
- Poids et poussées des terres
- Déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

Les actions variables :

- Poids et poussée du liquide contenu (Q), le cas de l'ouvrage vide ($Q = 0$) étant également à considérer
- Charges climatiques : neige (S_n)

- Charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations : Charge d'exploitation sur remblai 100 Kg/m et charge d'exploitation sur la dalle 100Kg/m
- Effets thermiques, c'est-à-dire les variations de températures tant intérieures qu'extérieures, et le gradient thermique entre deux faces opposées, ou génératrices, dû à un ensoleillement différent.

Pour les effets de la température, les températures extérieures doivent être estimées en tenant compte de l'emplacement de l'ouvrage (site géographique - à l'air libre ou enterré). Le CCTP définit ces températures, ainsi que les températures T_{max} et T_{min} du liquide. C'est en particulier à partir de ces températures que sont définis les gradients de température sollicitant les parois.

A défaut de ces précisions, il sera retenu : $(T_i - T_e) = 20^\circ\text{C}$. Il faut aussi tenir compte de :

- L'influence du retrait
- L'intervention du fluage

iv) Actions accidentelles (séismes) Il sera tenu en compte dans le calcul des éléments de la structure des sollicitations provenant des combinaisons accidentelles faisant intervenir le séisme suivant les règlements du RPA 99 révisé 2003. Conformément à ce règlement, le site est considéré comme étant en zone III (Sismicité élevée). Les ouvrages sont considérés comme faisant partie du groupe d'usage 1A. Le coefficient d'accélération de zone "A" est égal à 0,40.

Les combinaisons d'actions :

Les calculs sont effectués à l'ELU, à l'ELS, et à l'ELA

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable, la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur ξ (MPa), donnée par l'expression suivante :

$$\text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

La contrainte dans le cas préjudiciable est donc égale à 250 MPa.

Si la fissuration est considérée comme très préjudiciable, la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0,8 \xi$ (MPa). La contrainte dans le cas très préjudiciable est donc égale à 200 MPa.

Le tableau 5.2 récapitule toutes les caractéristiques des matériaux retenues par l'étude génie civil de l'ouvrage.

Paramètre	Valeur	
limite d'élasticité des aciers fe	500 MPa	
résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours fc28	25 MPa	
contrainte limite de compression du béton bc (ELU)	14.16	
contrainte limite de compression du béton bc (ELS)	15	
Résistance à la traction du béton ft28	2.1	
module d'élasticité de l'acier E	200 000 MPa	
Fissuration	Très préjudiciable	
Limite de contrainte de traction des armatures Sans fascicule 74	200 MPa
	Application du fascicule 74	169 MPa

Tableau 5.2 – caractéristique des matériaux utilisés pour l'étude génie civil

5.6 Modélisation sur le logiciel SAP 2000

5.6.1 Modélisation de la structure

La conception finale, étant choisie, l'objet de cette partie est la modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000.

On modélise un seul réservoir, puisque le joint le divise en deux structures séparées

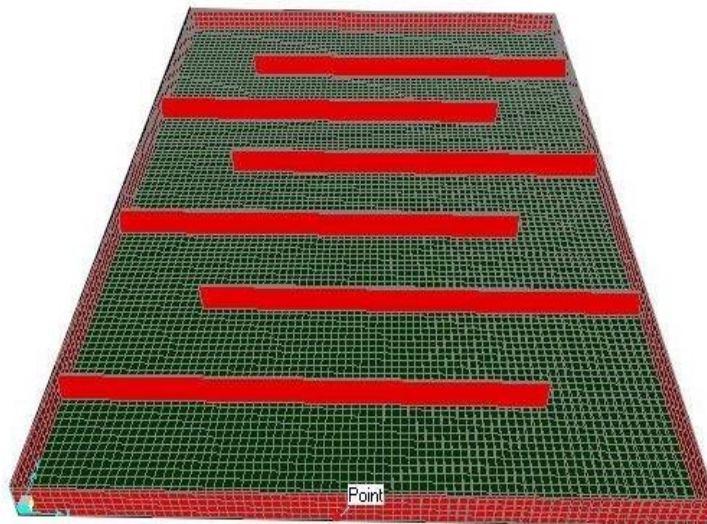


Figure 5.3 – Modélisation du réservoir sur le logiciel SAP 2000

5.6.2 Définition des matériaux

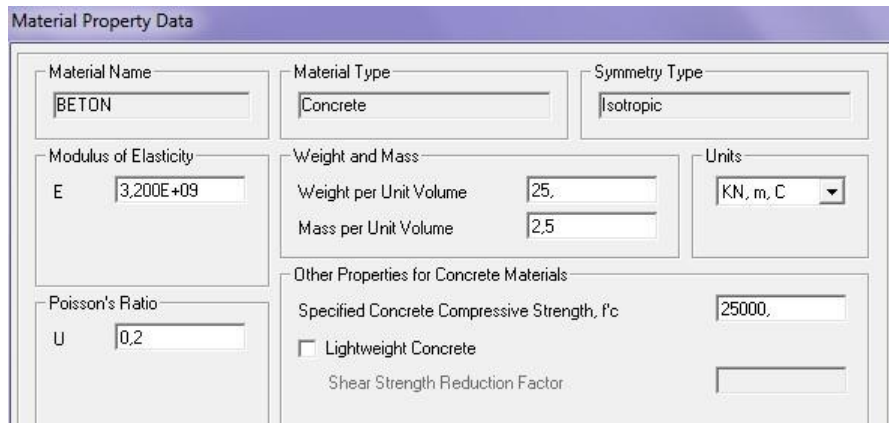


Figure 5.4 – Fenêtre de définition des matériaux

Béton : $f_{c28}=25$ Résistance caractéristique a 28 jours
 $V=0.2$ coefficient de poisson.
 $E=3,200E+09$ Module d'élasticité.
 Acier : Fe400

5.6.3 Définition des sections surfaciques

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 donnent les fenêtres du logiciel pour la définition des sections surfacique.

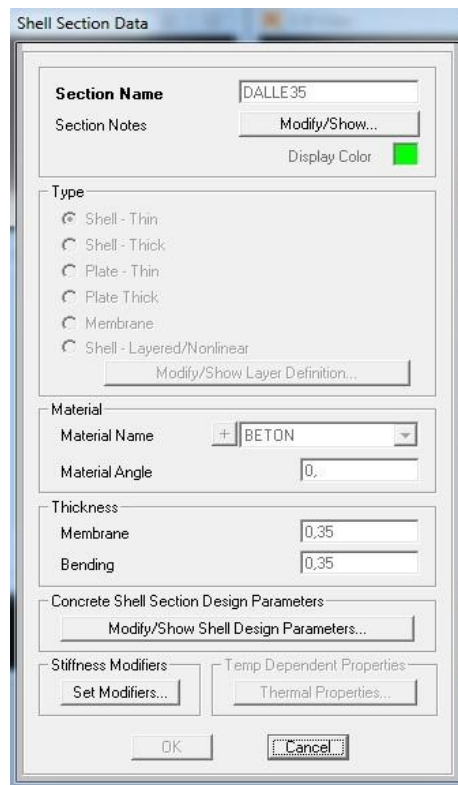


Figure 5.5 – Définition de la section de la dalle

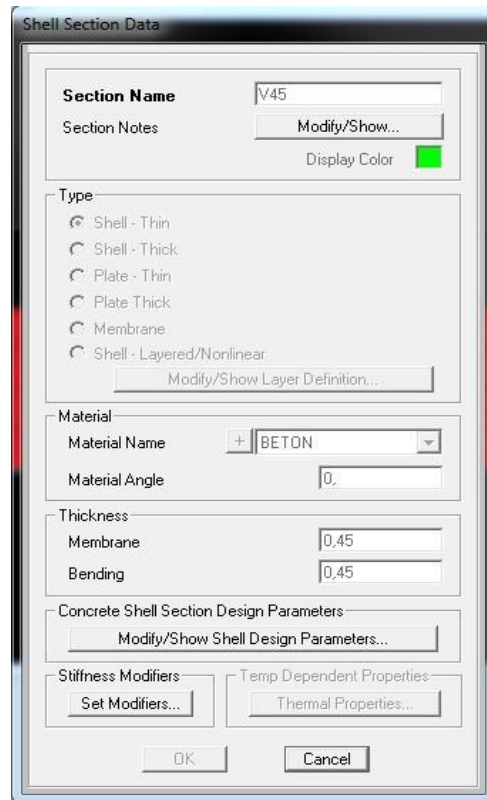


Figure 5.6 – Définition de la section des voiles

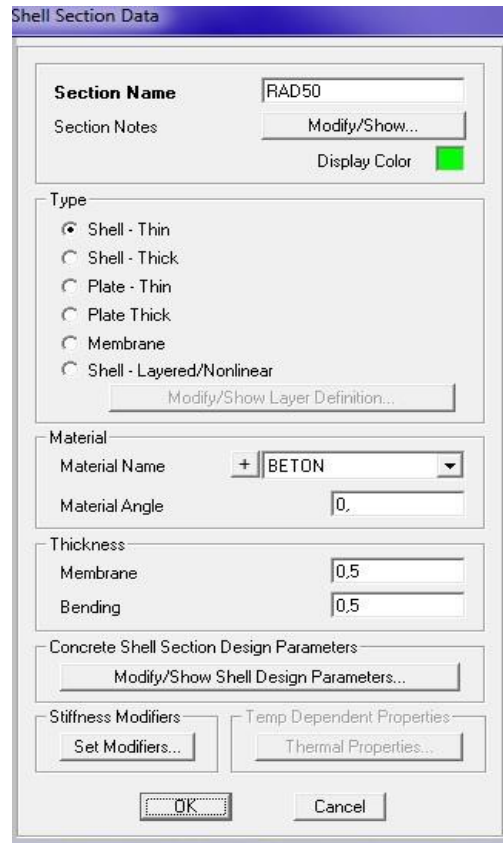


Figure 5.7 – Définition de la section du radier

5.6.4 Définition du chargement

La figure 5.8 donne la saisie pour la définition du chargement.



Figure 5.8 – Définition du chargement

5.6.5 Sollicitations de calcul

Les efforts auxquels sont soumis les différents éléments de la structure sont :

- Poids propre de l'ouvrage et charges permanentes
- Charges d'exploitation
- Poussée du sol au repos
- Surcharges d'exploitation sur remblai
- Poussée statique de l'eau
- Élévation uniforme de température de 20 °C
- Gradient de température de 22 °C

5.7 Résultats de la modélisation

5.7.1 Étude des voiles

La paroi est considérée encastree dans le radier et libre à l'extrémité supérieure.

La poussée des terres est négligeable car elle est difficilement mobilisable étant donné la qualité des remblais sur chantier. La paroi sera calculée à la poussée hydrostatique intérieure uniquement.

a) Résultats cartographiques

Les moments en KN/m² générés sur les voiles sont présentés sous forme de champs sur la figure 5.9.

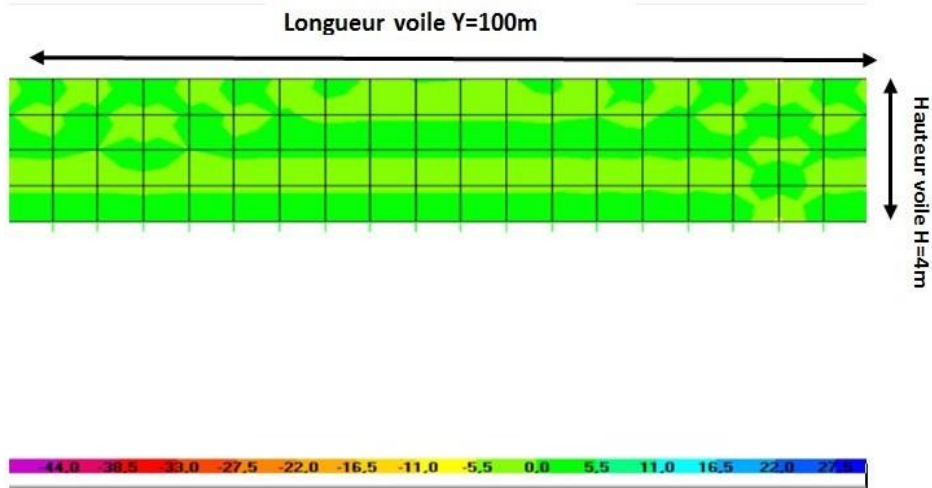


Figure 5.9 – Champs des moments sur les voiles

Le tableau 5.3 récapitule les valeurs des moments sur les voiles pour différentes hauteurs.

Hauteurs (m)	Moment (KN/m ²)	
	Suivant X	Suivant Y
H=0	4 015,52	803,60
H=1	-1 077,83	-215,56
H=2	-286,48	57,29
H=3	-453,57	-90,71
H=4	1 537,13	307,42

Tableau 5.3 – Résultats des moments sur les voiles en fonction de la hauteur

Les figures 5.10 et 5.11 donnent les variations des forces appliquées sur les voiles respectivement dans les directions X (largeur) et Y (longueur) des voiles.

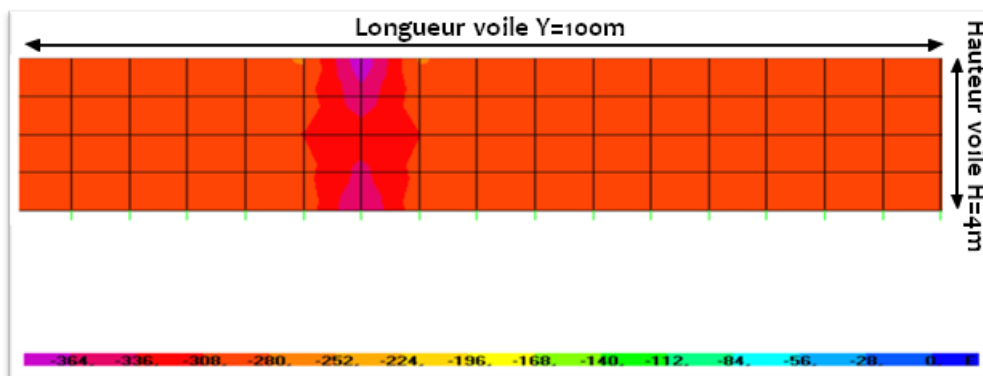


Figure 5.10 – Champs des forces appliquées sur les voiles - direction X

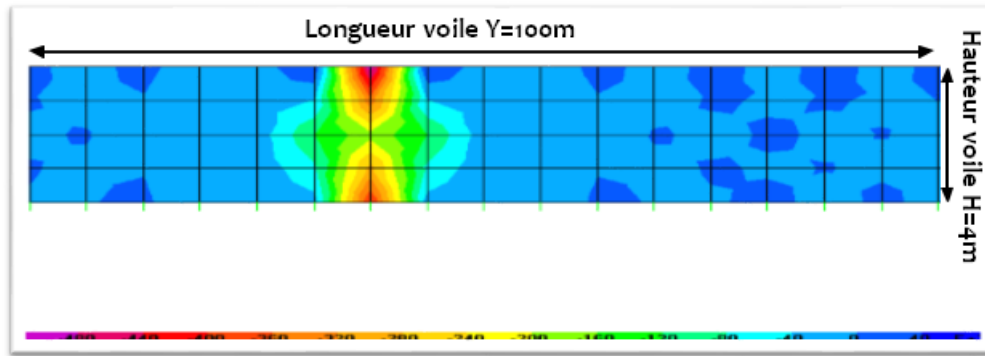


Figure 5.11 – Champs des forces appliquées sur les voiles - direction Y

Pour différentes hauteurs des voiles le tableau 5.4 donne les forces maximales dans les deux directions.

Hauteurs (m)	Force (KN/m)	
	Suivant X	Suivant Y
H=0	-3 666 652,13	-407 662,28
H=1	-344 439,32	-296 596,17
H=2	-322 712,99	-187 964,89
H=3	-355 178,78	-350 293,45
H=4	-387 157,76	-510 188,06

Tableau 5.4 – Résultats des forces sur les voiles

La variation des forces sur les voiles sont schématisées sur la figure 5.12. La figure 5.13 donne les variations des moments en fonction des hauteurs.

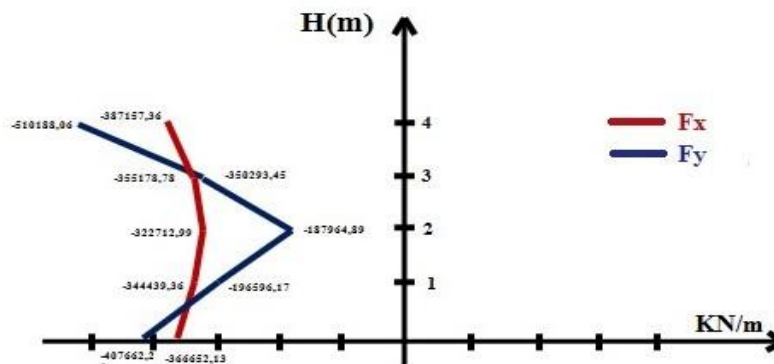


Figure 5.12 – Diagramme des forces F_x et F_y au niveau des voiles du réservoir

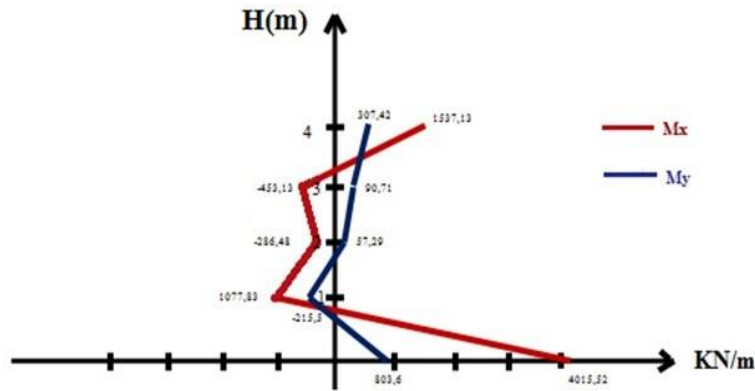


Figure 5.13 – Diagramme des moments M_x et M_y sur les voiles

Sur la base des résultats donnés par le logiciel le tableau 5.5 donne les valeurs de déplacements en fonction des hauteurs des voiles.

Hauteurs (m)	Déplacements (mm)
H=0m	53.91
H=1	54
H=2	47.5
H=3	44.29
H=4	43.08

Tableau 5.5 – Résultats des déplacements sur les voiles

5.7.2 Étude de la dalle du réservoir

Les charges sont réparties sur toute la surface.

La dalle se calcule comme pour un plancher de bâtiment. Toutefois, il y a lieu de tenir compte, pour le calcul, des réactions des rives introduites par les parois verticales :

- Soit traction si l'appui est simple,
- Soit traction et moment de flexion s'il y a encastrement.

La figure 5.14 schématise les sollicitations sur la dalle du réservoir sous forme de contraintes.

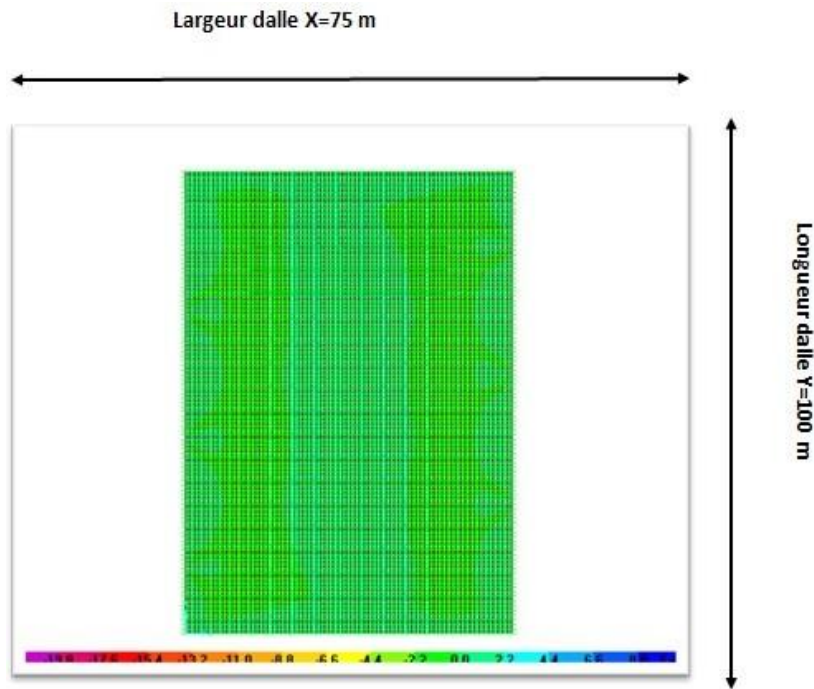


Figure 5.14 – Sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m²)

Le tableau 5.6 donne les valeurs de sollicitations maximales sur la dalle dans les deux directions.

Forces (KN/m)		Moments (KN/m)	
Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
-384 899,64	61,82	21,6858	108,4288

Tableau 5.6 – Résultats des sollicitations sur la dalle du réservoir

5.7.3 Etude du radier du réservoir

Le radier est considéré comme une plaque circulaire encastree dans le voile. La charge totale est uniformément répartie sur toute la surface du radier. Dans le cas d'un fond constitué d'un radier, ce dernier sera sollicité par :

- Des charges réparties sous les parois extérieures et les chicanes
- Des charges localisées sous les voiles
- Poids de l'eau

La figure 5.15 schématise les sollicitations sur le radier du réservoir sous forme de contraintes.

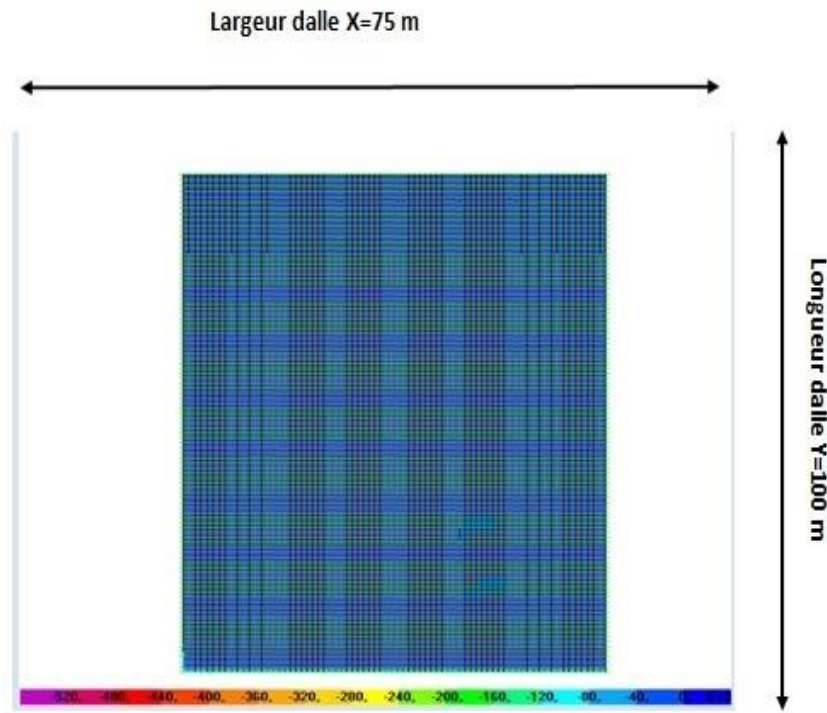


Figure 5.15 – Sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m^2).

Le tableau 5.7 donne les valeurs de sollicitations maximales sur le radier dans les deux directions.

Forces (KN/m)		Moments (KN/m)	
Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
-374 220	-374 220	60,5 133	-130,0 136

Tableau 5.7 – Résultats des sollicitations sur le radier du réservoir

Le tableau 5.8 récapitule les contraintes maximales sur les éléments structuraux de l'ouvrage

	Contraintes (KN/m ²)	
	Suivant X	Suivant Y
Dalle	-1 072 163,92	-106 2831,99
Voiles	-853 073,68	11 431,62
Radier	-3 599,56	730,27

Tableau 5.8 – Résultats des contraintes sur les éléments de l'ouvrage

5.8 Variante réservoir circulaire

5.8.1 Discrétisation de l'ouvrage

D'une manière similaire à la variante rectangulaire l'ouvrage de forme circulaire a été discrétisé en 3D

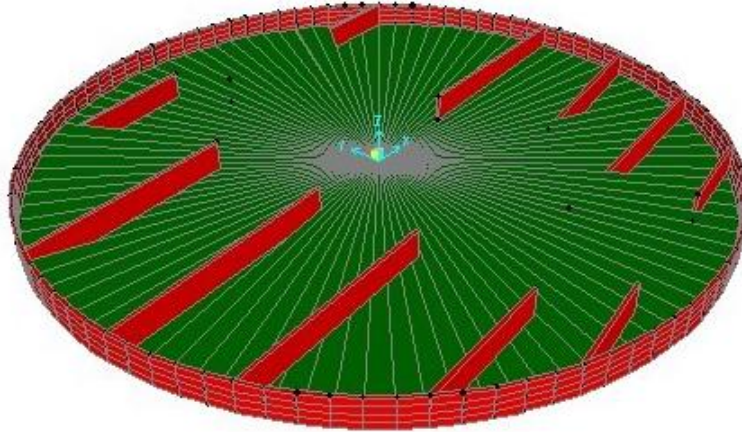


Figure 5.16 – Modélisation du réservoir sur le logiciel SAP2000

5.8.2 Géométrie de l'ouvrage

- Dimensions en plan du réservoir : Diamètre = 97.7 m
- Hauteur totale de la paroi : 4 m
- Hauteur de l'eau : 3.60 m

5.8.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le tableau 5.9 donne les dimensions des éléments de l'ouvrage

Eléments	Section
Radier	Epaisseur : 50cm
Voiles	Epaisseur : 50cm
	Hauteur : 4m
Dalle pleine	Epaisseur : 35m

Table 5.9 – Pré-dimensionnement des différents éléments de la structure

5.9 Résultats de la modélisation

5.9.1 Étude des voiles

La paroi est considérée encastree dans le radier et libre à l'extrémité supérieure.

La poussée des terres est négligeable car elle est difficilement mobilisable étant donné la qualité des remblais sur chantier. La paroi sera calculée à la poussée hydrostatique intérieure uniquement.

a) Résultats cartographiques

Les moments en KN/m^2 générés sur les voiles sont présentés sous forme de champs sur la figure 5.17 et 5.18.

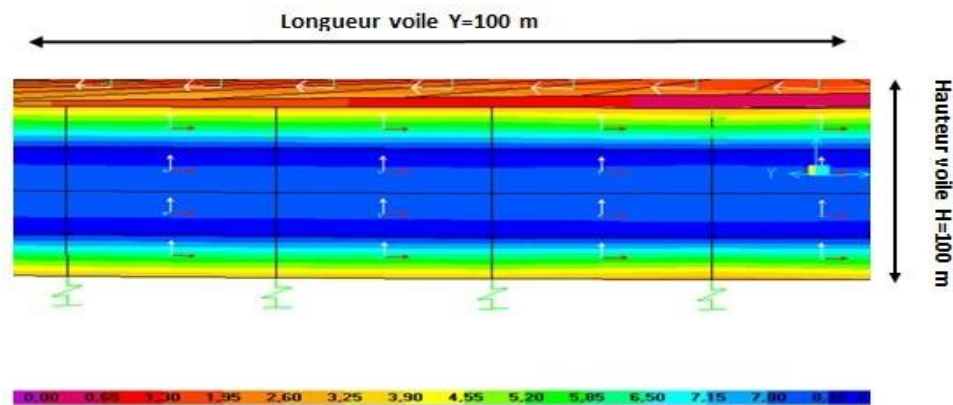


Figure 5.17 – Champs des moments appliqués sur les voiles - direction X

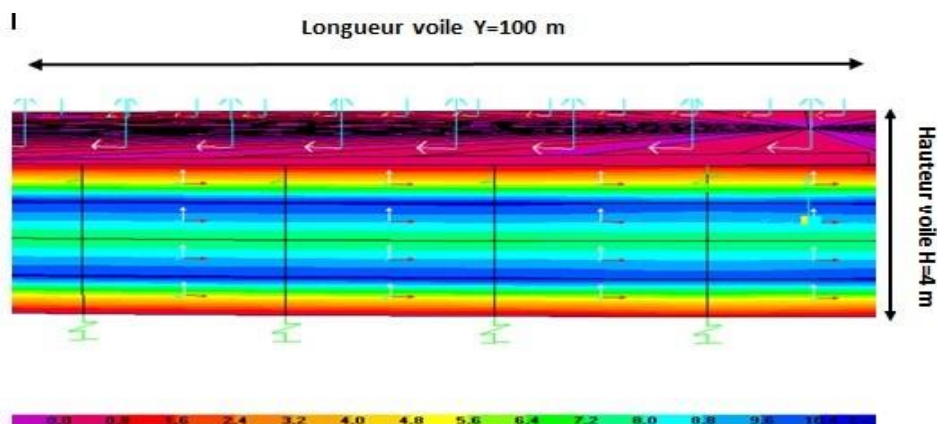


Figure 5.18 – Champs des moments appliqués sur les voiles - direction Y

Le tableau 5.10 récapitule les valeurs des moments sur les voiles pour différentes hauteurs.

Hauteurs (m)	Moment (KN/m ²)	
	Suivant X	Suivant Y
H=0	3 428,06	4 49,92
H=1	-8 701,44	10 492,63
H=2	8 062,11	-7 343,09
H=3	8 672,98	9 853,07
H=4	3 436,70	-203,69

Table 5.10 – Résultats des moments sur les voiles

Les figures 5.19 et 5.20 donnent les variations des forces appliqués sur les voiles respectivement dans les directions X (largeur) et Y (longueur) des voiles.

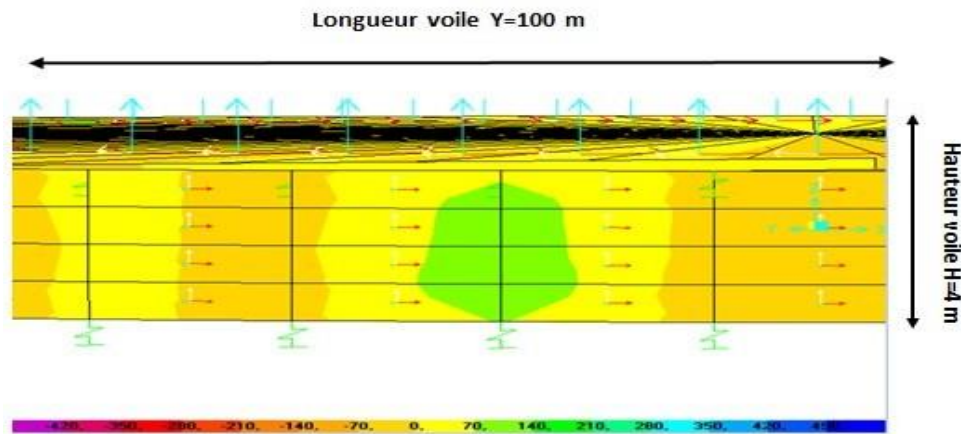


Figure 5.19 – champs des forces appliquées sur les voiles - direction X

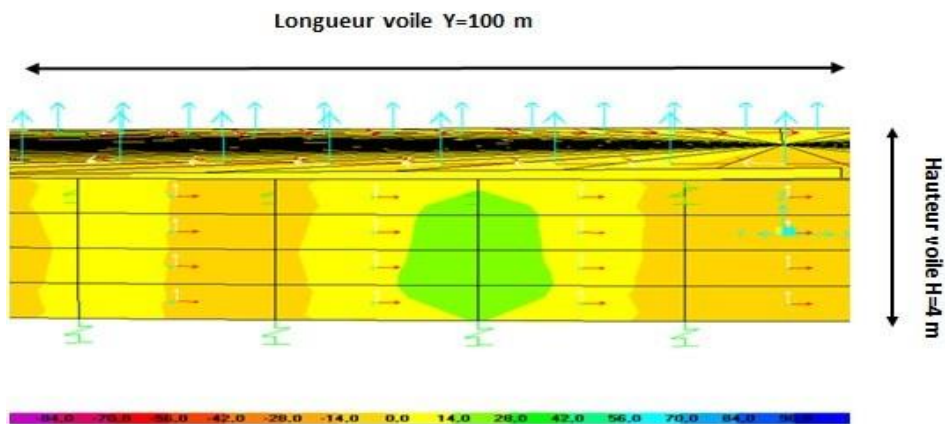


Figure 5.20 – champs des forces appliquées sur les voiles - direction Y

Le tableau 5.11 récapitule les valeurs des moments sur les voiles pour différentes hauteurs.

Hauteurs (m)	Force (KN/m ²)	
	Suivant X	Suivant Y
H=0	13,65	66,23
H=1	24,12	97,11
H=2	18,78	86,62
H=3	19,48	91,25
H=4	9,08	45,97

Tableau 5.11 – Résultats des forces sur les voiles

La variation des forces sur les voiles sont schématisées sur les figures 5.20 et 5.21. La figure 5.22 donne les variations des moments en fonction des hauteurs.

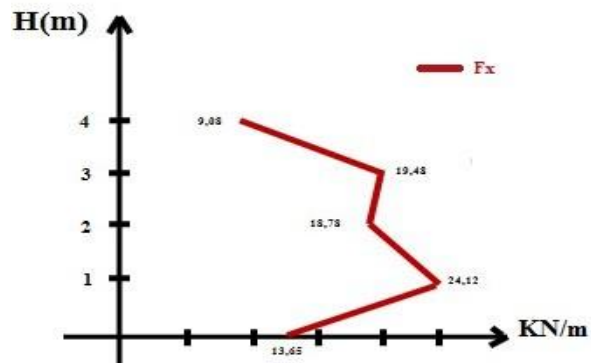


Figure 5.21 – Diagramme des forces F_x au niveau des voiles du réservoir

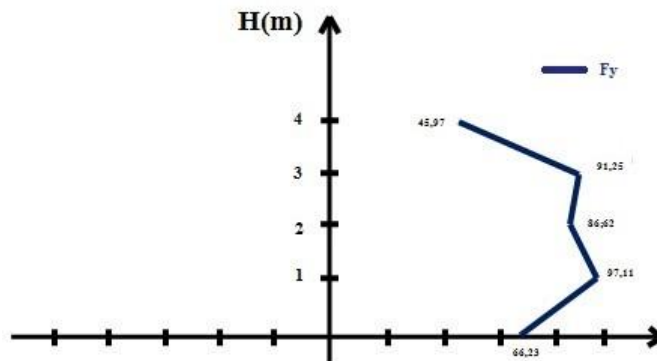


Figure 5.22 – Diagramme des forces F_y au niveau des voiles du réservoir

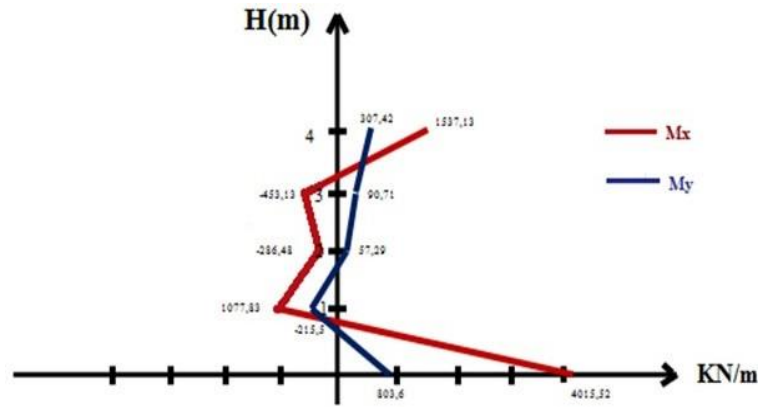


Figure 5.23 – Diagramme des moments M_x et M_y au niveau des voiles du réservoir

Sur la base des résultats donnés par le logiciel le tableau 5.12 donne les valeurs de déplacements en fonction des hauteurs des voiles.

Hauteurs (m)	Déplacements (mm)
H=0m	25,81
H=1	25,8
H=2	25,81
H=3	25,48
H=4	25,5

Tableau 5.12 – Résultats des déplacements sur les voiles

5.9.2 Etude de la dalle du réservoir

Les charges sont réparties sur toute la surface.

La dalle se calcule comme un plancher de bâtiment. Toutefois,

il y a lieu de tenir compte, pour le calcul, des réactions des rives introduites par les parois verticales :

- Soit traction si l'appui est simple,
- Soit traction et moment de flexion s'il y a encastrement.

Les figures 5.24 et 5.25 schématisent les sollicitations sur la dalle du réservoir sous forme de forces et moments.

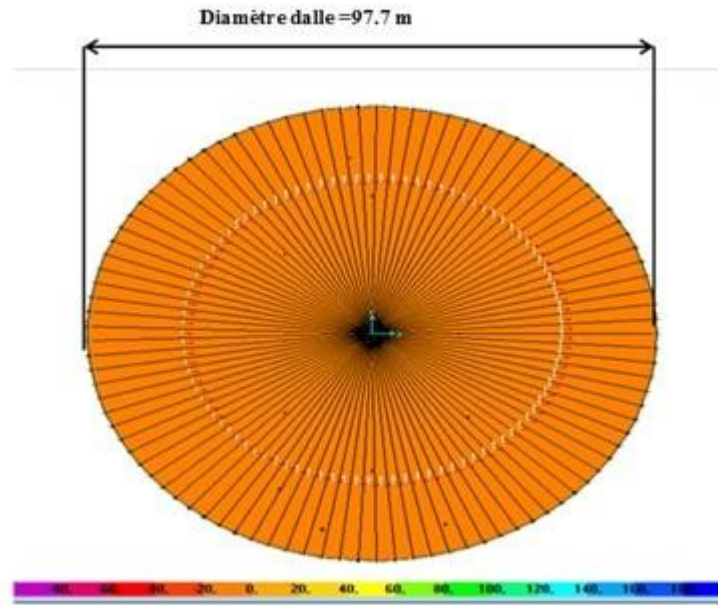


Figure 5.24 – sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m)-direction X

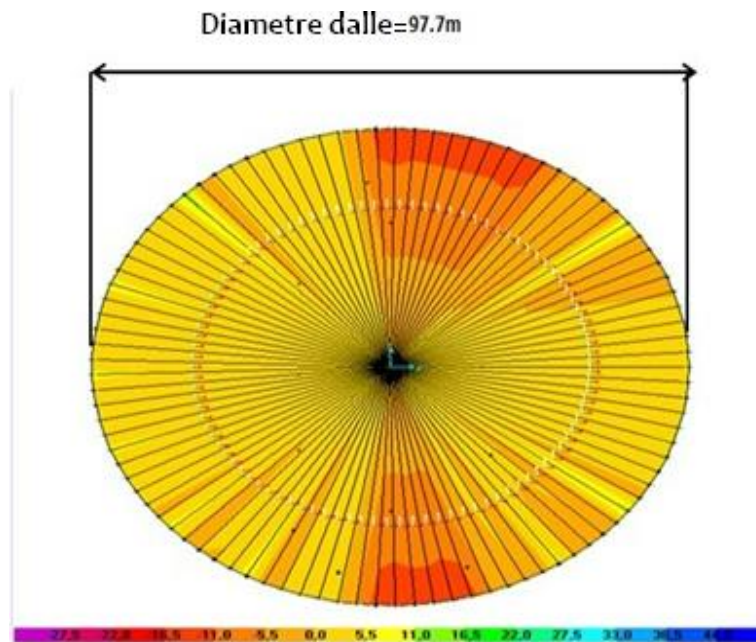


Figure 5.25 – sollicitations sur la dalle du réservoir (KN/m)-direction Y

Le tableau 5.13 donne les valeurs de sollicitations maximales sur la dalle dans les deux directions.

Forces (KN/m)		Moments (KN/m)	
Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
0,77	3,84	7,0983	35,4913

Tableau 5.13 – Résultats des forces et des moments sur la dalle du réservoir

5.9.3 Etude du radier

Le radier est considéré comme une plaque circulaire encadrée dans le voile. La charge totale est uniformément répartie sur toute la surface du radier. Dans le cas d'un fond constitué d'un radier, ce dernier sera sollicité par :

- Des charges réparties sous les parois extérieures et les chicanes
- Des charges localisées sous les voiles
- Poids de l'eau

Les figures 5.26 et 5.27 schématisent les sollicitations sur le radier du réservoir sous forme de forces et moments.

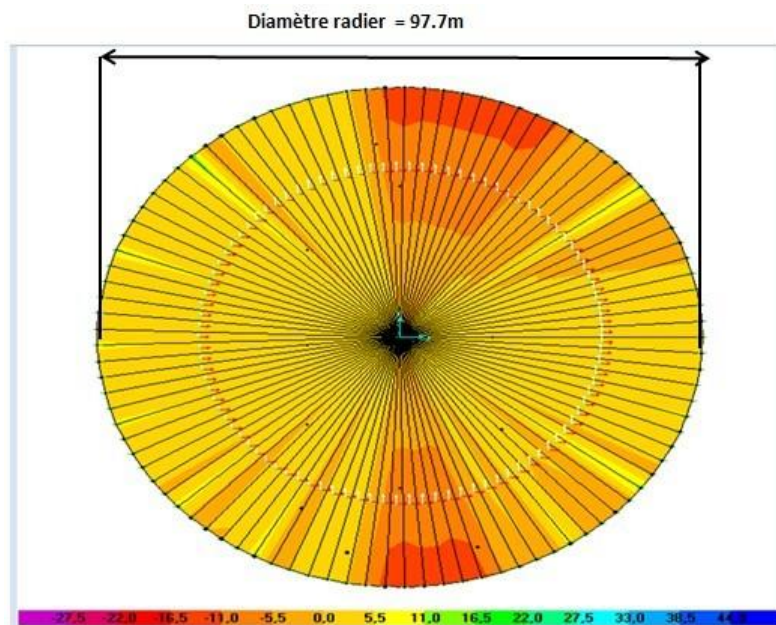


Figure 5.26 – Sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m)-direction X

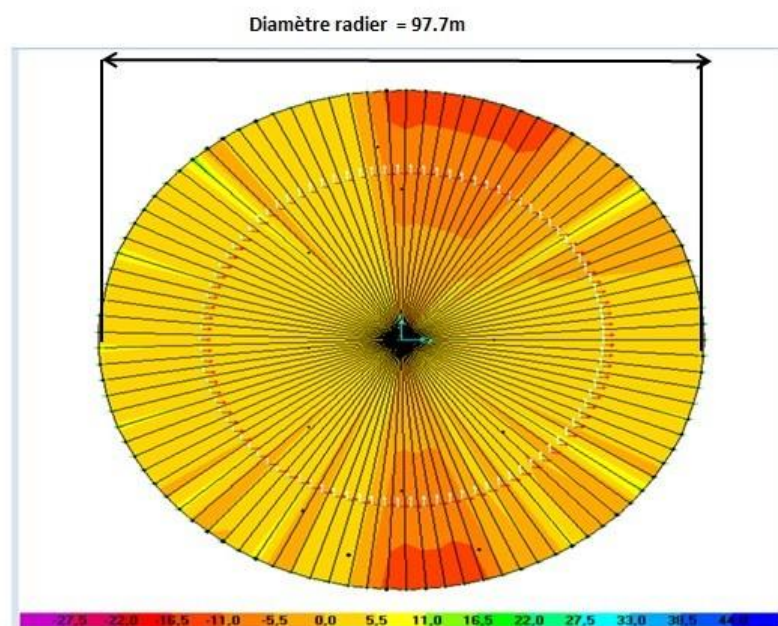


Figure 5.27 – Sollicitations sur le radier du réservoir (KN/m)-direction Y

Le tableau 5.14 donne les valeurs de sollicitations maximales sur le radier dans les deux directions.

Forces (KN/m)		Moments (KN/m)	
Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
1 978,10	1 978,10	-27,6 508	-14,3 684

Tableau 5.14 – Résultats des forces et des moments sur le radier du réservoir

Le tableau 5.15 récapitule les contraintes maximales sur les éléments structuraux de l'ouvrage.

	Contraintes (KN/m ²)	
	Suivant X	Suivant Y
Dalle	5 14,67	44,71
Voiles	-168,82	-844,11
Radier	-50,87	-511,34

Tableau 5.15 – Résultats des contraintes sur le réservoir

5.10 Analyse comparative structurelle des variantes

Pour des raisons liées à une analyse comparative entre les modes conceptuels traités (forme rectangulaire ou circulaire), nous avons récapitulé sur le tableau 5.16 les valeurs maximales des contraintes, efforts, et moments sur les éléments structuraux des deux variantes.

Eléments	Réservoir Rectangulaire			Réservoir circulaire		
	Contrainte max (KN/m ²)	Effort max (KN/m)	Moment max (KN/m)	Contraint max (KN/m ²)	Effort max (KN/m)	Moment max(KN/m)
Dalle	-1 062 831,99	61,82	108,4288	514,67	3,84	35.4 913
Voile	11 431,62	-187 964,89	4 015,52	-168,82	97,11	10 492,63
Radier	730,27	-374 220	60,5133	-50,87	1 978,10	-14,3 684

Tableau 5.16 – Comparaison des sollicitations en fonction du mode conceptuel

Les figures 5.28 et 5.29 donnent pour les deux modes conceptuels une analyse comparative sur :

- Les contraintes développées sur les radiers et voiles des ouvrages
- Les déplacements sur les hauteurs des voiles pour les deux variantes.

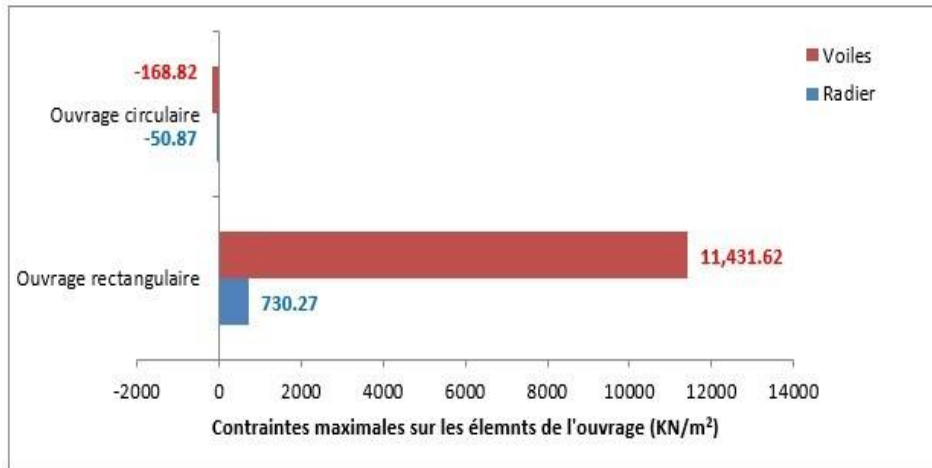


Figure 5.28 – variation des contraintes sur le radier et les voiles en fonction du mode conceptuel de l'ouvrage.

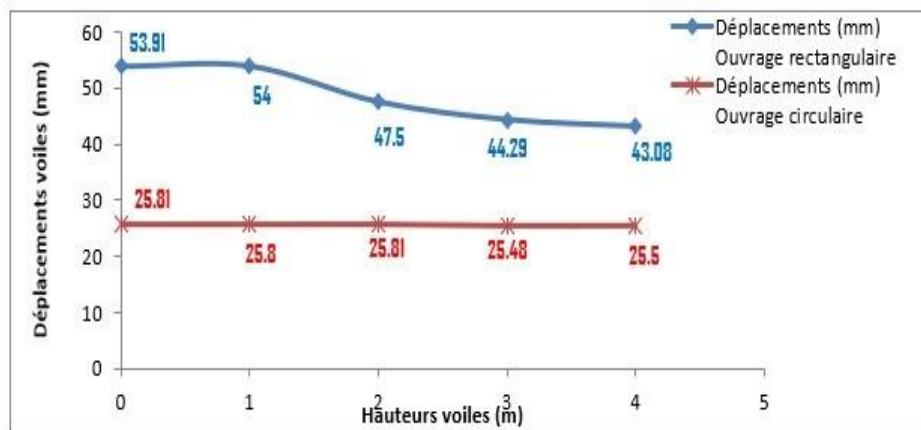


Figure 5.29 – variation des déplacements sur les voiles en fonction du mode conceptuel de l'ouvrage.

5.11 Interprétations des résultats

A travers les études menées et l'analyse comparative conceptuelle, nous pouvons déduire les conclusions suivantes :

- L'analyse des contraintes maximales au niveau du radier et des voiles de l'ouvrage en forme rectangulaire donne des valeurs respectives de 730,27 et 11 431,62 KN/m². Pour la forme circulaire, ces contraintes maximales sont insignifiantes et valent -50,87 et -168,82 KN/m² respectivement pour le radier et les voiles du réservoir.
- En analysant les valeurs des déplacements, on enregistre pour la forme rectangulaire une fluctuation allant de 43 à 54 mm environ. La conception de l'ouvrage en forme circulaire génère une uniformité des déplacements se stabilisant autour de 25 mm, ce qui représente la moitié des valeurs pour la conception en forme rectangulaire.

- Pour les grandes capacités de stockage, les diamètres du réservoir de forme circulaire augmente, ceci génère des moments importants à l'encastrement des voiles et rend cet encastrement difficile. En effet, et en analysant les valeurs des moments d'encastrement des voiles obtenus par la modélisation, nous constatons que les valeurs sont respectivement de 4 015.52 KN/m² et de 10 492.63 KN/m² pour la forme rectangulaire et circulaire, ce qui représente le double des valeurs.
- Sur le plan économique, la forme circulaire offre plus d'avantage. L'écart financier peut excéder 15%. Si l'ouvrage de forme circulaire est écarté, c'est surtout à cause des considérations de construction, de mise en place et de coffrage.

Conclusion générale

L'acte de construire s'est considérablement complexifié ces dernières années. Cette complexification concerne au premier rang la partie géotechnique des ouvrages, terrassements, soutènements et fondations en particulier. Sans une bonne maîtrise de la géotechnique, le projet ne peut réussir. La géotechnique est une science complexe. Elle est un savant mélange entre théorie et empirisme, entre mécanique des milieux continus et expérience personnelle des ingénieurs. La modélisation de l'interaction sol-structure est conditionnée par la nature des sols, par la nature et l'intensité des efforts, par la géométrie du contact entre sol et structure, par les techniques de réalisation et par le phasage des travaux.

Le coût d'une étude géotechnique est sans rapport avec les enjeux financiers d'un projet. Ainsi, une étude géotechnique complète, comprenant toutes les missions, représente un très faible pourcentage du coût des ouvrages.

Les terrassements sur des sols vulnérables, dans des conditions topographiques particulières, pour des ouvrages à grand enjeu sécuritaire doivent faire appel, désormais, à l'étude géotechnique des terrassements.

Aussi, l'analyse structurelle des ouvrages hydrauliques, notamment les ouvrages de stockage d'eau de grandes capacités, doit obligatoirement s'appuyer sur des critères de conception rationnels intégrant aussi bien des choix judicieux liés à la forme, à l'économie du projet et au comportement des éléments de la structure à long terme.

Telles sont autant de considérations à prendre en charge pour une vision globale de la problématique. Le cas du réservoir $2 \times 30\ 000\ \text{m}^3$ à Kherba, wilaya de Chlef est très instructif. En effet. La topographie et la nature géologique du terrain devait en principe attirer l'intention du concepteur pour une étude géotechnique assez poussée. La capacité importante de l'ouvrage devait également exiger une analyse de variantes par rapport à la forme géométrique.

A travers l'analyse de la stabilité au glissement du versant recevant l'ouvrage dans différents cas de figures traités et en tenant compte des aspects liés à l'influence des mouvements de sol sur la stabilité a permis de déduire des enseignements forts intéressants. Ces enseignements reposent sur le principe de l'obligation d'anticiper ce type de pathologies éventuelles lors des investigations s'intégrant dans le cadre des études de conception de l'ouvrage.

- La stabilité au glissement du profil naturel recevant l'ouvrage est assurée avec un coefficient qui vaut 2.87.
- Les terrassements dans le cas d'implantation de l'ouvrage en haut du versant n'ont pas occasionné de réduction significative du coefficient de sécurité ($K_s = 2.69$).

- Pour le cas des terrassements opérés à mi-hauteur et en bas du versant, la stabilité au glissement n'est nullement assurée avec des coefficients de sécurité au glissement respectifs $F_s = 0.82$ et $F_s = 0.13$.
- Le chargement occasionné par le poids de l'ouvrage a eu une influence sur la stabilité du versant avec un minimum $F_s = 1.66$ pour le cas d'implantation en bas du versant, une valeur intermédiaire $F_s = 1.85$ dans le cas d'implantation à mi-hauteur et une valeur maximale $F_s = 2.16$ pour un lieu d'implantation en haut du versant.

Sur le plan des choix structurels, l'étude des éléments de la structure et l'analyse comparative engagée entre les deux formes géométriques de l'ouvrage ont débouché sur les conclusions suivantes :

- L'ouvrage de forme rectangulaire, malgré la présence de voiles compartimentant le réservoir au nombre de 7, n'ont pas pu limiter les contraintes dans le béton. En effet, l'analyse des contraintes maximales au niveau du radier et des voiles de l'ouvrage donne des valeurs respectives de 730,27 et 11 431,62 KN/m². Pour la forme circulaire, ces contraintes maximales sont insignifiantes et valent - 50,87 et -168,82 KN/m² respectivement pour le radier et les voiles du réservoir.
- En analysant les valeurs des déplacements, on enregistre pour la forme rectangulaire une fluctuation allant de 43 à 54 mm environ. la conception de l'ouvrage en forme circulaire génère une uniformité des déplacements se stabilisant autour de 25 mm, ce qui représente la moitié des valeurs pour la conception en forme rectangulaire.

En guise de synthèse, et pour ce type de situations géotechniques et pour ce type d'ouvrage de grandes capacités, nous pouvant lancer quelques recommandations permettant d'éviter ou de maîtriser les éléments conceptuels ainsi que la sécurité globale de les ouvrages dans leur environnement en l'occurrence :

- Intégrer, au niveau des cahiers des charges des études d'ouvrages similaires, l'analyse de la stabilité des versants, devant recevoir ces ouvrages, avec étude de l'impact des terrassements et des surcharges sur la sécurité globale,
- intégrer aussi, lorsque cela est nécessaire au niveau de la consistance des études de conceptions, des études géotechniques de terrassements pour des zone présentant des risques ou pouvant présenter des risques suite à l'impact des travaux,
- Instaurer l'obligation des reconnaissances géotechniques complémentaires, lorsque cela est nécessaire, pour des situations de site présentant des enjeux importants de sécurité,
- Introduire au niveau des cahiers des charges des études d'ouvrages de stockage de grande capacité, l'obligation d'analyse de variantes de conception géométrique tant sur le plan technique qu'économique.

Bibliographie

- [1] u. c. laboratoire central des travaux publics LCTP, “réservoir kherba,” *rapport final*, 2011.
- [2] “rapport d’aménagement et de la stabilité du versant naturel dans le cadre de la remise en état des lieux. ain defla : Groupement cmtp-omega enginnering,” (*s.d.*), 2011.
- [3] A. Benaissa, *Glissement de terrain, calcul de stabilité*. O.P.U., 2003.
- [4] N. Ouatmani and H. Ben Dadouche, *Stabilité des versants Application sur un glissement à Barbacha (école primaire 08 Mai 1945)*. PhD thesis, <http://univ-bejaia.dz/dspace/123456789/7504>, 2011-2012.
- [5] T. de l’ingénieure, “Stabilité des pentes,” no. C 245.
- [6] G. J.L.Durville, *stabilité des pentes (glissement en terrain meuble)*. Technique de l’ingénieur.
- [7] Y.kabou and L.Merad, *Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua ouzemour (bejaia)*. PhD thesis, ENIT, 2013.
- [8] G. FILLIAT, “La pratique des sols et fondations,” p. 1390 p. : ill. ; 29 cm, 1981.
- [9] Kallel.O., *Procédés Généraux de Construction Travaux de terrassement*. PhD thesis, Université de Bejaia, 2008-2009.
- [10] “Les travaux de terrassement par étapes.” https://www.m-habitat.fr/preparer-son-projet/terrassement-par-etape/les-travaux-de-terrassement-920_A. Consulté le : 2019-02-16.
- [11] “s.d.” [google.com](https://www.google.com). Consulté le : 2019-02-18.
- [12] “Technique de l’ingénieur : Terrassement.” <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/>. Consulté le : 2019-02-18.
- [13] “Les terrassements/chapitre 4.” www.scribd.com. Consulté le : 2019-02-21.
- [14] “Technique de l’ingénieur : terrassements.” www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire. Consulté le : 2019-02-21.

-
- [15] B. O. Yacine, *Etude d'un réservoir d'eau de capacité 1500m³*. PhD thesis, université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2014.
- [16] "Etude d'un reservoir .partie 1 et 2.." <https://fr.scribd.com/doc/297091276/Etude-d-un-Reservoir>. Consulté le : 2019-02-11.
- [17] L. Lagagna, *Influence des tassements sur la stabilité des bacs de stockage énergétique*. PhD thesis, Université de Bejaia, 2016.
- [18] "Conception des réservoirs d'eau potable." Planète-tp.com. Consulté le : 2019-03-10.
- [19] "Réservoirs et composants." www.google.com. Consulté le : 2019-03-07.
- [20] "Réservoirs et composants." www.google.com. Consulté le : 2019-03-07.
- [21] L. Dahmani, *Calcul et conception des silos et réservoirs*. PhD thesis, Université Mouloud Mammeri de Tizou-ouzou, 2015.
- [22] Y. kabou and L. Merad, *Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua ouzemour (bejaia)*. PhD thesis, Université de Bejaia, 2013.
- [23] "Launay, j., hélène horsin molinaro." www.google.com. Consulté le : 2017-05-02.
- [24] R. . Brinkgreve, R. Al-Khoury, K. Bakker, P. Bonnier, P. Brand, B. H. S. G. Broere, W., P. Vermeer, D. Waterman, B. Simon, V. Bernhardt, and M. Reboul, *Manuel de référence*. PhD thesis, University of Technology and PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003. Version 8.
- [25] A. KEDDOURI, *Etude des pathologies de la digue de oued kreirech wilaya de djelfa*. PhD thesis, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2011.

9za

't,vg 3ç¥ 'a ,sksh otla çl,'9ls 'z¥ "a9ga £9¥ ä'a,£h "tll,'s zel'
 tlst> , çr,'9ls h aea "th'al,'9eli "tlr£ , 'vZ'v'n,h a>|'e ,S> 'a9laa ,9r,
 o,v¥£h "9lnsh ,e azll,th "tl93sh,tlfñj alst> "t>tar,h ,e ,9ar ,S> çar ta
 aatgsh "h,zæsh ozæ ,o,v|Z aer "hs "tll,> "aht ,z|sh" otla a|>r" 3ç¥ 'a
 çel9,t al>9s9|s h aellastl ti,vaa ,tle,th hzæ ,4/tlg's al9a|,th "t¥tn,th a,vñj
 ,e 9£,i£h "tll "l> 'a ta¥ ta9æh 9zlnj , 'vash 9h 3, h "aat¥ , ,esh
 9h 4|a£na 43r'fi ,S> 4/tlgsh,tll>h ,m' ta tlst>9 , t|>3|æ9 , tajl , "h,zzl' h
 "l> 'a 43|gsh ,sgtl> »9>r a>9|r al£ tajl qga ,tll>£h ,e ,tle, h hzæ ,ç,hs
 ,S> tll ,ç,hs h "l>s ti 9>el' t9le "9aj ,msh z|,skls9 "a9eas|9 "lstg>£h
 z¥9|th "e3a ,va , , , , , , 3,tesh "h,s h "ast¥ ,s| ,alst|9 , "h,tll>£h ozæ
 aee9sh , "£t ,e,otl,th a|>r" aa>e 4a| ,taj ,e ae,z,th a>ñsh a|£9 a| ,> a| ,e ,e
 : 't|rr'h "tllr¥ "Zz, h ozæ 39tl£r" "al>,'9i "aaala ,e çai,a ,zzla ,S>
 ,a> h 3ta >£ ,>tal,£h çæ9's aashZ ,zzl, h ,h,"lr£ 'vite, h "szela 4|>r"
 " " " " , 43|gsh ,ç> aa tllsh ozi,sh 3ta¥£h 'v,iti »szZ9
 "anZ ,z4|a£na 9h ç,hs7 43|g's ,9|æta,th çæ9's " ,ta,th ,S3|gsh 4|>zsh "
 "aa ,a9 ,mi> ,h ,ga, t9 t|>9s9| ,s h 'v,iti , al>ti 'a , t,m> 39a> h ,r ,msh , r' tlls|
 'viti9 "aensl alst> 'l,) 4/tlæ 4|aln' ,msh "h,zzl' h "tll ,S> ,a> h 3ta h
 ,all>çæ »szZ9 ç9,sk's çstate£|9 ,malsh "l>s h S> ,9|æta,th çæ9's
 ,a> h 3ta h , "tllsh , "h,zzl' h , "tll,> h :

Résumé

Les réservoirs semi-enterrés constituent des solutions assez intéressantes pour la distribution d'eau potable en garantissant des charges acceptables aux divers abonnés. Pour des raisons liées aux exigences de pressions de distribution, ils sont souvent implantés sur les versants d'altitude relativement importante. Les volumes produits ces dernières années à travers le dessalement des eaux de mer exigent des réservoirs de grandes capacités. Ces capacités importantes conditionnent les surfaces d'emprise des ouvrages. Ce critère combiné à la nature géologique des sites d'implantation, notamment celles marneuses ou argileuses, mérite une attention particulière en matière de stabilité au glissement des versants. Aussi, et sur le plan structurel, le choix est souvent porté vers la forme rectangulaire ou circulaire. Ce critère de choix est également important puisqu'il va orienter le comportement des éléments de l'ouvrage en terme de sollicitations, de contraintes et de déplacements développés en relation avec l'aspect thermique. Partant de ces considérations, et en considérant le cas du réservoir tampon 2x30 000 m³ Kherba à Chlef intégré dans le système du transfert de la station de dessalement de Ténès, implanté sur un versant haut marneux dans la région de Bouzghaia, le présent mémoire traite de deux aspects fondamentaux :

- Analyse multicritère de la stabilité du versant en fonction du lieu altimétrique des terrassements ainsi que l'influence des surcharges provoquées par l'ouvrage,
- Analyse structurelle comparative du mode conceptuel de l'ouvrage (circulaire ou rectangulaire).

Les résultats obtenus ont mis en évidence, d'une part, l'influence de la géologie, du profil et du mode des terrassements sur la stabilité des versants recevant des ouvrages de stockage de grande capacité et l'influence du mode conceptuel sur l'aspect technique et économique du projet ainsi que sur sa viabilité.

Mots clés : Réservoirs, versants, stabilité, pentes, terrassements

Abstract

Underground tanks are quite interesting solutions for the distribution of drinking water by guaranteeing acceptable loads to the various subscribers. For reasons related to distribution pressure requirements, they are often located on slopes of relatively high altitude. The volumes produced in recent years through seawater desalination require large capacity reservoirs. These important capacities condition the surfaces of the structures' right-of-way. This criterion, combined with the geological nature of the siting sites, particularly those with marl or clay, deserves particular attention in terms of slope slip stability. Also, and structurally, the choice is often made between rectangular or circular shapes. This selection criterion is also important since it will guide the behaviour of the elements of the structure in terms of stresses, strains and displacements developed in relation to the thermal aspect. On the basis of these considerations, and considering the case of the 2x30,000 m³ Kherba to Chlef buffer reservoir integrated into the transfer system of the Tenes desalination plant, located on a high marly slope in the Bouzghaia region, this paper addresses two fundamental aspects:

- Multi-criteria analysis of slope stability according to the altimetric location of the earthworks as well as the influence of overloads caused by the structure,
- Comparative structural analysis of the conceptual mode of the work (circular or rectangular).

The results obtained highlighted, on the one hand, the influence of geology, profile and earthworks mode on the stability of slopes receiving high-capacity storage structures and the influence of conceptual mode on the technical and economic aspect of the project as well as on its viability.

Keywords: Reservoirs, slopes, stability, earthworks