

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

Département Génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGE DU
BARRAGE DE SOUBELLA (W.MSILA)

Présenté par :
M^{elle} BENLABIOD Zohra

Promoteur :
M^r A.ZEROUAL

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.K.MIHOUBI

Examineurs :

M^r M.BACHIR CHERIF

M^{me} N.HADJ SADOK

M^r A. AMMARI

M^r M.D.BENSALAH

Octobre 2011

Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^{er} ZEROUAL.A pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury qui m'on feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé. Je pense à Keira, M. BENAINI, M . LAGRAA.

B .Zohra

dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard
- A mes frères et soeurs
- A toute ma famille
- A mes amis sans exception

ملخص:

تدخل هذه الدراسة في إطار الحفاظ على المياه السطحية في الجزائر عامة وولاية المسيلة خاصة، فقمنا في هذا العمل بدراسة قابلية إنجاز سد مائي على واد سوبلة بولاية المسيلة. الدراسة المعمقة لمختلف الجوانب (جيولوجية، هيدرولوجية وطبوغرافية)، مكنتنا من اختبار النموذج المناسب لإنجاز هذا الهيكل ودراسة ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق ودقيق يضم مختلف أطواره.

Résumé :

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie précisément à M'sila. L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'un barrage sur Oued Soubella. L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à l'implantation de cet ouvrage et de vérifier sa stabilité.

Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

The present study belongs to the general topic of the superficial water resources conservation in Algeria, precisely in the wilaya of M'sila. The study that we have carried out in this memory is devoted to the establishment of a dam on Soubella. The choice of the most adequate alternative to the dam insertion and its stability verification were made after a deepened study of the various phases (geological, hydrological and topographic). For the realization we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation.

Liste des plans

Plans N° 01 : vue en plan de l'aménagement

Plans N° 02 : Carte de situation des zones d'emprunt Echelle :

Plans N° 03 : Profil en long sur l'axe de la digue.

Plans N° 04 : coupe type de la digue détaillée.

Plans N° 05 : coupe type des trois variantes

Plans N° 06 : coupes en travers de la digue

Plans N° 07 : schémas de calcul de stabilité.

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 : Localisation du barrage de Soubella.....	01
Figure I.02 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie.....	05
Figure I.03 : Evolution du niveau piézométrique.....	13
Figure I.04 : Ensemble des valeurs de perméabilité mesurées.....	14
Figure I.04: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRESADDENDA.....	15
Figure I.01 : Rectangle équivalent.....	23
Figure I.02 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Soubel.....	25
Figure I.03 : Répartition et courbe hypsométrique.....	26
Figure I.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	33
Figure I.05: Profil en long du cours d'eau principal,.....	35
Figure I.06 : Températures mensuelles moyennes.....	37
Figure I.07 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.....	38
Figure I.08 : Répartition mensuelle des précipitations‘.....	39
Figure I.09 : représentation graphique de la loi de Gumbel.....	42
Figure I.10 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	44
Figure I.11 : Pluies de Courte durée.....	47
Figure I.12 : Intensité –Durée –Fréquence‘.....	48
Figure I.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	50
Figure I.14 : Représentation graphique de la loi log-normale.....	51
Figure I.15: Répartition mensuelle des apports 80%.....	52
Figure I.16 : Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY.....	58
Figure I.17 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans.....	60
Figure I.18 : Hydrogramme de la crue de chantier.....	61
Figure I.19 : Courbes de $H = f(Q, q)$ ‘.....	74
Figure I.20 : COURBES $V = f(Q, q)$	75
Figure I.21 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	85
Figure V.1 : Schéma de calcul de stabilité.....	124
Figure V.02 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.....	129
Figure VI.1 : Réseau à nœud	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.25 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	52
Tableau I.26 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	54
Tableau I.27 : Débits fréquentiels calculés.....	55
Tableau I.28 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	56
Tableau I.29 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	57
Tableau I.30 : Crue de projet recommandée.....	59
Tableau I.30 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.....	61
Tableau I.31 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	62
Tableau I.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	64
Tableau I.33 : Les volumes des pertes dans la retenue	65
Tableau I.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm^3).....	66
Tableau I.35: Volumes des pertes dans la retenue.....	67
Tableau I.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).....	67
Tableau I.37 : Résultats de calcul de coefficient de débit.....	69
Tableau I.38 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	70
Tableau I.39 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	71
Tableau I.40: Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	72
Tableau I.41: La revanche.....	77
Tableau I.42: Variation de la hauteur du barrage.....	78
Tableau I.43 : Volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	78
Tableau I.44 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.....	82
Tableau I.45 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	83
Tableau I. 46 : Résultats de calculs du coût du coursier.....	84
Tableau I. 47: Tableau récapitulatif des prix totaux.....	84
Tableau I.48 : Tableau récapitulatif.....	85
Tableau II.1: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	90
Tableau II.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	91
Tableau II.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	92
Tableau II.05 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage	93
Tableau II.07 : Epaisseur minimal de drain.....	96
Tableau II.08 : les coûts des variantes étudiées	100
Tableau III.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	104
Tableau III.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	105
Tableau III.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	106
Tableau III.04 : épaisseur minimal de drain.....	108
Tableau IV.01 : Coordonnées de la ligne de saturation.....	117
Tableau IV.02 : Débit de fuite à travers la digue.....	118
Tableau IV.03 : Débit de fuite de la Fondatio.....	119
Tableau IV.05 : Débit de fuite de barrage.....	119
Tableau IV.06 : Classification des barrages.....	119

Tableau IV.07 : Gradient hydraulique admissible.....	120
Tableau IV.08 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	120
Tableau IV.09 : Détermination du coefficient de sécurité.....	120
Tableau V.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	123
Tableau V.13 : valeurs de K1 et K2.....	123
Tableau V.04 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	128
Tableau V 05 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	131
Tableau VI.1 : Symboles des opérations.....	138
Tableau VII.01 : mètres et devis estimatif.....	143
Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	148

Sommaire

INTRODUCTION GENERAL

Partie I: Synthèse de l'étude de faisabilité

I.1 SITUATION TOPOGRAPHIQUE, GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.....	01
I.1.1 Situation géographique et topographie du site.....	01
I.2. GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE.....	02
I.2.1. Lithologie et Stratigraphie.....	02
I.2.2. Tectonique	03
I.2.2.1 Aspects géomorphologiques.....	04
I.2.3 Travaux de reconnaissance effectuée	06
I.2.4 Géologie de la cuvette et du site de barrage	09
a –Géologie de la cuvette.....	09
➤ Terrains de couverture	09
➤ Substratum rocheux	09
➤ Stratification.....	09
b – Géologie de l'axe du barrage.....	09
➤ Terrains de couverture	09
➤ Substratum rocheux	09
I.2.5 Synthèse des essais géotechniques	10
I.2.6 Matériaux d'emprunt.....	12
Conclusion	12
I.3 CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES.....	12
✓ Analyse des niveaux piézométriques.....	13
✓ Analyse des résultats des essais d'eau	14
I.4 SISMICITE DU SITE	15
I.5 HYDROLOGIE.....	16
I.5.1 Données climatologiques	16
I.5.1.1 Température de l'air	16
I.5.1.2. Le vents.....	16
I.5.1.3. Précipitations	17
I.5.1.4 Evaporation.....	17
I.5.1.5 Apports.....	17
I.5.2 Crues du projet.....	18
I.5.3. Transports solides.....	18
I.6 CONCEPTIONS DE BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES.....	18
I.6.1 Digue.....	18
I.6.2 Evacuateur de crue	18

I.6.3 Dérivation provisoire.....	18
I.6.4 Prises d'eau	19
I.6.5 Vidange du fond	19
I.6.6 Murs bajoyers	19
I.8 AUSCULTATION DU BARRAGE	19
Conclusion	20

Chapitre I: Etude Hydrologique et régularisation

Introduction.....	21
I .1 Le bassin versant	21
I.1.1 Description du bassin versant	21
I.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant.....	21
I.1.2 .1 caractéristiques géométriques.....	21
1 - Surface du bassin versant.....	21
2 - Périmètre du bassin versant.....	21
3 - Longueur du talweg principal.....	22
I.1.3 Caractéristiques hydromorphologiques.....	22
a) Indice de compacité de Gravelius "Kc"	22
b)- Coefficient d'allongement.....	22
c) Rectangle équivalent.....	22
I.1.4 Hypsométrie du bassin versant.....	23
I.1.4.1 Le relief.....	23
A - Répartition et courbe hypsométrique.....	23
B - Les altitudes maximale et minimale	24
C - L'altitude moyenne du bassin versant	24
D- L'altitude médiane.....	27
E- Pente moyenne du bassin versant	27
F- Indice de pente	27
✓ Indice de pente globale Ig	27
✓ Indice de pente de ROCHE Ip	28
G - Dénivelée spécifique.....	28
I.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	29
a) Géologie.....	29
b) Climat.....	29
c) Pente du terrain.....	29
d) Présence humain.....	29
I.1.5.1 Chevelu hydrographique	30
I.1.5.2 Profil en long de l'oued	30
I.1.5.3 Pente moyenne de cours d'eau principal Ic.....	30
I.1.5.4 Densité de drainage	30
I.1.5.5 Densité hydrographique	31

I.1.5.6 Temps de concentration.....	31
I.5.7 Vitesse de ruissellement	32
I.1.6 Profil en long de l'Oued.....	34
I.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	36
I.2.1 Température.....	37
I.2.2 Evaporation.....	37
I.2.3 Régime des vents.....	38
I.2.4 Pluviométrie.....	38
I.2.5 Les précipitations maximales journalières.....	39
I.3 Choix de la loi d'ajustement.....	40
I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	40
I.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale).....	42
I.4 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	45
I.5 Etudes des apports	49
I.5.1 Analogie avec la station de Ced Fagues (050801).....	49
I.5.1.1 Station Hydrométrique.....	49
I.5.2 Les apports fréquentiels.....	50
I.5.2.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale	50
I.5.2.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	52
I.5.3 Apport solide et l'estimation du volume mort.....	52
I.5.3.1 Apport solide en suspension.....	52
A - Formule de Fournier.....	52
B - Formule de Tixeront (1960).....	53
C- Formule de SOGREAH (1969).....	53
D-Formule de Demmak (1982)	54
Résultats et discussion.....	54
I.5.4.1 Le transport solide par charriage	55
I.6. Etude des crues.....	55
I.6.1 Hydrogramme de crue.....	55
I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	55
I.6.2 Choix de la crue de projet.....	59
I.6.3 Choix de la crue de chantier.....	60
I.7 Régularisation.....	61
I.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80.....	61
I.7.1.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	62
I.7.1.3 Calcul du volume utile.....	63
I.7.1.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	63
➤ 1ère Consigne d'exploitation.....	63
➤ 2ème Consigne d'exploitation.....	63
I.7.1.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	65
I.7.2 Régularisation interannuelle	68
I.8 Laminage des crues.....	69
I.8.1 La méthode de KOCHERINE.....	70

I.9 Etude d'optimisation.....	76
I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	76
I.9.1.1 La revanche.....	76
I.9.1.2 Le tassement.....	77
I.9.1.3 La largeur en crêt.....	77
I.9.1.4 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	78
I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	82
I.9.2.1 .Coût du déversoir.....	82
I.9.2.2 Coût du coursier	83
Conclusion.....	85

Chapitre II: Etude des variantes

Introduction.....	86
A - Avantages des digues en terre.....	86
B - Inconvénients des digues en terre.....	86
II.1 Le choix du site du barrage.....	87
II.2 Le choix du type de barrage.....	87
➤ La morphologie de la vallée.....	87
➤ Les conditions géologiques et géotechniques.....	87
➤ Les matériaux de construction.....	88
II.3 Les variantes à choisir.....	88
II.4 Définition du profil général du barrage.....	89
II.4.1 Hauteur de barrage.....	89
II.4.1.1 Calcul de la revanche.....	89
II.4.2 Largeur en crête.....	89
II.4.3 La longueur en crête.....	90
II.4.4 Pentes des talus.....	90
II.4.5 Les bermes.....	91
II.5 Barrage zoné a noyau d'argile.....	91
II.6 Barrage en terre homogène.....	95
II.7 Drainage de la digue.....	95
II.7.1 But du drainage.....	96
II.7.1.1 Calcul des drains.....	96
II. 8 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	98
II.8.1 Etude comparative.....	99
II.8.1.1 Calcul des volumes.....	99
II.8.1.2 Estimation du coût des variantes.....	100
Conclusion.....	101

Chapitre III: Conception Détaillé De La Digue

Introduction.....	102
III.1 Conception de La Digue.....	103
III.1.1 la revanche du barrage.....	103
III.1.2 la Hauteur du barrage.....	103
III.1.3 largeur en crête.....	103
III.1.4 Classification de l'ouvrage.....	103
III.1.5 Les bermes.....	104
III.1.6 Pentes des talus	105
III.1.7 Protection des talus.....	105
III.1.8 Drainage de la digue.....	106
III.1.8.1 But du drainage.....	106
III.1.8.2 Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	107
III.1.8.2.1 les filtre.....	107
III.1.8.2.2 les drains.....	107
III.1.8.3 Calcul des drains.....	108
III.1.8.4 Calcul des filtres	110
III.2 Etanchéité du barrage.....	113
III.2.1 La clé d'ancrage.....	114
Conclusion.....	114

Chapitre IV: Etude d'infiltration

Introduction.....	115
IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations.....	115
A. les fuites diffuses.....	115
B. La surélévation de la ligne de saturation.....	115
IV.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre.....	115
IV.3 La ligne de saturatio.....	116
IV.4 Calcul d'infiltration.....	117
IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	117
IV.4.2 Fondation.....	118
IV.4.3 Barrage (digue+fondation)	119
IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	119
1. dispositif d'étanchéité	119
2. Fondation du barrage	120
Conclusion.....	121

Chapitre V: Etude de Stabilité

V.1 Calcul de stabilité.....	122
V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus).....	122
V.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus	123
V.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	123
V.1.3.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	125
V.1.3.2 Classement des forces	125
➤ Les forces stabilisatrices	125
➤ Les forces motrices	126
V.1.3.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement...	126
V.1.4 Analyse Informatique: à l'aide du logiciel GeoStudio 2004 V6.02.....	128
V.1.4.1 Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02.....	129
V.1.4.2 Le programme SLOPE/W.....	129
V.1.4.3 L'interface du logiciel SLOPE/W.....	129
V.1.4.4 La méthode utilisée dans l'analyse	130
1. Grille et rayons (Grid and Radius)	130
2. Les résultats obtenus à l'aide du logiciel.....	131
Conclusion.....	132

Chapitre VI: Organisation de chantier

Introduction.....	133
VI.1. Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise	133
VI.1.1. Installations destinées au personnel	133
VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	133
VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	133
VI.1.4. Installation destinées pour la préfabrication	134
VI.1.5. les moyens de chantier.....	134
VI.2. Planification	134
VI.2.1. Définition	134
VI.2.2. Techniques de la planification	134
VI.2.2.1. méthodes basées sur le réseau	134
VI.2.2.1.1. Définition du réseau	134
VI.2.2.1.2. Construction du réseau	135
VI.2.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	135
VI.2.2.2.1. Les paramètres de la méthode C.P.M	136
VI.2.2.2.2. Chemin critique (C.C).....	136
VI.2.2.2.3. Attribution des durées de chaque opération.....	136
VI.2.3. Plannings	137

VI.2.3.1. plan de travail au plus tôt	137
VI.2.3.2. Plan de travail au plus tard	137
VI.3 .Délai de construction et programme des travaux.....	137
VI.4. Symboles des différentes opérations.....	138
VI.5 Détermination des chemins critiques	140

Chapitre VII: Avant mètre et Devis estimatif

VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif	142
VII.2 Estimation du corps de la digue	142
	144

Chapitre VII : Protection et sécurité du travail

Introduction.....	144
VIII.1 Causes des accidents de travail	144
VIII.1.1 Causes humaines	144
VIII.1.2 Causes techniques	144
VIII.2 .Les actions et conditions dangereuses.....	145
VIII.2.1 Mesures préventives	145
VIII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail	147
VIII.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	147
VIII.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	148
A - Etude et dimensionnement du réseau de ventilation	148
VIII. 4.1.1 Etude et dimensionnement du réseau de ventilation	148
1. La méthode dynamique	148
2. Méthode d'équi-friction	148
Conclusion	149
-Conclusion générale	
Bibliographie	

INTRODUCTION GENERAL

L'eau est devenue ces dernières années un sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Cette ressource indispensable et irremplaçable est particulièrement mal répartie. Un constat s'impose d'emblée : 4,3% de la population mondiale ne dispose que de 0,67 % des ressources en eau douce renouvelable, donc chaque pays devrait décider quelles sont les incitations à introduire pour utiliser l'eau de manière plus efficace.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

A cause de la sévère sécheresse, qui sévit à M'sila, les terres classées comme cultivables ne cessent de se réduire et leur fertilité de baisser en raison du manque d'eau, de l'érosion, de la disparition du couvert végétal et de la pression démographique. Les nappes phréatiques risquent d'être épuisées d'ici quelques années à cause du pompage excessif. Pour remédier à ces problèmes de grande envergure, de grands projets tels que la construction du barrage de Soubella ont été mis de l'avant. C'est dans ce cadre que nous mènerons cette étude sur l'oued du même nom.

Pour mener à bien notre travail on l'a devisé en deux parties :

Après avoir présenté une synthèse de l'étude de faisabilité à partir de l'étude du bureau d'étude **Coyne et Bellier (France)**, nous passons à la deuxième partie intitulée "étude d'Avant **Projet Détaillé** de la digue". Nous avons tenu à ce qu'APD soit composée de deux axes:

le premier étant une analyse détaillée des données pluviométriques et géomorphologiques en vue de déterminer toutes les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, et le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue, le second, présentera les variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site, la disponibilité des matériaux et le facteur économique, puis enfin une étude de conception détaillée de la digue viendra pour déterminer l'avant mètre de notre et le devis estimatif de la digue.

1^{ere} partie:

Synthèse de l'étude de faisabilité

I.1 SITUATION TOPOGRAPHIQUE, GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

I.1.1 Situation géographique et topographie du site

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'Est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. Il est approximativement à la même distance au Sud de la ville de Sétif.

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. Cette gorge étroite s'ouvre sur une vaste plaine que l'oued Soubella traverse avant de se jeter dans le Chott El Hodna.

La route nationale RN28 qui relie MAGRA à SETIF permet d'accéder facilement au site. Le site est situé à l'amont immédiat du pont permettant à la RN28 de franchir l'oued Soubella, 3 à 4 km au Nord de la ville de MAGRA.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

X = 694 499 m

Y = 3 952 558 m

Z = 725 m (fond de vallée)

L'extrait de carte ci-dessous illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale.



Figure I.01 : Localisation du barrage de Soubella

I.2. GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1 Lithologie et Stratigraphie

Les observations de terrain dans la zone d'étude et l'analyse des documents géologiques existants ont permis d'appréhender le contexte géologique régional. Les rapports lithostratigraphiques dans la zone d'étude sont mis en évidence sur un extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500 000 (Figure I.02).

L'extrusion des Monts du Hodna et du massif du Bou Taleb amena à l'affleurement l'ensemble des sédiments d'âge s'étalant depuis le Trias jusqu'au Tertiaire.

Cette surrection fut accompagnée d'une forte érosion et de l'accumulation de dépôts détritiques continentaux pendant le Quaternaire.

Les argiles triasiques à gypse constituent l'unité lithologique la plus ancienne dans la zone étudiée.

Le Jurassique inférieur : Il est d'origine marine, à la base il est représenté par des calcaires dolomitiques saccharoïdes et par des calcaires oolithiques sublithographiques surmontés par une série mince de marnes grises et rougeâtres.

Le Jurassique moyen : Il débute par des bancs puissants de calcaires à silice, suivies par une alternance de marnes et de calcaires gris plus ou moins siliceux. Il se termine par des calcaires pseudo-bréchiques.

Le Jurassique supérieur: Il débute avec des calcaires et des calcaires marneux noduleux renfermant des ammonites, qui alternent vers le haut avec des marnes. Dans la partie médiane se situe une formation puissante de grès de teinte grisâtre à bleuâtre. Ces grès forment généralement le substratum des dépressions topographiques.

Le Jurassique supérieur se termine par des calcaires lités, souvent pseudobréchiques, qui alternent avec des marnes grises.

Le Crétacé inférieur: La base du Crétacé inférieur comporte une alternance de marnes grises et de calcaires, une série puissante de marnes verdâtres et rougeâtres à lits de grès blanchâtres et une alternance de calcaires gréseux fossilifères, de couleur gris verdâtre, et de grès tendres. Le Crétacé inférieur se termine par des calcaires dolomitiques dans lesquels s'intercalent des marnes et des grès.

Le Crétacé moyen: Il débute par des calcaires, surmontés par une alternance de marnes grises ou verdâtres et de calcaires détritiques. Ces assises à prédominance marneuse forment des dépressions. Au sommet se trouvent des calcaires dolomitiques.

Le Crétacé supérieur : Il débute par une formation discordante détritique rougeâtre, composée de conglomérats, de grès et d'argiles, surmontée par des sédiments marins marneux, puis calcaires.

Le Tertiaire: Des sédiments éocènes lagunaires ou marins et oligocènes continentaux constituent les couches basales du bassin formé dans le Tertiaire au sud des Monts du Hodna.

La transgression du Miocène inférieur débute par la sédimentation d'une série rouge détritique grossière, discordante sur le substratum: c'est le Premier cycle Miocène.

La série du Deuxième cycle Miocène débute par des calcaires gréseux plus ou moins conglomératiques reposant sur le conglomérat basal.

Des calcaires marno-sableux, puis une série marneuse puissante, avec des intercalations de grès, complète ce deuxième cycle de sédimentation.

Le Miocène terminal marin et lagunaire est représenté par des marnes silteuses brunes à rougeâtres, finement litées, avec des lentilles de gypse. Vers le sommet, elles passent progressivement à une série puissante détritique du Pliocène et Villafranchien continental.

Le Quaternaire:

est représenté par des terrasses anciennes, des alluvions récentes, des cônes de déjection et des sédiments déposés dans les milieux lagunaires, marécageux et de sabkhas.

I.2.2 Tectonique :

Les éléments structuraux majeurs sont mis en évidence sur un extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500 000 (Figure I.02). Ils sont rappelés brièvement ci-dessous:

- La structure anticlinale du Djebel Guedil (1) (Kef el Assa), séparée par de nombreuses cassures de l'anticlinal des Ouled Tebbene, dont elle constitue peut être le périclinal méridional
 - Le synclinal de l'Oued el Ousra-Ras Isly(2) en contact à l'est avec la structure extrusive du Djebel Soubella.
 - L'extrusion diapirique des formations Liasiques du massif du Bou Taleb(3) constitue une manifestation typique de la tectonique salifère qui gouverne la morphogenèse des Monts du Hodna.
 - Le vaste synclinal de M'Sila - Souk Ouled Nadja(4) se raccorde à l'est au synclinorium de Barike.
- Il y a une très nette dysharmonie entre la structure mio-pliocène et son substratum, qui prend l'allure d'un horst.

Comme indiqué sur la Figure I.02, le barrage de Soubella se situe à l'extrémité occidentale de l'anticlinal du Bou Taleb. Cette structure est segmentée par des failles de décrochement dextre, orientées NNO-SSE, en trois compartiments, de sorte que leur enchaînement décrit un fléchissement de E-O à SO-NE. Le Lias et le Trias forment le cœur de cet anticlinal. Les roches plus résistantes du Jurassique constituent les sommets caractéristiques de la région, tandis que les dépressions se forment au contact avec les séries marneuses moins résistantes du Crétacé inférieur. Les failles de direction NO-SE bordant à l'Ouest le fossé de Tocqueville se prolongent en direction de l'Oued Ouled Tebbene où plusieurs cassures les reliaient vers le sud-est.

La faille d'El Hama, en particulier, limite un vaste diapir triasique injecté dans la série des marnes cénomaniennes sur le flanc oriental du Djebel Guedil. Les failles qui limitent à l'Ouest l'extrusion du Djebel Soubella appartiennent à la même famille.

On estime que les failles orientées E-O à ONO-ESE, bien que relativement rares à l'affleurement, sont des accidents majeurs qui affectent probablement le substratum en profondeur. Des Monts du Hodna, où elle serait responsable du changement de direction de l'axe des plis tel l'anticlinal de Bou Taleb. Il convient aussi de signaler la faille inverse du foin de l'Oued Soubella. Bien que présentant un faible rejet, celle-ci a le mérite de témoigner de la compression suivant la direction N-S.

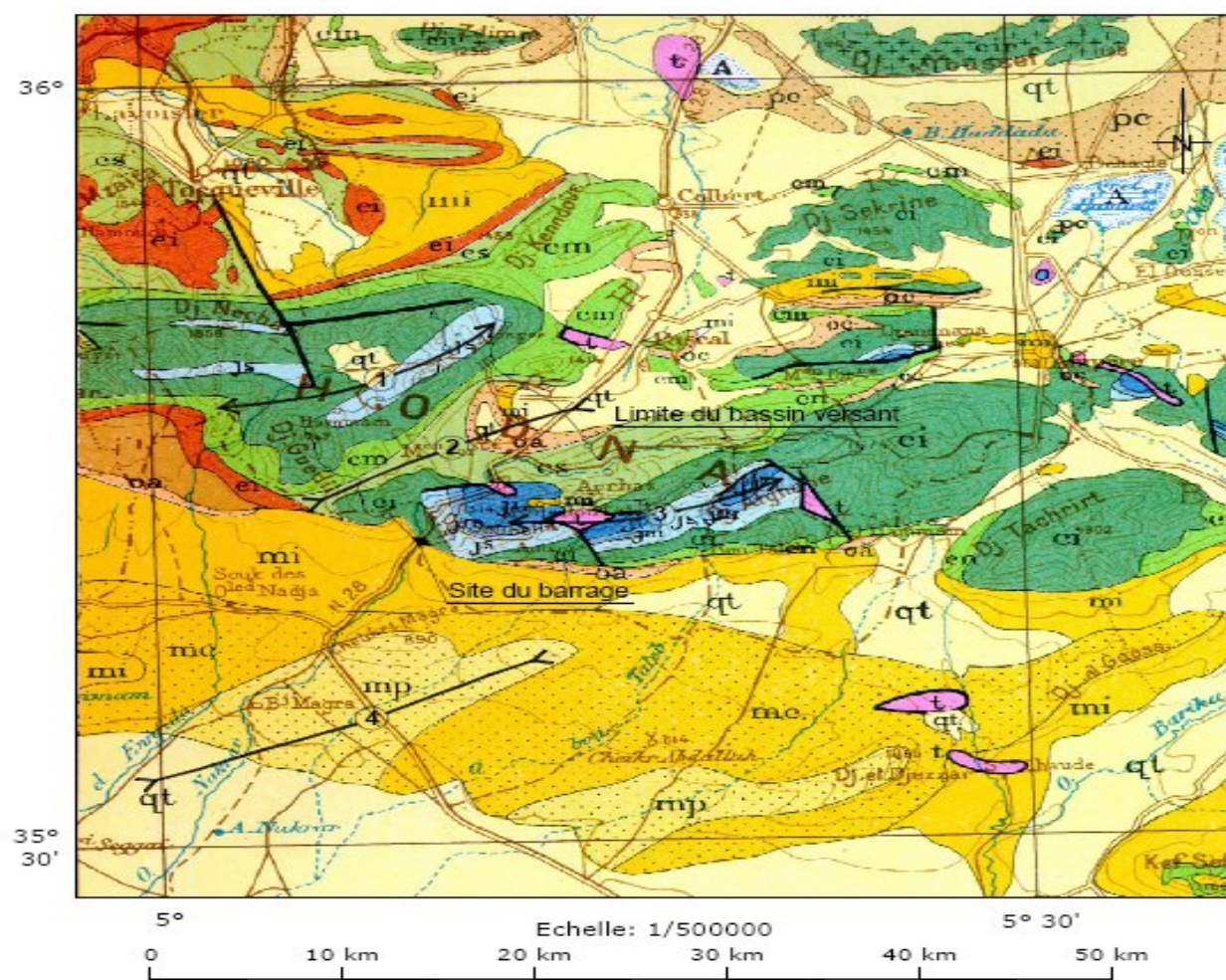
I.2.2.1 Aspects géomorphologiques :

A l'amont du site du barrage, l'oued Soubella a entaillé son lit dans les sédiments marno - gréseux du Crétacé inférieur. A 2 km environ du site du barrage, à la cote 725 m, le fond de la vallée se situe à la cote 775 m. La vallée est bordée par les djebels Menadjel, en rive gauche, et Riba, en rive droite. Allongés parallèlement à l'oued, les deux djebels culminent à 1 000 - 1 100 m. Le profil transversal de la vallée est dissymétrique et variable, au gré des variations lithologiques et des structures géologiques.

A l'aval du site du barrage, le lit de l'oued Soubella s'élargit. Dans la partie basse, les versants ont des pentes douces, légèrement plus fortes en rive droite par rapport à la rive gauche. Le haut des versants est dominé par des falaises calcaires.

En bordure de la plaine de Magra (plateau Hodna), l'oued a façonné des gorges au droit de la frange de calcaires du Miocène inférieur. Ces couches calcaires sont légèrement inclinées vers la plaine. Elles occupent des surfaces considérables sur les pentes sud des Djebels Riba et Kef el Masmar.

L'oued Soubella est un cours pérenne, alors que ses affluents ne sont que temporairement actifs. Plus nombreux, les thalwegs de la rive gauche sont encaissés dans les terrains de couverture, en particulier des glaciis – terrasses anciens, alors que le substratum rocheux n'est que faiblement entaillé. Les formes de relief résultant des épisodes d'érosion anciens ne sont oblitérées que partiellement par les dépôts plus récents, si bien qu'on peut toujours en reconnaître les limites.



LEGENDE

A	Alluvions actuelles: lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, limons et croûtes gipso-salines	cn	Crétacé moyen (marin ou lagunaire) Cénomanién
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses	ci	Crétacé inférieur non séparé (facies marin norm.aux)
pc	Pliocène continental: poudingues, calcqires lacustres	cir	Crétacé inférieur non séparé (facies récifaux ou subrécifaux)
mp	Pontien (localement équivalent du mc)	js	Jurassique supérieur non divisé
mc	Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Tripoli, marnes à gypse	jm	Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)	ji	Jurassique inférieur marin
oa	Aquitanién continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)	t	Trias marin ou lagunaire
oc	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Eocène supérieur continental)	—	Limite de la formation géologique
ei	Eocène inférieur marin	—	Faillies
cs	Crétacé supérieur marin	↔	Anticlinal
cm	Crétacé moyen (marin ou lagunaire)	⌋	Synclinal
		①	Numerotation des illustrations dans le texte

Figure I.02 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie

I.2.3 Travaux de reconnaissance effectués :

Les travaux de reconnaissance mis en oeuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient :

- Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur.
- Définir la perméabilité du rocher.
- Fixer le niveau de la nappe.
- Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher.

❖ Topographie :

Un levé topographique au 1/2000 de la zone de l'axe du barrage a été réalisé par le cabinet CETB Alger. Il a été complété et amélioré à plusieurs reprises suite aux remarques et recommandations de l'Ingénieur Conseil. Il porte sur une surface d'environ 440 ha.

Un levé topographique au 1/5000 de la cuvette a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 2900 ha. Il a également été complété et amélioré à plusieurs reprises. Il reste imprécis au niveau des informations, plusieurs talwegs importants et bâtisses manquent toujours sur ce plan.

❖ Sondages :

Les reconnaissances au stade de l'étude de faisabilité ont été réalisées sur l'année 2008.

Les travaux de sondage ont été effectués par l'entreprise Sersid Oran et les essais de laboratoire par le LTPE Sétif.

Le tableau I.01 récapitule les travaux effectués.

Les sondages S101 à S108 ont été réalisés en fond de vallée. Les sondages S201 à S204 sont situés en rive sur l'axe du barrage.

Le sondage S401 est situé au droit du puits en rive droite.

Des essais physiques et mécaniques ont été réalisés au laboratoire sur les échantillons intacts prélevés dans les sondages.

Tableau I.01: Sondages réalisés.

N°	Dénomination	Inclinaison	Emplacement	Longueur	Essais Lugeons	Piézo-mètre	Pressio-mètre
1	S101	vertical	Entrée Tunnel	40,5 ml	Oui	Oui	-
2	S102	vertical	Barrage Pied amont	60 ml	Oui	Oui	Oui
3	S103	vertical	Barrage Pied amont	60 ml	Oui	Oui	Oui
4	S104	vertical	Barrage emprise	60 ml	Oui	Oui	Oui
5	S105	vertical	Barrage Axe	60 ml	Oui	Oui	Oui
6	S106	vertical	Barrage Axe	60 ml	Oui	Oui	Oui
7	S107	vertical	Barrage Pied aval	60 ml	Oui	Oui	Oui
8	S108	vertical	Sortie Tunnel	40,5ml	Oui	Oui	-
9	S201	vertical	Axe, RD au large	80ml	Oui	Oui	-
10	S202	vertical	Axe, RD	80ml	Oui	Oui	-
11	S203	vertical	Axe, RG	80ml	Oui	Oui	-
12	S204	vertical	Axe, RG au large	80ml	Oui	Oui	-
13	S301	vertical	Aval :Evac.+Carrière	50ml	Non	Non	-
14	S302	vertical	Aval :Evac.+Carrière	40ml	Non	Non	-
15	S401	vertical	Puits de la tour de prise	60ml	Oui	Non	-

❖ Puits dans les zones d'emprunt :

Les tableaux suivants récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau I.02 : Tableau récapitulatif des résultats des essais granulométriques :

puits	profondeur	Granulométrie [%]							
		Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argiles	Totale	Totale
N°	[m]	200-20	20-2	2-0.2	0.2-.02	0,02-2μ	2μ-0,2μ	0,2μ-200	<80μ
P03	1.5-2.00	16	7	4	-	73	-	100	-
P05	1.5-2.00	0	7	13	-	80	-	100	58
P06	2.00-2.50	0	2	6	25	62	5	100	78
P08	1.50-2.00	0	7	4	-	89	-	100	85
P09	1.00-1.50	7	3	3	-	87	-	100	85
P09	2.00-2.50	0	0	5	21	16	58	100	87
P10	1.40-1.90	0	2	3	-	95	-	100	94
P13	1.50-2.00	0	1	3	12	50	34	100	94
P14	1.50-2.00	0	1	3	29	66	1	100	93
P15	2.00-2.50	0	1	3	-	96	-	100	94
P18	1.50-2.00	-	-	-	-	-	-	100	93
P23	2.00-2.50	0	3	10	20	32	35	100	-
P24	2.00-2.50	-	-	-	-	-	-	100	86
MOYENNE		2	3	5	8	90	10	100	86

Tableau I.03 : Tableau récapitulatif des résultats des essais Proctor normal :

puits	profondeur	W	Limites d'Atterberg				Proctor Normal		
			W_L	W_P	I_p	I_C	$\gamma_{d,max}$	W_{opt}	Classification
N°	[m]	[%]	[%]	[%]	-	-	[t/m ³]	[%]	-
P03	1.5-2.00	10.7	32.0	15.7	16.3	1.3	1.87	12.7	CL
P05	1.5-2.00	22.5	85	42.4	42.6	1.47	1.54	20.9	MH
P06	2.00-2.50	19.3	84	41.3	42.7	1.52	1.57	20.9	MH
P08	1.50-2.00	17.7	67	32.3	34.7	1.42	1.51	22.0	CH
P09	1.00-1.50	18.4	74	36.5	37.5	1.48	-	-	MH
P09	2.00-2.50	25.8	81	41.1	39.9	1.38	1.39	23.0	MH
P10	1.40-1.90	18.7	72	35.3	36.7	1.45	1.53	20.5	CH
P13	1.50-2.00	23.7	88	40.8	47.2	1.36	1.51	22.6	MH
P14	1.50-2.00	27.4	82	39.0	43.0	1.27	-	-	MH
P15	2.00-2.50	33.0	79	37.9	41.1	1.12	1.53	21.6	MH
P18	1.50-2.00	-	80	39.2	40.8	-	-	-	MH
P23	2.00-2.50	22.9	76	37.6	38.4	1.38	1.56	21.1	MH
P24	2.00-2.50	22.7	77	37.7	39.3	1.38	-	-	MH
MOYENNE		21.9	75.2	36.7	38.5	1.38	1.55	20.6	-

Avec :

CH : Argile très plastique.

CL : Argile peu plastique.

MH : limon peu plastique.

ML : limon très plastique.

W_L : Limite de liquidité.I_p : Indice de plasticité**Tableau I.04:** Tableau récapitulatif des résultats des essais de cisaillement et de l'Oedomètre.

puits	profondeur	Triaxial CU+U		Cisaillement rect CD		Triaxial CU+U				Triaxial CD		Oedomètre		
		C _{uu}	Φ _{uu}	C _{cd}	Φ _{cd}	C _c	Φ	C' _c	Φ'	C _{cd}	Φ _{cd}	P _c	C _c	C _g
N°	[m]	bars	degré	bars	degré	bars	degré	bars	degré	bars	degré	bars	%	%
P03	1.5-2.00	-	-	-	-	0.1	4.0	0.1	5	0.1	17.0	1.17	0.11	0.03
P09	2.00-2.50	0.6	5	-	-	0.1	5.0	0.0	6	0.2	4.0	-	-	-
P10	1.40-1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.85	0.28	0.07
P13	1.50-2.00	-	-	0.2	17.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P15	2.00-2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.52	0.17	0.07
P18	1.50-2.00	-	-	0.1	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P23	2.00-2.50	0.6	10	-	-	0.1	4.0	0.1	5	0.2	7.0	2.42	0.22	0.06
MOYENNE		-	-	0.2	20.5	0.1	4.3	0.1	5.3	0.2	9.3	1.74	0.20	0.06

I.2.4 Géologie de la cuvette et du site de barrage :

a –Géologie de la cuvette :

➤ Terrains de couverture :

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont bien développés. Ils sont représentés par des éboulis et des sols argileux sur les versants, par des alluvions grossières actuelles dans le lit de l'oued et par une basse terrasse.

Dans le fond de vallée, le substratum est en général recouvert d'alluvions holocènes d'une épaisseur comprise entre 4 et 10 m.

Quelques niveaux de terrasses anciennes se rencontrent plus haut sur les versants. Du fait de l'érosion active, que l'on peut estimer à trois. Ces terrasses sont constituées par de gros cailloux et galets. Vers le sommet la matrice s'enrichit en limons calcaires. C'est ainsi que, dans les parties hautes des versants au droit du site de barrage, ils forment une croûte calcaire blanchâtre à rougeâtre.

Les pentes douces typiques du substratum marneux sont recouvertes d'une couche peu épaisse de dépôts de nature diluviale. L'écroulement des falaises calcaires alimente les éboulis de pente.

➤ Substratum rocheux :

Le substratum est parfois visible localement dans les thalwegs ou sur les versants.

Les sédiments marins du Crétacé inférieur sont prédominants. Ils sont représentés par des couches minces de marnes grises et rougeâtres avec des passées fréquentes de grès.

On y trouve localement des bancs de grès blanchâtres et jaunâtres ainsi que des calcaires gréseux.

➤ Stratification :

Par rapport à l'axe du barrage, les directions des couches sédimentaires jurassiques et crétacées sont obliques, alors que les plans de stratification des calcaires miocènes sont sensiblement parallèles.

b – Géologie de l'axe du barrage :

➤ Terrains de couverture :

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont représentés par des éboulis de pente, des alluvions du lit et des terrasses basses. Accessoirement des éboulements et des cônes d'injection de faible étendue recouvrent localement le substratum.

➤ Substratum rocheux :

Sur le site du barrage, le substratum rocheux est constitué par des sédiments marins du Crétacé inférieur dans le fond de la vallée et au pied des versants, alors que les parties hautes des deux rives sont formées de sédiments du Miocène inférieur qui sont transgressifs et discordants sur le substratum sous-jacent.

On constate une légère différence d'orientation des plans de stratification entre les deux rives, mais aucune discontinuité tectonique majeure n'a pu être identifiée dans la fondation rocheuse

1.2.5 Synthèse des essais géotechniques :

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont résumés dans les deux tables ci-dessous :

Table I.05 : Marnes du Crétacé inférieur avec intercalations de grès et de calcaires durs

Valeur statistique	Rc Nat bars	Rc Sat bars	Rt Nat bars	Rt Sat bars	Densités	
					γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)
Minimum	11,20	2,14	0,70	0,42	2,19	2,25
Moyenne	38,52	3,65	3,71	0,56	2,33	2,47
Maximum	85,95	5,21	25,00	0,70	2,54	2,64
Ecart type	26,06	1,54	7,99	0,20	0,08	0,09

Table I.06: Calcaires du Miocène

Valeur statistique	Rc Nat bars	Rt Nat bars	Densités	
			γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)
Minimum	208,20	26,60	2,66	2,43
Moyenne	501,20	41,29	2,68	2,61
Maximum	752,30	60,16	2,71	2,64
Ecart type	151,15	12,23	0,02	0,08

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction du barrage et de ses ouvrages annexes, 66 puits ont été réalisés. Ils se repartissent comme suit :

- 26 puits dans la zone d'argile aval (Zone A),
- 3 puits dans la zone alluviale aval (Zone B),
- 24 puits dans les zones argileuses des terrasses alluviales (Zone C),
- 13 puits dans les alluvions de fond de vallée (Zone D).

Par ailleurs, des échantillons ont été prélevés dans les sondages S301 et S302 pour l'étude de la carrière.

I.2.6 Matériaux d'emprunt

La recherche des matériaux de construction a été conduite avec le souci de réaliser un barrage souple. Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que des matériaux pour enrochements et agrégats à béton. La recherche a été effectuée aussi bien à l'aval qu'à l'amont de l'axe du barrage.

Les différentes zones ont été dénommées :

- Zone A : Zone argileuse à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 m
- Zone B : Zone d'alluvions grossières à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 – 1000 m
- Zone C Basses terrasses de l'oued à l'amont de l'axe du barrage sur les deux rives de l'oued, distance comprise entre 0,5 et 2,5 km
- Zone D Alluvions grossières actuelles de l'oued à l'amont de l'axe du barrage, distance comprise entre 0,5 et 2,5 km.

✓ Zone A :

Les puits réalisés sur cette zone rencontrent des limons sablo argileux et des argiles marneuses sur des épaisseurs variant entre 2 et 3.5 m. La surface reconnue est de l'ordre de 6.7 ha.

✓ **ZoneC :**

Les puits réalisés sur cette zone rencontrent des sables limono-argileux. Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques.

Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes

Tableau I.07 : Tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (ZoneA):

	Granulométrie [%]							
	Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argiles	Totale	Totale
	200-20	20-2	2-0.2	0.2-0.02	0,02-2 μ	2 μ -0,2 μ	0,2 μ -200	<80 μ
Valeur max.	16	7	13	12	26	58	100	94
Valeur min.	0	0	3	36	36	1	100	58
Moyenne.	2	3	5	24	31	30	100	86

Tableau I.07 : Tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (ZoneA) (suite et fin):

	W	Limites d'Atterberg				Proctor Normal		Cisaillement rect CD		Oedomètre		
		W_L	W_p	I_p	I_C	$\gamma_{d,max}$	W_{opt}	C_{cd}	Φ_{cd}	P_c	C_c	C_g
		[%]	[%]	-	-	[t/m ³]	[%]	(bars)	(degre)	(bars)	(bars)	(bars)
Valeur max.	33	88	42.4	47.2	1.52	1.87	23.0	0.2	24	2.52	0.28	0.07
Valeur min.	10.7	32	15.7	16.3	1.12	1.39	12.7	0.1	17	0.85	0.11	0.03
Moyenne.	21.9	75.2	36.7	38.5	1.38	1.55	20.6	0.2	20.5	1.74	0.20	0.06

Tableau I.08: tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone C) :

	Granulométrie [%]							
	Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argiles	Totale	Totale
	200-20	20-2	2-0.2	0.2-0.02	0,02-2 μ	2 μ -0,2 μ	0,2 μ -200	<80 μ
Valeur max.	25	27	44	51	13	29	100	68
Valeur min.	25	27	10	18	11	9	100	29
Moyenne.	13	14	9	35	12	19	100	49

Tableau I.08: tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone C) (suite et fin):

	W	Limites d'Atterberg				Proctor Normal		Cisaillement rect CD		Oedomètre		
		W_L	W_p	I_p	I_C	$\gamma_{d,max}$	W_{opt}	C_{cd}	Φ_{cd}	P_c	C_c	C_g
	[%]	[%]	[%]	-	-	[t/m ³]	[%]	(bars)	(degre)	(bars)	(bars)	(bars)
Valeur max.	21.6	45.2	22.6	22.6	1.68	1.88	17.4	0.5	26	2.36	0.20	0.03
Valeur min.	5	25.8	12.3	12.1	0.61	1.67	11.7	0.3	15	1.7	0.11	0.02
Moyenne.	13.4	33.7	16.9	16.8	1.18	1.77	13.9	0.4	20.8	2.02	0.14	0.02

Les limites d'Atterberg réalisées sur les matériaux de la **zone A** montrent aussi bien en faisabilité qu'en APD des limons souvent très plastiques de catégorie CH ou MH, cette dernière étant prépondérante, avec en moyenne des WL de 75% pour des IP de 38%. Ces sols sont, à l'état naturel, de consistance dure ($I_c > 1$).

Les limites d'Atterberg réalisées sur la partie fine des matériaux de la **zone C** classent ces sols systématiquement en catégorie CL avec en moyenne des WL de 33% pour des IP de 16% correspondant à des sols peu plastiques et peu compressibles. En général ces sols sont, à l'état naturel, de consistance durs ($I_c > 1$) à mi durs.

Les teneurs moyennes en éléments fins ($< 80 \mu m$) varient entre 58 et 94% pour la zone A, avec une moyenne élevée de 86%, et entre 29 et 68% pour la zone C, avec une moyenne d'environ 52%.

Conclusion :

Les matériaux de la zone A ont des WL et des IP très élevés ce qui les classent en catégorie CH ou MH, tandis que ceux de la zone C sont de catégorie CL.

La mise en oeuvre des premiers nécessitera une mise en place plus délicate, liée aux problèmes de maniabilité et de compactage.

Par ailleurs les valeurs de densité maximales obtenues au Proctor sont nettement plus élevées pour la zone C que pour la zone A. Les caractéristiques mécaniques sont également meilleures pour la zone C.

Il est préconisé d'utiliser en priorité les matériaux de la zone C qui offre des caractéristiques physiques et mécaniques nettement plus intéressantes que celle de la zone A (aval de l'axe). Il est par ailleurs préférable d'utiliser les matériaux de la zone C qui sont situés dans l'emprise du futur réservoir du barrage. Les matériaux de la zone A pourront servir de réserve en cas de besoin.

I.3 CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES

✓ Analyse des niveaux piézométriques

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%. Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère faible. Les circulations souterraines se font le long des fractures où les traces d'écoulement sont visibles et de karstification.

Dans la vallée, le niveau statique d'eau souterraine est proche du niveau de l'oued (cote 725), alors qu'à partir du lit, le niveau remonte vers les rives. En rive gauche, il atteint la cote 732 (SF1), et sur la rive droite celle 756 (SF3). Les mesures du niveau d'eau effectuées sont illustrées sur la Figure I.03.

On constate que les fluctuations du niveau d'eau sont relativement faibles sur une quinzaine de jours de mesures.

Le toit de la nappe remonte dans les deux rives, quoique de façon asymétrique. En rive gauche à partir du niveau de l'oued la nappe remonte très lentement vers les sondages S203 et S204. En rive droite, la nappe remonte plus fortement vers les sondages SF3 et S202, puis redescend vers le S201. Les hauts niveaux piézométriques observés au niveau des sondages SF3 et S201 peuvent s'expliquer par l'intersection d'un horizon moins perméable drainant de manière privilégiée le massif en rive droite vers l'aval. Quant au sondage S201, il a rencontré tout le long des calcaires, que l'on sait karstifiés, ce qui expliquerait l'approfondissement du toit de la nappe à cet endroit.

La position globalement très basse de la nappe est révélatrice d'un massif plus perméable que ne le laisse supposer les résultats des essais d'eau. Les fractures ainsi que la karstification des calcaires ont tendance à rabaisser ce niveau et à drainer le massif vers l'aval. Dans tous les cas, c'est la nappe qui alimente l'oued.

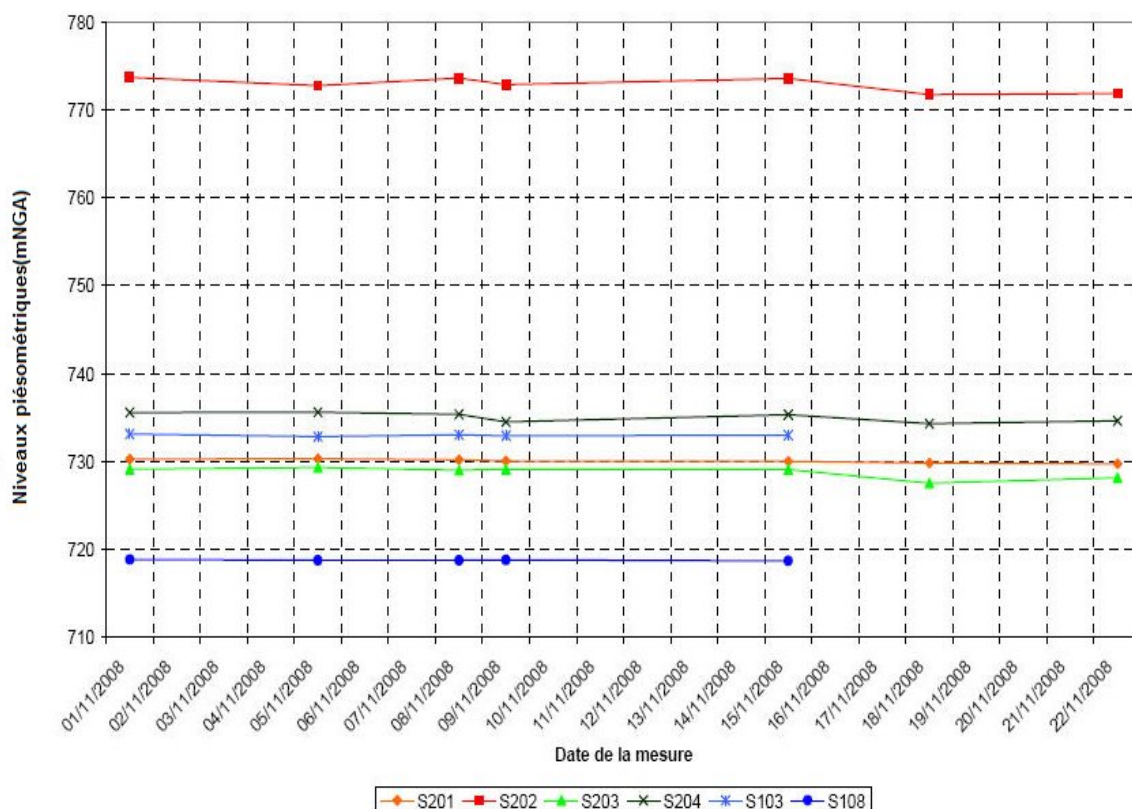


Figure I.03 : Evolution du niveau piézométrique.

Analyse des résultats des essais d'eau :

Lors des trois campagnes de reconnaissance, 365 essais d'eau du type Lugeon ont été réalisés par passes de 3 à 5 mètres. Ils ont dans beaucoup de cas été poussés jusqu'à 10 bars de pression en tête de forage.

La Figure I.04 montre l'ensemble des valeurs, réparties en zone rive droite, rive gauche et fond de l'oued.

On note, une forte diminution de l'absorption avec la profondeur. Au-delà d'une quarantaine de mètres, celle-ci descend généralement en dessous de 2 l/min/m. L'examen par zones (rives droite, gauche et fond d'oued) révèle de légères différences entre celles-ci. Les perméabilités sont inférieures à 20 UL pour la rive gauche. Une seule valeur est supérieure à ce palier (25 UL pour le S6 à 11 m).

Pour la rive droite, les valeurs enregistrées pour tous les sondages sont inférieures à 15 UL excepté pour le S108 où on enregistre des valeurs très importantes. Ces valeurs s'expliquent par le fait que ce sondage est fortement fracturé et karstifié.

En fond de vallée, toutes les valeurs mesurées sont en général inférieures à 20 UL. Cependant deux passes situées en surface donnent des résultats très élevés (S103 de 8 à 13 m : 135 UL et S104 de 7 à 10 m : 103 UL).

L'examen des courbes des essais lugeons montre une ouverture élastique des fissures avec un écoulement laminaire et parfois léger colmatage qui se traduit par un débit injecté légèrement plus faible en phase descendante.

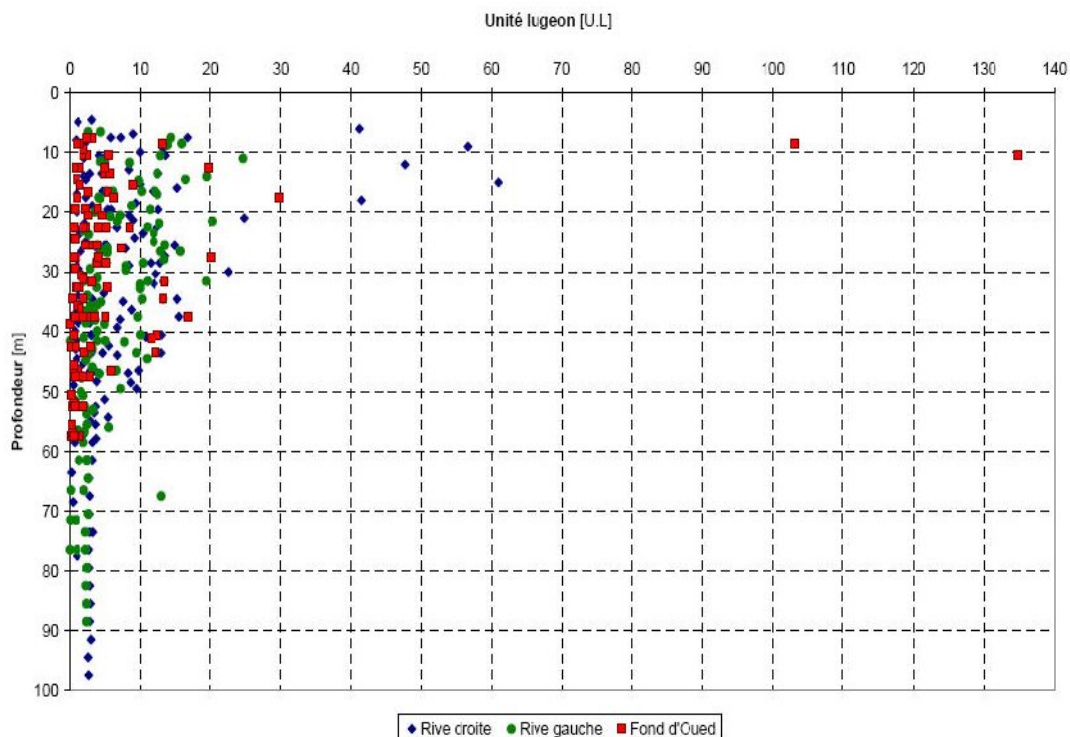


Figure I.04 : Ensemble des valeurs de perméabilité mesurées.

I.4 SISMICITE DU SITE :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

La sismicité de la région de Soubella a été évaluée dans un rayon de 150 km autour du site.

L'examen des cartes des épicentres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives.

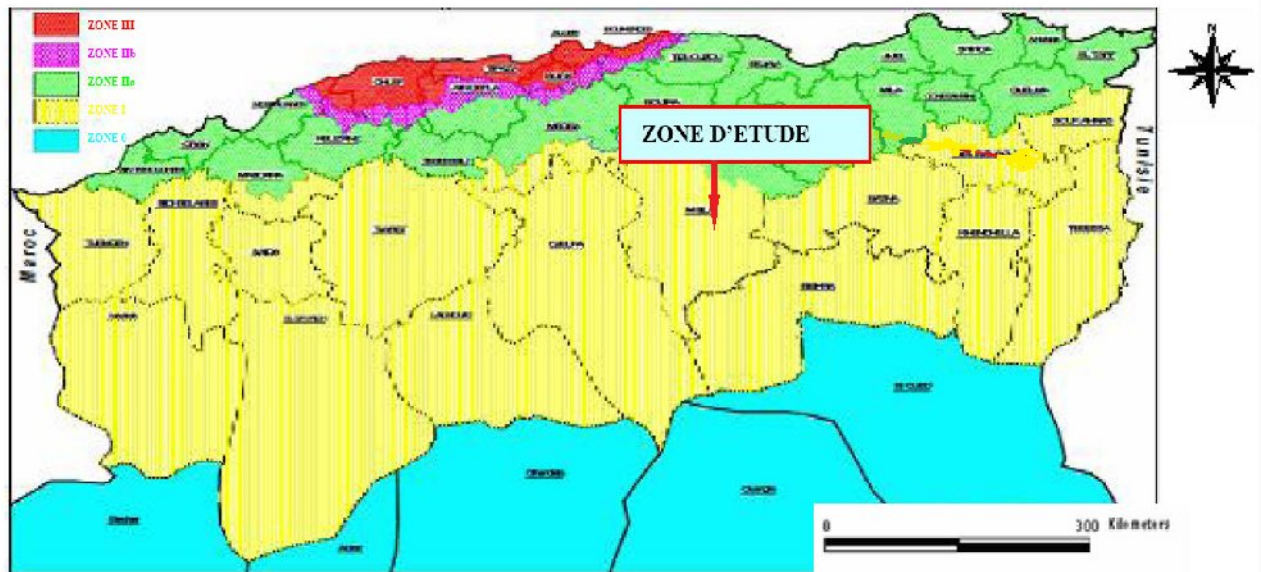


Figure I.05 .Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRESADDENDA

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau I.09 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre ouvrage est classé zone II-a groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique algérien RPA 99

Donc :

La valeur d'accélération au sol de 0,15g pour le séisme de projet.

I.5 HYDROLOGIE :

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de Soubella élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued Soubella jusqu'au site du barrage de Soubella sont les suivantes :

Tableau I.10 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Soubella.

Caractéristiques du bassin versant	Valeurs
Surface	177 Km ²
Longueur talweg	32
Périmètre	87
Altitude min	725
Altitude max	1568
Altitude moyenne	1150
Indice de compacité Gravelius	1,87
Pente globale	2,5
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	289 Mm ³
Crue de travaux (T=20 ans)	91m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	333m ³ /s

Source : ANBT.

I.5.1 Données climatologiques :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. La pluviométrie est traitée à part.

I.5.1.1 Température de l'air :

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Tableau I.11.

Tableau I.11. Température mensuelle en degré Celsius.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T(°C)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26

Source : ANBT

Les mois de juin à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (26°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 7 °C.

I.5.1.2 Vent :

Les directions des vents dominants sont nord et nord-ouest. La vitesse moyenne maximum est de 5.4 m/s.

I.5.1.3. Précipitations :

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Sidi Ouadah sur la période 1973-2008.

La pluviométrie moyenne annuelle au site du barrage de Soubella est estimée à 289 mm. La répartition mensuelle est présentée dans le Tableau I.12.

Tableau I.12. Précipitations mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
Pluviométrie moyenne	28	31	29	34	30	27.0	29.0	27.4	33	12	2	8	288.5

(mm)													
------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Source : ANBT

La répartition mensuelle des précipitations est caractéristique d'un régime bimodal, avec de fortes pluies en automne-hiver et au printemps. Les mois de juillet et août sont les mois les plus secs.

La variabilité des précipitations au pas de temps annuel et mensuel est très élevée.

I.5.1.4 Evaporation:

L'évaporation moyenne annuelle au site de Soubella est estimée à 1 650 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH.

Le Tableau I.12 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

Tableau I.13 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Evaporation moyenne(mm)	176	101	50	25	25	38	76	126	202	252	302	277

Source : ANBT

I.5.1.5 Apports :

L'objectif de l'étude des apports est de fournir, en n'importe quel point de n'importe quel oued de la zone.

La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau ci-dessous

Tableau I.14: Répartition mensuelle des apports

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
A (Mm3)	2,56	3,12	2,89	1,99	1,87	1,80	1,98	1,07	0,99	0,47	0,16	0,18	19,08
Apport(%)	13,42	16,35	15,15	10,43	9,80	9,43	10,38	5,61	5,19	2,46	0,84	0,94	100

Source : ANBT

L'apport moyenne interannuelle est de: 19,08 Mm³.

I.5.2 Crues du projet :

Tableau I.15: Crues de projet

Temps de retour [ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
Pointe de crue [m3/s]	63	91	135	172	333	477	544
Volume de crue [hm3]	1,2	1,7	2,6	3,3	6,4	9,1	10,5

Source : ANBT

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

- $Q_{1000} = 333 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{PMF}} = 246 \text{ m}^3/\text{s}$

I.5.3 Transports solides:

Les apports solides ont été estimés à 200 t/km²/an. L'envasement de la retenue du barrage de Soubella après 50 années d'exploitation a été évalué à 1.2 hm³, pour une densité des sédiments de 1,8.

I.6 CONCEPTIONS DE BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES :**I.6.1 Digue :**

L'ouvrage de fermeture est constitué d'une digue principale en remblais de 67 m de hauteur maximale, Le niveau de la crête de l'ouvrage est calé à la cote 785 m NGA, créant ainsi une réservoir amont de 16 millions de mètres cubes sous la cote 780 de Retenue Normale (RN). Le volume global de la digue s'élève approximativement à 1,3 millions de mètres cubes.

Un voile profond monolinéaire d'injection est prévu à travers la fondation du barrage pour conférer une étanchéité acceptable à l'aménagement. Ce voile est constitué de forages primaires espacés de 12 m, associés à des secondaires systématiques, conduisant ainsi à un espacement de 6 m.

Dans les versants, un rideau de drainage est réalisé à l'aval du voile d'injection afin d'intercepter l'ensemble des eaux de percolation pouvant s'infiltrer à travers la fondation. De même que le voile d'injection, le rideau de drainage sera réalisé à partir des galeries en rives.

En fond de vallée, les fuites éventuelles à travers la fondation de la digue seront collectées par le tapis filtrant aval et le cordon drainant du barrage, implantés dans le lit de la rivière.

I.6.2 Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crues, positionné en rive gauche, est fondé sur les bancs de calcaire massifs. Cette implantation est imposée par la présence en rive droite de la vidange de fond et des prises d'eau, qui rendraient particulièrement délicate l'agencement de ces ouvrages avec l'évacuateur.

L'évacuateur est constitué :

- d'un seuil amont profilé, de 40 m de longueur développée, calé à la cote 780 m NGA de Retenue Normale,
- d'une structure d'entonnement assurant la convergence des débits vers le coursier aval,
- d'un coursier rectiligne de 230 m de longueur environ et de largeur constante égale à 16 m,
- d'une cuillère « saut de ski » assurant la restitution des débits dans une fosse de dissipation excavée dans le massif calcaire,
- d'un chenal aval de 42 m de large pour permettre le transit des débits jusque dans le lit naturel de l'oued.

Restitution aval :

L'ouvrage de restitution aval est constitué d'une cuillère en « saut de ski » formée par une surface cylindrique de 16 m de rayon. L'arrête terminale de la cuillère est inclinée de 30 degrés sur l'horizontale. L'impact du jet en fond de vallée est situé à une distance de l'ordre de 40 m de l'extrémité aval de la cuillère.

I.6.3 Dérivation provisoire :

La fonction de dérivation provisoire est assurée par une galerie en fer à cheval, de 3 m de diamètre intérieur, réalisée en rive droite. Cette galerie à une longueur totale de 425 m. L'implantation de la galerie sur le versant droit de la vallée résulte de la topographie favorable de la rive qui permet de court-circuiter le méandre de l'oued au droit du site. Elle assure également de meilleures conditions hydrauliques pour la restitution aval.

Le radier de l'ouvrage de l'entonnement amont est calé à la cote 730 m NGA, et celui de l'ouvrage aval de restitution au niveau 722 m NGA. La pente moyenne de la galerie est de l'ordre de 2 %.

Le tunnel de dérivation provisoire permet de protéger le chantier contre la crue centennale ($Q_p = 383 \text{ m}^3/\text{s}$). La cote maximale atteinte par le plan d'eau amont s'élève à 749,7 NGA, et le débit transité à travers la galerie est de $74 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.6.4 Prises d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau est constitué des trois entrées d'eau étagées aux cotes 770, 760 et 745 m NGA. Chaque entrée de prise est protégée par une structure en béton assurant la fonction de grille.

Trois galeries de prise sont excavées dans le versant pour conduire d'eau jusqu'au puits vertical implanté au droit de la vidange. Ces galeries, de dimensions réduites (1,50 m de large et 1,90 m de hauteur), sont excavées selon une section type en pied droit.

En phase d'exploitation un revêtement en béton de 25 cm d'épaisseur sur pointe est réalisé. Au droit de leur jonction avec le puits vertical, chaque galerie est équipée d'un tronçon horizontal de conduite métallique $\varnothing 1000 \text{ mm}$, entièrement noyée dans un bouchon en béton.

Un anneau d'ancrage extérieur à la conduite permet de reporter les efforts hydrauliques dans la structure en béton.

I.6.5 Vidange du fond :

Un bouchon de seconde phase est réalisé dans la galerie de dérivation, sur une longueur totale de 8,50 m, dans lequel est installé le blindage métallique, ainsi que les vannes de garde et de réglage de la vidange.

La vanne de garde est une vanne à wagon de 1,30 m de hauteur et 1,00 m de largeur.

La vanne de réglage, implantée 2,80 m à l'aval de la vanne de garde est constituée par une vanne à wagon sous carter. Ses dimensions sont de 1,00 m en hauteur et 1,00 m en largeur.

La vanne de réglage est manoeuvrée au moyen d'un vérin hydraulique implantée en fond du puits d'accès et de prise, à la cote 732 m NGA.

La vanne de garde est manoeuvrée depuis la plateforme supérieure à 785 m NGA, par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique.

I.6.6 Murs bajoyers :

Les murs bajoyers ont pour but de retenir le remblai le long du canal d'approche au déversoir, du déversoir lui-même et du bassin amortisseur.

Ils présentent un parement vertical au contact des écoulements, et un talus de 0,1H/1V sur la face extérieure située au-dessus des excavations. L'épaisseur en tête des murs bajoyers est de 40 cm.

I.8 AUSCULTATION DU BARRAGE :

Un dispositif complet d'auscultation permet de suivre le comportement de l'ouvrage, tant en phase de construction que d'exploitation. Ce dispositif comporte principalement :

- ✓ des cellules de mesures de pression interstitielles dans les remblais du barrage,
- ✓ des cellules de pression interstitielles en rives,
- ✓ des piézomètres à l'air libre,
- ✓ des mesures topographiques,
- ✓ des mesures de déformation des ouvrages,
- ✓ des dispositifs de mesure des débits,
- ✓ des accélérographes.

Toutes les mesures doivent être réalisées par du personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

Conclusion :

Cette partie base sur l'ensemble des données disponibles, notamment les résultats de la campagne de reconnaissance réalisée entre juin et novembre 2008.

Donc ce chapitre comporte principalement l'ensemble des données de base conditionnant le projet et la réalisation des travaux. Ces données concernent :

- la climatologie et l'hydrologie.
- la géologie de la cuvette et du site.
- les caractéristiques géotechniques de la fondation .
- les caractéristiques géotechniques des zones d'emprunt.

La suite du chapitre présente le projet finalement élaboré du point de vue de la conception technique des ouvrages

2^{ème} partie:

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE
DE LA DIGUE**

CHAPITRE I :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I.1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- Magra (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000;
- Sétif (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000;
- M'sila (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

I.1.1 Description du bassin versant :

Le bassin versant de l'oued Soubella se trouve à environ 100 km de la Méditerranée à la limite de la zone semi-aride du sud et se dissipe dans la plaine de Magra et la dépression du Chott Houdna.

Le bassin versant de L'oued soubella est constitué d'un massif montagneux et d'un plateau situé au-dessus de 1000 m. Il appartient au versant sud des Monts du Hodna.

Le couvert végétal dans l'oued soubella est dense. Les bois et maquis couvrent la majeure partie du bassin versant. D'un point de vue lithologique, le bassin est constitué de roches du crétacé, quaternaire et jurassique. Une grande partie du bassin versant est recouverte de calcaires, calcaire marneux et marnes, conglomérats, grès et argiles rouges.

I.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A - caractéristiques géométriques :

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S=178 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant:

$$P=89 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : $L_p = 33,5 \text{ Km}$

I.1.3 Caractéristiques hydromorphologiques :**a) Indice de compacité de Gravelius "Kc":**

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé
- si $K_c = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

$$K_c = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (I.01)$$

$$\text{On a: } S = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; \quad S: \text{ superficie (Km}^2\text{)}$$

$$P' = 2\pi R \quad R: \text{ rayon (Km)}$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

AN: $K_c = 1,87$; Donc : Notre bassin est alors « **Allongé** ».

b)- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.03)$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

$$C_a = 6,30$$

c) Rectangle équivalent:

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

$$S = L \cdot l \text{ et } P = 2(L + l) \dots\dots\dots (I.04)$$

où : L : Longueur de rectangle équivalent;

l : Largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0,28} \dots\dots\dots (I.05)$$

De (4) et (5) on obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions L, l

$$\text{Donc : } L, l = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.06)$$

AN: L=40,05 Km l=4,45 Km

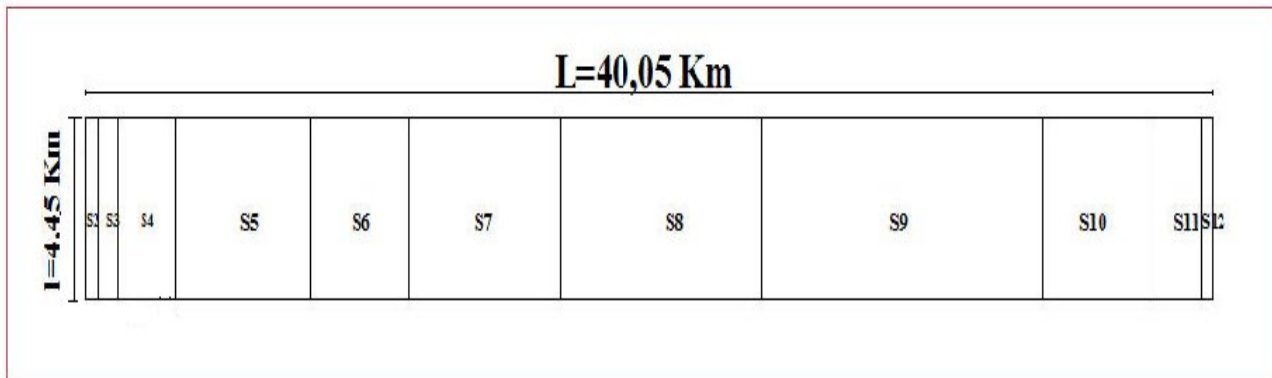


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.4 Hypsométrie du bassin versant :

I.1.4.1 Relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin. Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

A - Répartition et courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétries des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes côtes. Le bassin de l'Oued Soubella en courbes de niveau est donné dans la figure I.02. Le tableau I.01 donne la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude	Altitude Hi	Surfaces partielles Si	Surfaces Partielles Si	Surfaces Cumulées Si	Hi.Si
(m)	(m)	(km2)	(%)	(%)	(m .Km ²)
1886-1800	1 843	0,037	0,02	0,02	68,19
1800-1700	1 750	2,0 33	1,15	1,17	3557,75
1700-1600	1650	2,94	1,65	2,82	4851,00
1600-1500	1550	9,24	5,19	8,01	14322,00
1500-1400	1450	21,08	11,84	19,85	30566,00
1400-1300	1350	15,88	8,92	28,77	21438,00
1300-1200	1250	23,87	13,41	42,18	29837,50
1200-1100	1150	31,77	17,85	60,03	36535,50
1100-1000	1050	44,45	24,97	85	46672,50
1000-900	950	16,91	9,5	94,5	16064,50
900-800	850	8,19	4,6	99,1	6961,50
800-725	762,5	1,60	0,9	100	1220,00
Somme		178	100	-	212094,44

B - Altitudes maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 1886 \text{ m NGA} \quad ; \quad H_{\min} = 725 \text{ m NGA}$$

C - Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(I.07)$$

AN : $H_{\text{moy}} = 1191,54 \text{ m NGA}$

Avec:

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en Km² ;

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en m ;

S : Superficie du bassin versant en Km².

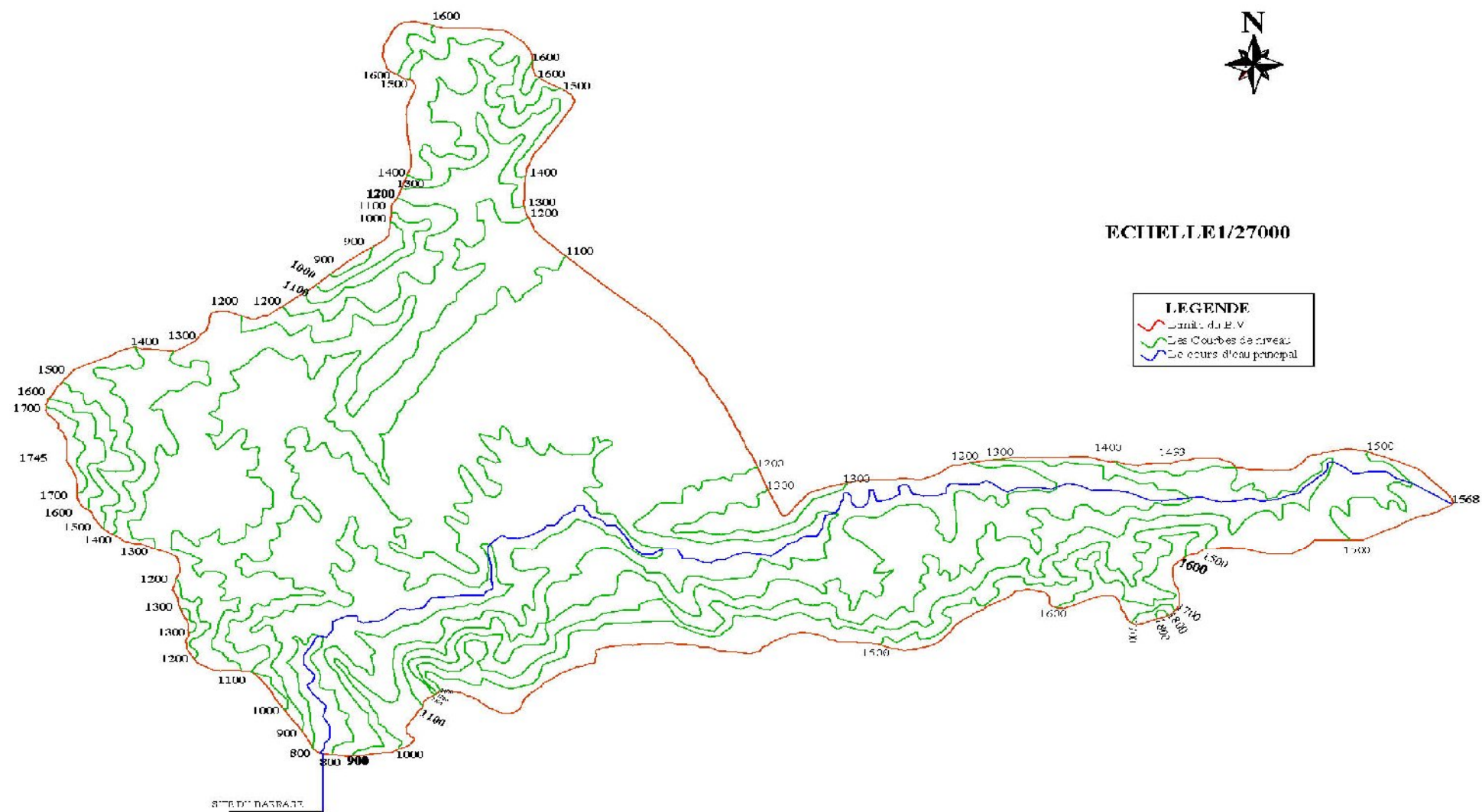


Figure I.02 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Soubella.

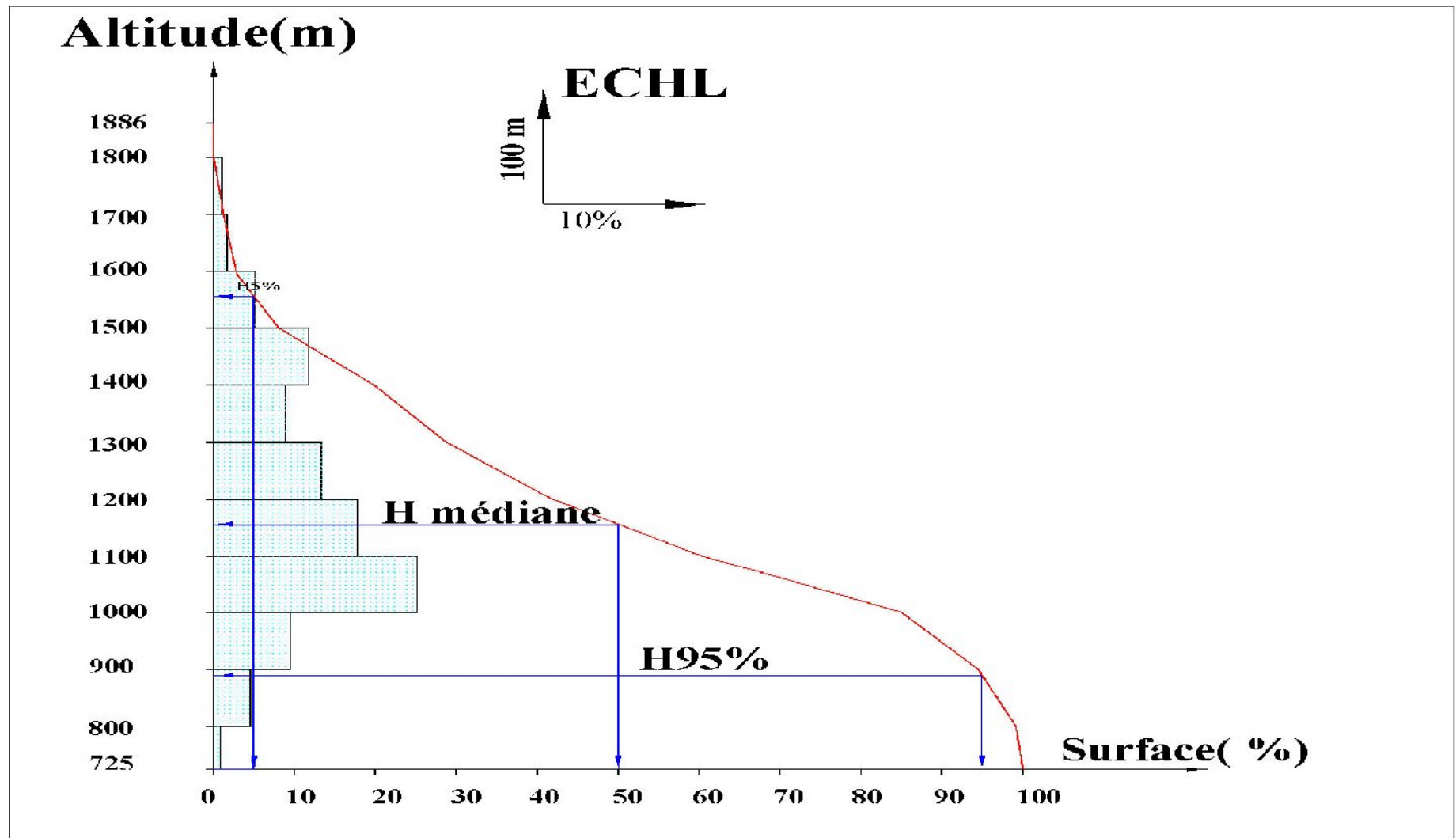


Figure I.03 : Répartition et courbe hypsométrique

D- Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig. I.03) on a :

$$H_{\text{méd}} = 1146,2 \text{ m NGA}$$

E- Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (I.08)$$

Avec:

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau successives;

$L_1, L_2, \dots, L_n$: Longueurs des courbes de niveaux (m);

S: Superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau I.02 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Côte de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (m)
1	1800	100	478,26
2	1700		1222,48
3	1600		14 498,19
4	1500		18 477,27
5	1400		53 306,50
6	1300		58 112,23
7	1200		67 168,02
8	1100		457 798,63
9	1000		56451,82
10	900		26759,20
11	800		7787,68

A.N: la pente moyenne du bassin est :

$$I_m = 0,0497.100\% = 4,97\%$$

F- Indice de pente :**➤ Indice de pente globale I_g :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (I.09)$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent;

$H_{5\%} = 1555,4 \text{ m} \Rightarrow I_g = 0,01663.100\% = 1,66\%$

$L = 40,04 \text{ km}$.

➤ **Indice de pente de ROCHE I_p :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (I.10)$$

Avec:

L : Longueur de rectangle équivalent (m);

A_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

Tableau I.03 : Détermination de la pente de Roche I_p

H_i-H_{i-1}	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i=S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1886-1800	86	0,037	0,021	1,34
1800-1700	100	2,0 33	1,142	10,69
1700-1600	100	2,94	1,652	12,85
1600-1500	100	9,24	5,191	22,78
1500-1400	100	21,08	11,843	34,41
1400-1300	100	15,88	8,921	29,87
1300-1200	100	23,87	13,410	36,62
1200-1100	100	31,77	17,848	42,25
1100-1000	100	44,45	24,972	49,97
1000-900	100	16,91	9,500	30,82
900-800	100	8,19	4,601	21,45
800-725	75	1,60	0,899	8,21
Somme		178	100	301,27

A.N : $I_p=1,51\%$

G - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déferant surface.

Tableau I.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Assez fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (I.11)$$

$$Ds = 22, 15 \text{ m} < 50.$$

Conclusion:

Notre bassin versant est à faible relief.

1.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

L'Algérie orientale possède deux systèmes hydrographiques contrastés : les bassins septentrionaux de type exoréique à écoulements relativement fournis et à régimes quasiment pérennes (Côtiers constantinois, Soummam, Kébir-Rumel, Seybouse et Medjerda) et les bassins méridionaux de type endoréique à écoulement plutôt modeste et à régime quasi-temporaire (Haut Plateaux, Chott Melrhir et Chott el Houdna).

Le projet de l'aménagement de Soubella est situé dans le bassin méridional du Chott El Houdna, à la limite entre ces deux régimes.

Le bassin versant qui alimente le site du barrage est de superficie modérée 178 Km². L'oued Soubella est le principal affluent. Il s'écoule vers le Sud-ouest, dans la plaine de Magra avant de se jeter dans la dépression lacustre du Chott El Houdna.

Dans sa partie Est, l'oued Soubella est alimenté par un affluent d'orientation Est-Ouest. Cet affluent prend sa source dans le massif montagneux des Monts du Houdna, dont le point culminant se situe à 1886m. Ce massif et la vallée de l'affluent sont caractérisés par un relief marqué.

Dans sa partie centrale, L'oued Soubella est alimenté par un affluent provenant du plateau central, d'altitude moyenne 1000m, sur lequel certaines zones sont cultivées.

Enfin, dans sa partie Ouest ; est alimenté par plusieurs affluents d'orientation Nord-sud. Ces affluents prennent leurs sources dans le deuxième massif montagneux du bassin versant. Ce massif est légèrement moins élevé que le premier, son point culminant se situe à 1745

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Il est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique est donc un organisme structuré et hiérarchisé. Il se différencie d'un autre réseau par l'agencement de ses éléments selon les contraintes imposées par quatre facteurs principaux, à savoir:

a) Géologie : Par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées (i.e. des "roches de feu" dénommées ainsi car ces roches proviennent du refroidissement du magma). La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

b) Climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

c) Pente du terrain : Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

d) Présence humaine : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

I.1.5.1 Chevelu hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM et nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'oued Soubella, le cours d'eau principal est de l'ordre 4.

I.1.5.2 Profil en long de l'oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

I.1.5.3 Pente moyenne de cours d'eau principal Ic

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. elle est donnée par la formule suivante.

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.12)$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m);

ΔL : distance entre ces deux points (km).

A.N : $Ic=2,32\%$

I.1.5.4 Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec:

$\sum_{i=1}^n Li$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km);

S : Surface du bassin versant (Km²);

$\sum_{i=1}^n Li=65,64$ Km.

AN:

$D_d=0,37$ Km/Km

I.1.5.5 Densité hydrographique

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

Avec :

- F : Densité hydrographique [km⁻²];
- N_i : Nombre de cours d'eau, Ni=22;
- S : Superficie du bassin [km²].

AN : F=0,12 thalweg/km²

I.1.5.6 Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte Algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937).

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI (1937):

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.15)$$

Avec:

- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km);
- S : Superficie du bassin versant (Km²);
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA);
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : t_c = 6 heure

- Formule de CALIFORNIA:

$$t_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots (I.16)$$

A.N :

$$t_c = \left(\frac{0,87 \cdot 33,5^3}{1886 - 725} \right)^{0,386} = 3,68 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH:

$$t_c = 0,6615 L_p^{0,77} \cdot i_g^{0,385} \dots\dots\dots (I.17)$$

Avec :

L_P : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N : $t_c = 0,6615 \cdot 33,5^{0,77} \cdot 0,12^{0,385} = 0,68$ heure

• Formule de VENTURA :

$$t_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (I.18)$$

A.N : $t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{3}{0,14}} = 0,6$ heure

Les résultats des différentes méthodes sont présentés dans le tableau I.05.

Tableau I.05 : Temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	6,00
CALIFORNIA	3,68
KIRPICH	0,68
VENTURA	0,60

Commentaire :

Sur la base de ces résultats et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur $t_c=6,00$ heures donnée par la formule de GRIANDOTTI. Cette formule est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

I.1.5.7 Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{t_c} \dots\dots\dots (I.19)$$

Avec:

L : Longueur de talweg principal en [Km].

A.N : $V_r = \frac{33,5}{6,00} = 5,83$ km/h.

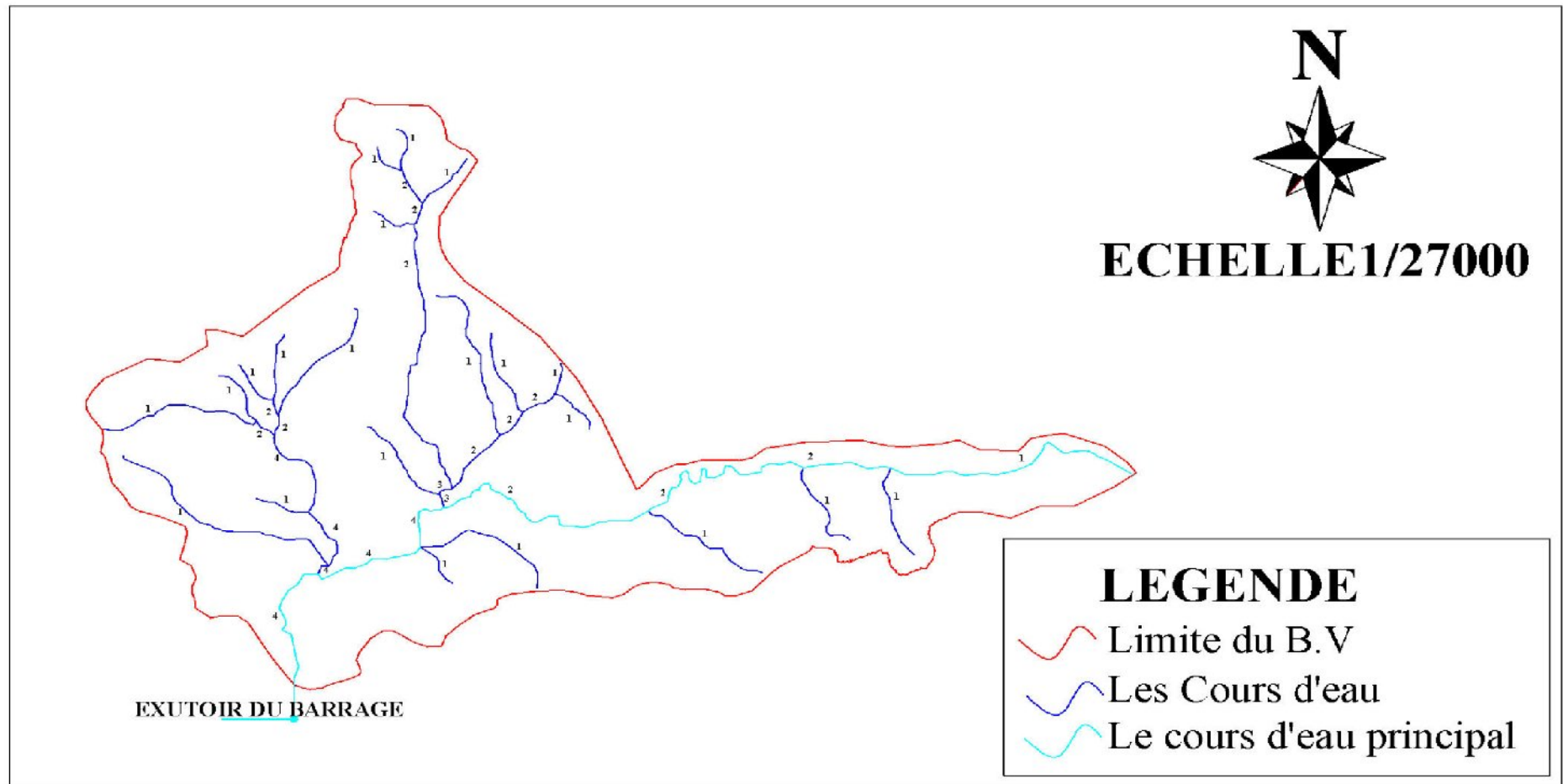


Figure I.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant

I.1.6 Profil en long de l'Oued :

Le profil en long du talweg principal présente une pente assez marquée et homogène (de l'ordre 2à 3 %).

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau I.6 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1600-1500	1,0	1,0
2	1500-1400	2,4	3,4
3	1400-1300	3,1	6,5
4	1300-1200	2,7	9,2
5	1200-1100	4	13,2
6	1100-1000	5,1	18,3
7	1000-900	4,8	23,1
8	900-800	6,2	29,3
9	800-725	4,2	33,5

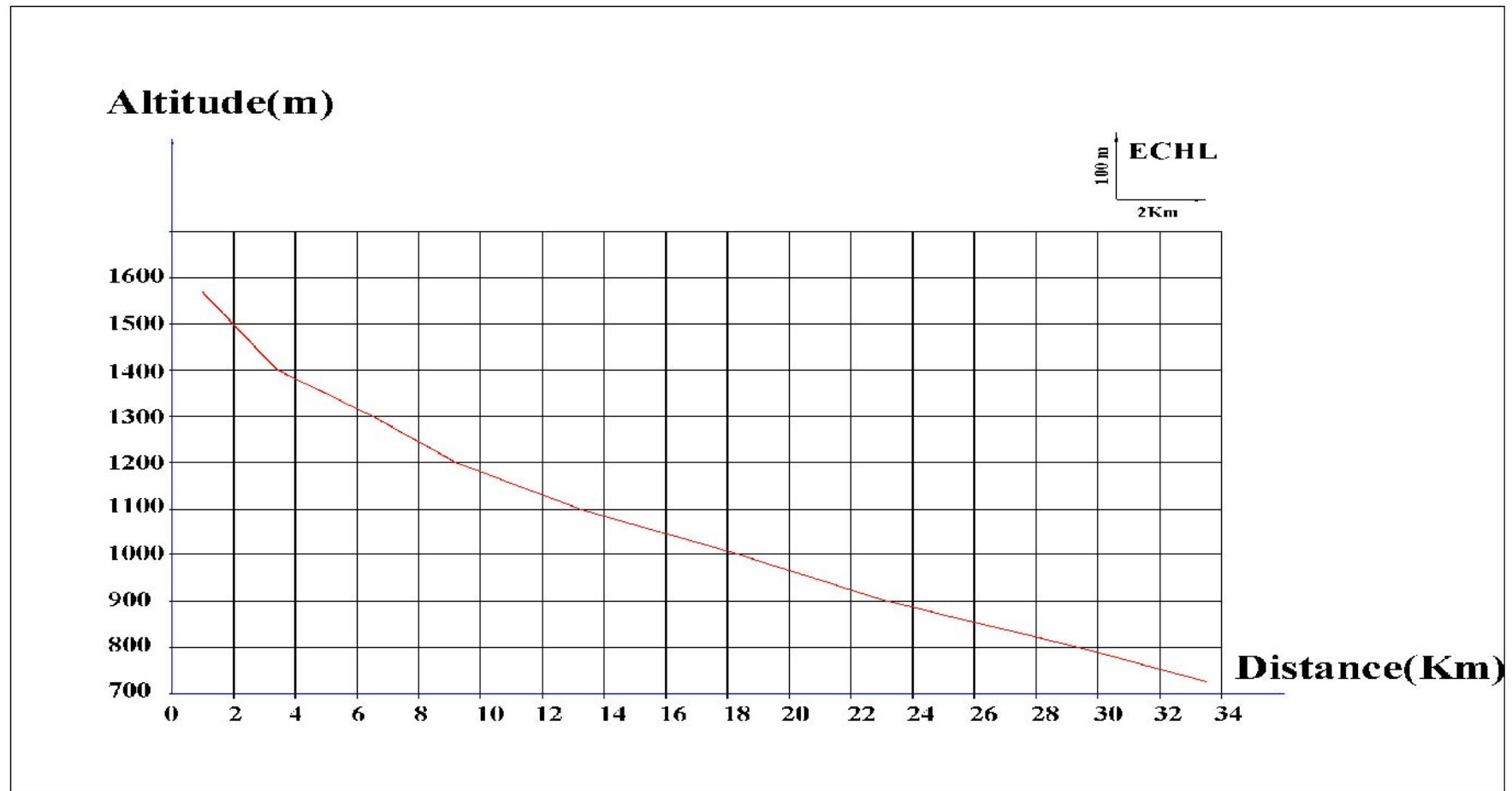


Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau I.07 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant de Soubella

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	178
Périmètre		P	km	89
Longueur du thalweg principal		L	km	33,5
Pente du thalweg principal		I _c	%	2,32
Indice de compacité		K _C	-	1,87
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	40,05
	largeur	I _r	Km	4,45
Altitudes	maximale	H _{max}	mNGA	1886
	moyenne	H _{moy}	mNGA	1191,54
	médiane	H _{med}	mNGA	1146,2
	minimale	H _{min}	mNGA	725
Pente moyenne de B.V		I _m	%	4,97
Indice de pente globale		I _g	%	1,66
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,51
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,37
Densité hydrographique		F	Km ⁻²	0,12
Temps de concentration		t _c	h	6
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5,83

I.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant:

Le site du futur barrage de Soubella est situé dans le bassin méridional du Chott El Hodna.

La pluviométrie sur la zone de l'étude est caractérisée par trois mois secs (juin - juillet - août, très marqué en juillet) et un régime bimodal, avec un premier maximum en automne – hiver et un second maximum au printemps. Compte tenu de l'irrégularité du climat, les mois les plus pluvieux sont extrêmement variables en intensité et en époque.

La pluviométrie annuelle moyenne est de 289 mm au site du barrage et d'environ 375 mm sur le bassin versant, dont plus de 90% sont enregistrés entre septembre et mai.

Les mois de juin au septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en juillet/août (26°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 7 °C.

I.2.1 Température :

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées au site du barrage se présentent comme suit :

Tableau I.08 : Répartition mensuelle de la température.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuelle
T(°c)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26	15

Source : ANBT.

Comme le montre le tableau (I.08) la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 15 °C.

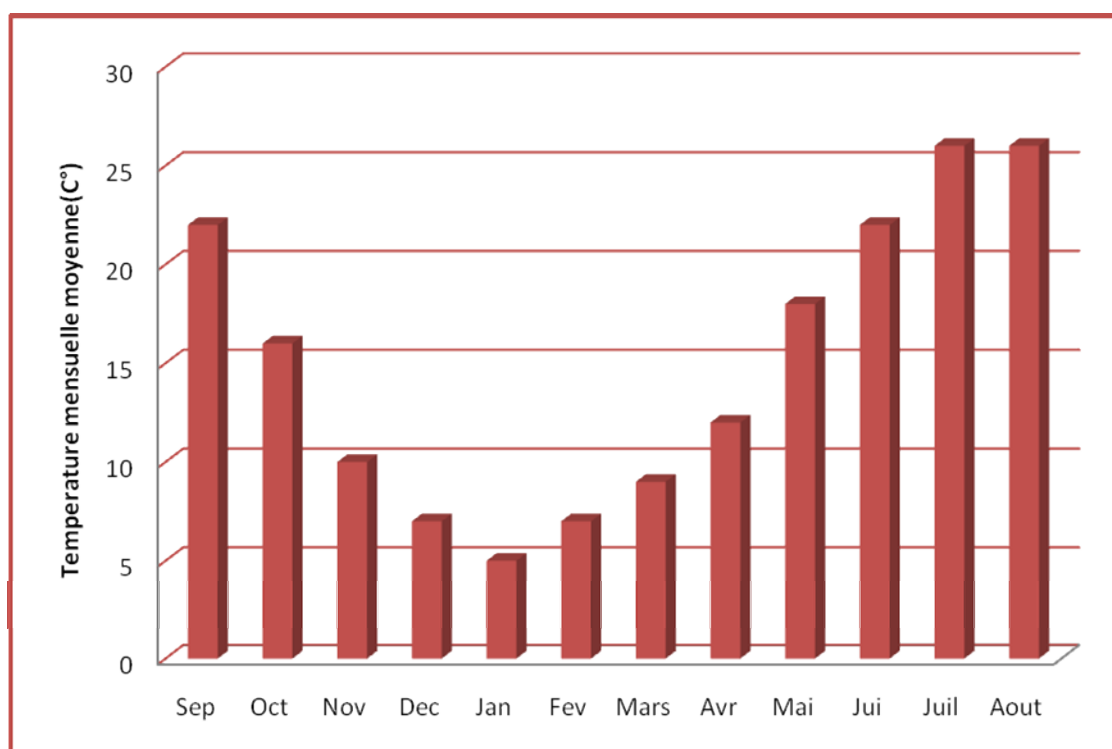


Figure I.06 : Températures mensuelles moyennes

I.2.2 Evaporation:

L'évaporation moyenne annuelle au site de Soubella est estimée à 1 650 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH.

Le Tableau I.09 et la Figure I.06 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

Tableau I.09: Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuelle
Evaporation moyenne(mm)	176	101	50	25	25	38	76	126	202	252	302	277	1650

Source : ANRH.

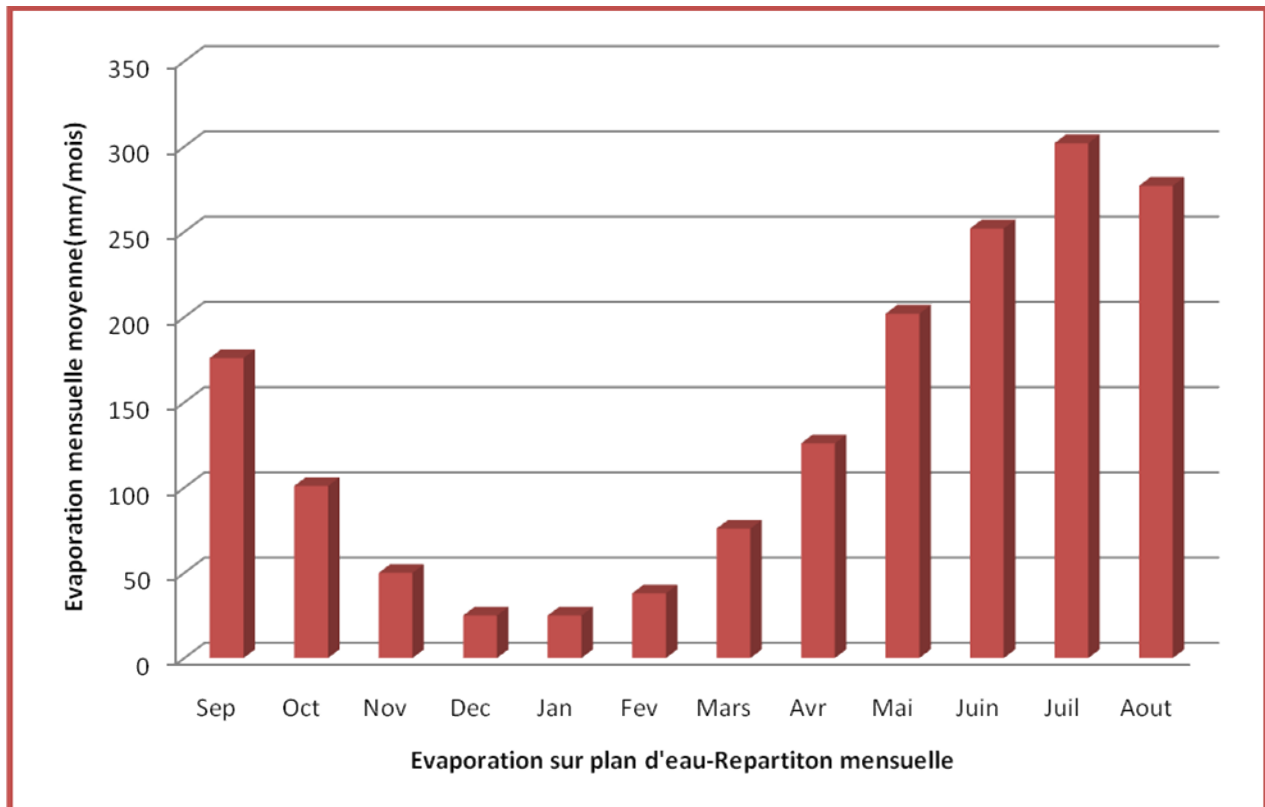


Figure I.07 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle

I.2.3 Régime des vents:

Les données concernant les directions et les vitesses moyennes des vents ont été tirées des mesures effectuées à la station météorologique de Bou Saada (1991-2000).

La répartition fréquentielle du vent sur 8 secteurs de directions, avec les vitesses correspondantes, est présentée ci-dessous.

Tableau I.10: Vents – Directions et vitesses à Bou Saada

Direction du vent	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Vitesse moyenne [m/s]	5.1	3.8	3.4	4.1	4.6	4.6	5.1	5.4

Source : ANRH.Alger

Les directions des vents dominants sont nord et nord-ouest. La vitesse moyenne maximum est de 5.4 m/s.

I.2.4 Pluviométrie:

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Sidi Ouadah, située à l'aval immédiat du futur barrage de Soubella, sur la période 1973-2010. La pluviométrie moyenne annuelle au site du barrage de Soubella est estimée à 302,53mm. La répartition mensuelle des précipitations est caractéristique d'un régime bimodal, avec de fortes pluies en automne-hiver et au printemps. Les mois de juillet et août sont les mois les plus secs. La variabilité des précipitations au pas de temps annuel et mensuel est très élevée.

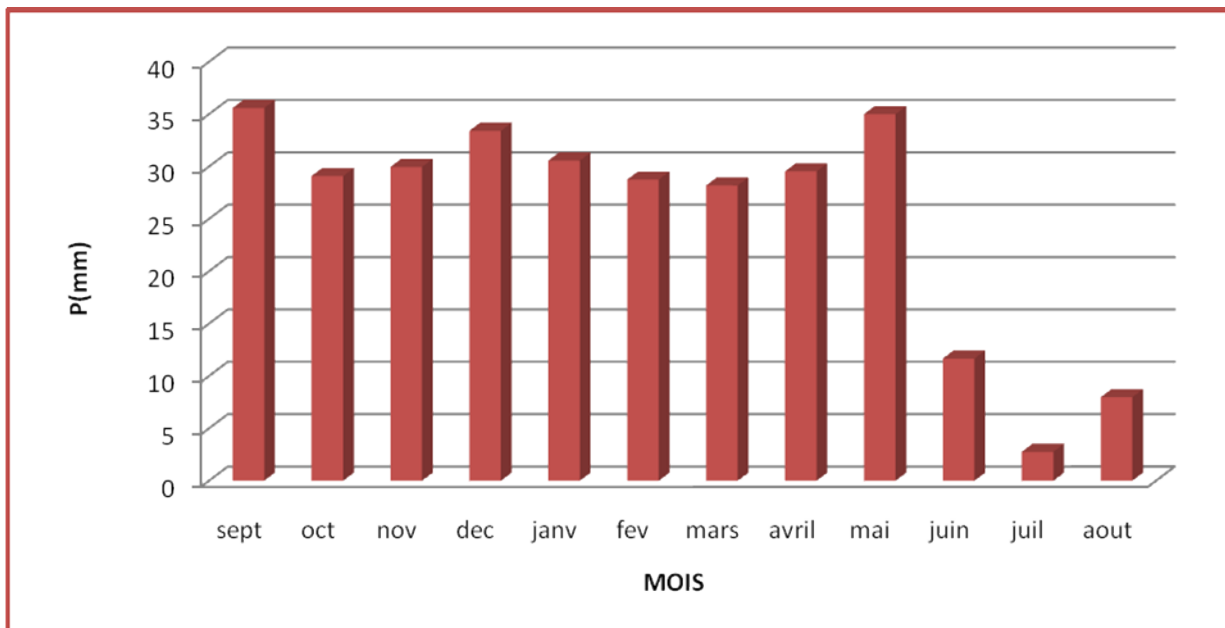
Tableau I.11: Station pluviométrique utilisée dans l'étude.

Station	Code	Source	Coordonnées			Période d'observation	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
Sidi Ouadah	05.11.11	ANRH	721.5	268.75	720	1973-2010	38

Tableau I.12: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
P(mm)	35,59	29,09	29,96	33,41	30,57	28,76	28,19	29,54	35,00	11,67	2,76	7,97	302,53
P(%)	11,76	9,62	9,90	11,04	10,10	9,51	9,32	9,77	11,57	3,86	0,91	2,64	100,00

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.08. On note une pointe au mois de **Septembre**.

**Figure I.08 :** Répartition mensuelle des précipitations

I.2.5 Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.11) .

Tableau I.13: Caractéristiques de la série pluviométrique (38ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=38} X_i$	1279,9
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} X_i}{n}$	34,59
L'écart type « σ_x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=42} (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	12,82
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,37
L'exposant climatique	b=0,31	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.31) est donné par l'ARNH d'Alger.

I.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GALTON (log-normale).
- 2)-la loi de GUMBEL

- L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x_i) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (I.20).$$

Tel que: $Y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

➤ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

➤ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots(I.21)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

➤ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

➤ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

➤ représenter graphiquement les couples (x_i , y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots\dots\dots(I.22)$$

Avec :

($1/\alpha$) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau I.14: Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour(ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	121	16.1	89.3 -152
2000.0	0.9995	105	13.4	78.6 -131
1000.0	0.9990	97.9	12.2	74.0 -122
200.0	0.9950	81.7	9.44	63.2 -100
100.0	0.9900	74.8	8.27	58.6 -91.0
50.0	0.9800	67.8	7.10	53.9 -81.7
20.0	0.9500	58.5	5.56	47.6 -69.4
10.0	0.9000	51.3	4.40	42.7 -59.9
5.0	0.8000	43.8	3.26	37.4 -50.2

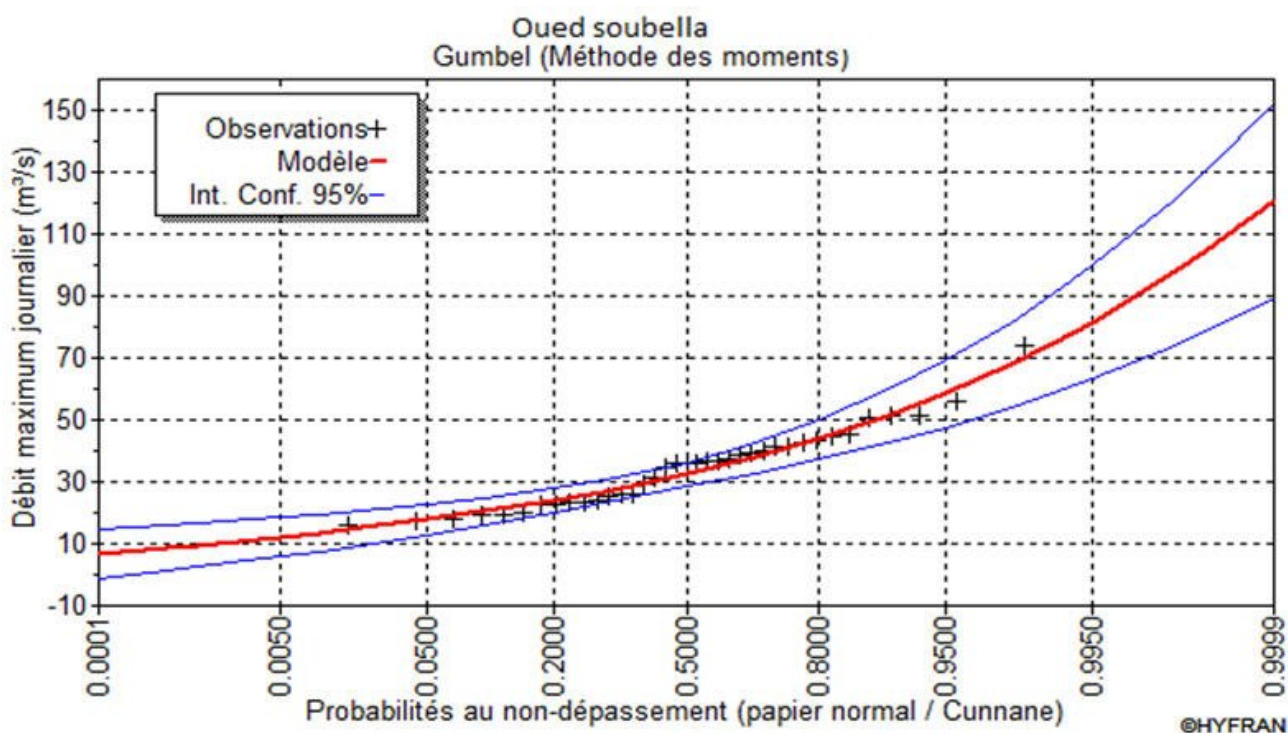


Figure I.09 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau I.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.7
Maximum	Aucun	74.2
Moyenne	34.6	34.6
Ecart-type	12.8	12.8
Médiane	32.5	35.8
Coefficient de variation (Cv)	0.371	0.371
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.758
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.49

I.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11).

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.23)$$

D'Où :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{Variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma \cdot \text{Logu}(p\%)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{38} \text{Log } x_i}{N} \dots\dots\dots (I.24)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.16).

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour(T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de Confiance (95%)
10000.0	0.9999	130	22.8	85.5 - 175
2000.0	0.9995	111	17.5	76.6 - 145
1000.0	0.9990	103	15.4	72.7 - 133
200.0	0.9950	84.9	11.0	63.4 - 106
100.0	0.9900	77.3	9.26	59.2 - 95.5
50.0	0.9800	69.8	7.65	54.8 - 84.8
20.0	0.9500	59.9	5.70	48.7 - 71.1
10.0	0.9000	52.3	4.37	43.7 - 60.9
5.0	0.8000	44.3	3.19	38.1 - 50.6

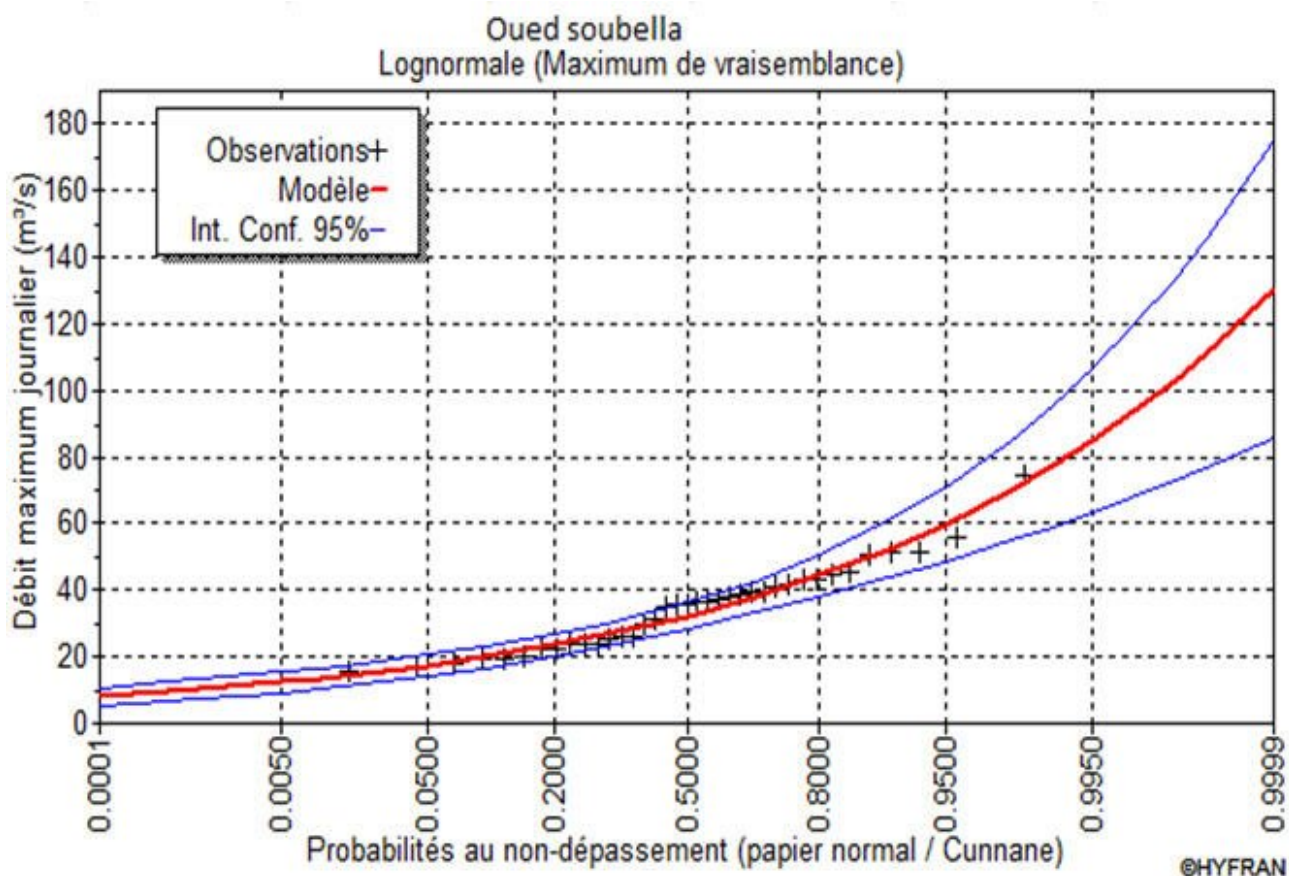


Figure I.10 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Tableau I.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.7
Maximum	Aucun	74.2
Moyenne	34.7	34.6
Ecart-type	13.5	12.8
Médiane	32.4	35.8
Coefficient de variation (Cv)	0.388	0.371
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.22	0.758
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.77	3.49

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton.

I.4 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

❖ pluie de courtes durées :

$$P_{\max t, p \%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.25)$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.31)

❖ intensités :

$$I_{\max t, p \%} = \frac{P_{\max j, p(\%)}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (I.26)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans les tableaux I.18 et I.19:

Tableau I.18: La pluie de courtes durées de différentes fréquences.

periode de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1	0,01
Pmaxj,p(%) (mm)	43,8	51,3	58,5	67,8	74,8	97,9	121
T(h)	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%	Pmaxj,p%
0,5	13,19	15,45	17,62	20,42	22,53	29,48	36,44
1	16,35	19,15	21,84	25,31	27,93	36,55	45,18
2	20,27	23,74	27,08	31,38	34,62	45,31	56,01
3	22,99	26,93	30,70	35,59	39,26	51,38	63,51
4	25,13	29,44	33,57	38,90	42,92	56,18	69,43
5	26,93	31,55	35,97	41,69	46,00	60,20	74,40
6	28,50	33,38	38,06	44,12	48,67	63,70	78,73
7	29,89	35,01	39,93	46,27	51,05	66,82	82,58
8	31,16	36,49	41,61	48,23	53,21	69,64	86,08
9	32,32	37,85	43,16	50,02	55,19	72,23	89,28
10	33,39	39,11	44,60	51,68	57,02	74,63	92,24
11	34,39	40,28	45,93	53,23	58,73	76,87	95,01
12	35,33	41,38	47,19	54,69	60,34	78,97	97,60
13	36,22	42,42	48,37	56,06	61,85	80,95	100,06
14	37,06	43,41	49,50	57,37	63,29	82,84	102,38
15	37,86	44,34	50,57	58,61	64,66	84,63	104,59
16	38,63	45,24	51,59	59,79	65,96	86,34	106,71
17	39,36	46,10	52,57	60,93	67,22	87,97	108,73
18	40,06	46,92	53,51	62,02	68,42	89,55	110,68
19	40,74	47,72	54,41	63,06	69,57	91,06	112,55
20	41,39	48,48	55,29	64,07	70,69	92,52	114,35
21	42,02	49,22	56,13	65,05	71,77	93,93	116,09
22	42,63	49,93	56,94	66,00	72,81	95,29	117,78
23	43,23	50,63	57,73	66,91	73,82	96,62	119,41
24	43,80	51,30	58,50	67,80	74,80	97,90	121,00

Tableau I.19: Intensités de La pluie de courtes durées.

période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1	0,01
Pmaxj,p(%)(mm)	43,8	51,3	58,5	67,8	74,8	97,9	121
T(h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)	Io(mm/h)
0,5	26,38	30,90	35,24	40,84	45,06	58,97	72,88
1	16,35	19,15	21,84	25,31	27,93	36,55	45,18
2	10,14	11,87	13,54	15,69	17,31	22,66	28,00
3	7,66	8,98	10,23	11,86	13,09	17,13	21,17
4	6,28	7,36	8,39	9,73	10,73	14,04	17,36
5	5,39	6,31	7,19	8,34	9,20	12,04	14,88
6	4,75	5,56	6,34	7,35	8,11	10,62	13,12
7	4,27	5,00	5,70	6,61	7,29	9,55	11,80
8	3,89	4,56	5,20	6,03	6,65	8,71	10,76
9	3,59	4,21	4,80	5,56	6,13	8,03	9,92
10	3,34	3,91	4,46	5,17	5,70	7,46	9,22
11	3,13	3,66	4,18	4,84	5,34	6,99	8,64
12	2,94	3,45	3,93	4,56	5,03	6,58	8,13
13	2,79	3,26	3,72	4,31	4,76	6,23	7,70
14	2,65	3,10	3,54	4,10	4,52	5,92	7,31
15	2,52	2,96	3,37	3,91	4,31	5,64	6,97
16	2,41	2,83	3,22	3,74	4,12	5,40	6,67
17	2,32	2,71	3,09	3,58	3,95	5,17	6,40
18	2,23	2,61	2,97	3,45	3,80	4,97	6,15
19	2,14	2,51	2,86	3,32	3,66	4,79	5,92
20	2,07	2,42	2,76	3,20	3,53	4,63	5,72
21	2,00	2,34	2,67	3,10	3,42	4,47	5,53
22	1,94	2,27	2,59	3,00	3,31	4,33	5,35
23	1,88	2,20	2,51	2,91	3,21	4,20	5,19
24	1,83	2,14	2,44	2,83	3,12	4,08	5,04

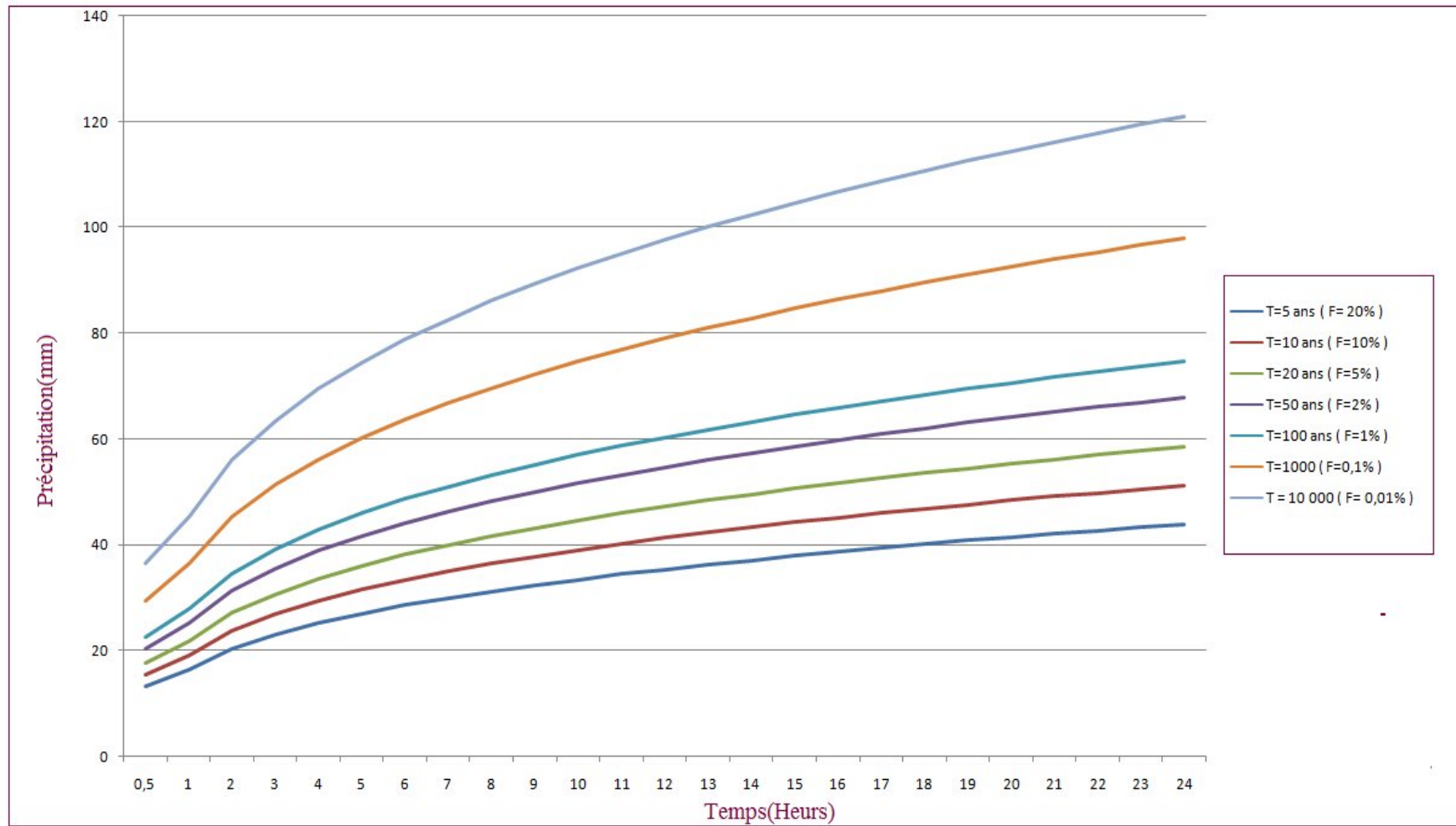
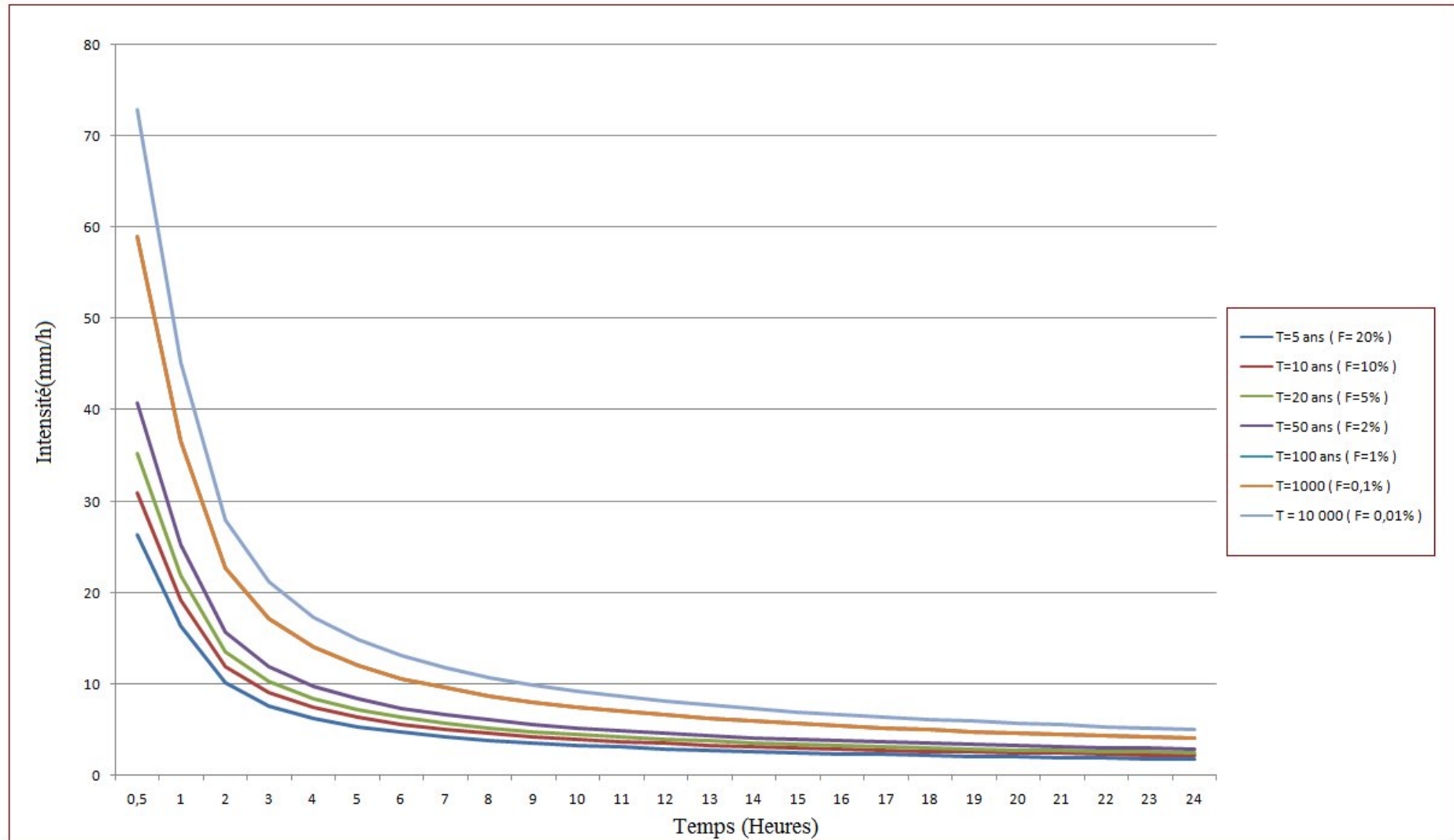


Figure I.11 : Pluies de Courte durée.

**Figure I.12 : Intensité –Durée -Fréquence**

I.5 Etudes des apports :**I.5.1 Analogie avec la station de Ced Fagues (050801) :**

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique voisine (Ced-Fague).

Tableau I.20: La Station pluviométrique Ced Fague.

Station	code	Source	Période d'observation	<i>N(ans)</i>	Localisation
Ced Fague	05.11.11	ANRH	1955-1996	41	Bassin versant el-ksob

I.5.1.1 Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe I.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 24.84 Mm³.

Tableau I.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
A (Mm3)	4,42	3,75	3,21	2,95	2,27	2,00	2,38	1,27	1,19	0,67	0,36	0,38	24,84
Apport(%)	17,81	15,08	12,93	11,86	9,15	8,05	9,57	5,12	4,77	2,68	1,46	1,54	100

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{\text{site}} = A_{\text{st}} \left(\frac{S_{\text{bv}}^{\text{site}}}{S_{\text{bv}}^{\text{st}}} \right) \dots\dots\dots (I.27)$$

Avec :

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site ;

A_{st} : Apport moyenne annuelle de la station (050801) ;

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site est de 178 Km² ;

S_{bv}st : Surface du bassin versant où se trouve la station (050801) est de 250 Km².

$$A_{\text{site}} = 17,69 \text{ Mm}^3$$

Tableau I.22: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
A (Mm3)	3,15	2,67	2,29	2,10	1,62	1,42	1,69	0,90	0,84	0,47	0,26	0,27	17,69
Apport(%)	17,81	15,08	12,93	11,86	9,15	8,05	9,57	5,12	4,77	2,68	1,46	1,54	100,00

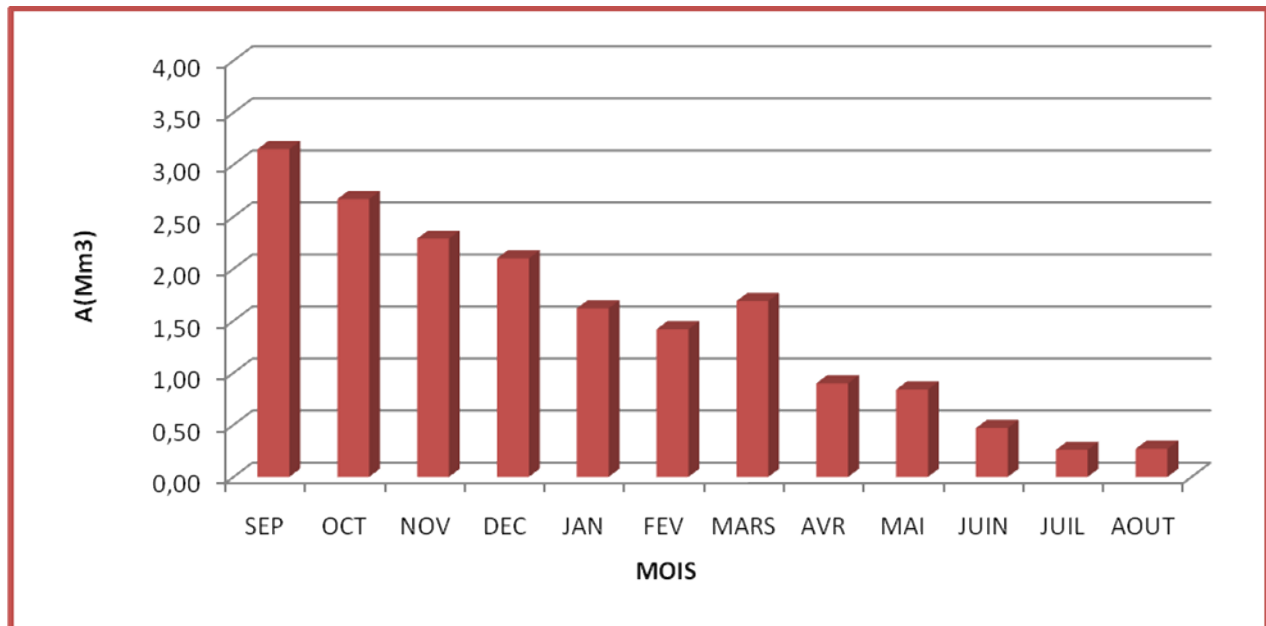


Figure I.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

I.5.2 Les apports fréquents :

Le calcul des apports fréquents se fait par l'ajustement de la série des apports.

I.5.2.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale :

Tableau I.23 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

Période de retour(T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de Confiance (95%)
10000.0	0.9999	75.9	10.4	55.4 - 96.4
2000.0	0.9995	66.4	8.21	50.3 - 82.5
1000.0	0.9990	62.3	7.32	48.0 - 76.7
200.0	0.9950	53.0	5.38	42.5 - 63.6
100.0	0.9900	49.0	4.61	40.0 - 58.1
50.0	0.9800	45.0	3.87	37.4 - 52.6
20.0	0.9500	39.6	2.96	33.8 - 45.4
10.0	0.9000	35.3	2.32	30.8 - 39.9
5.0	0.8000	30.8	1.74	25.9 - 34.2

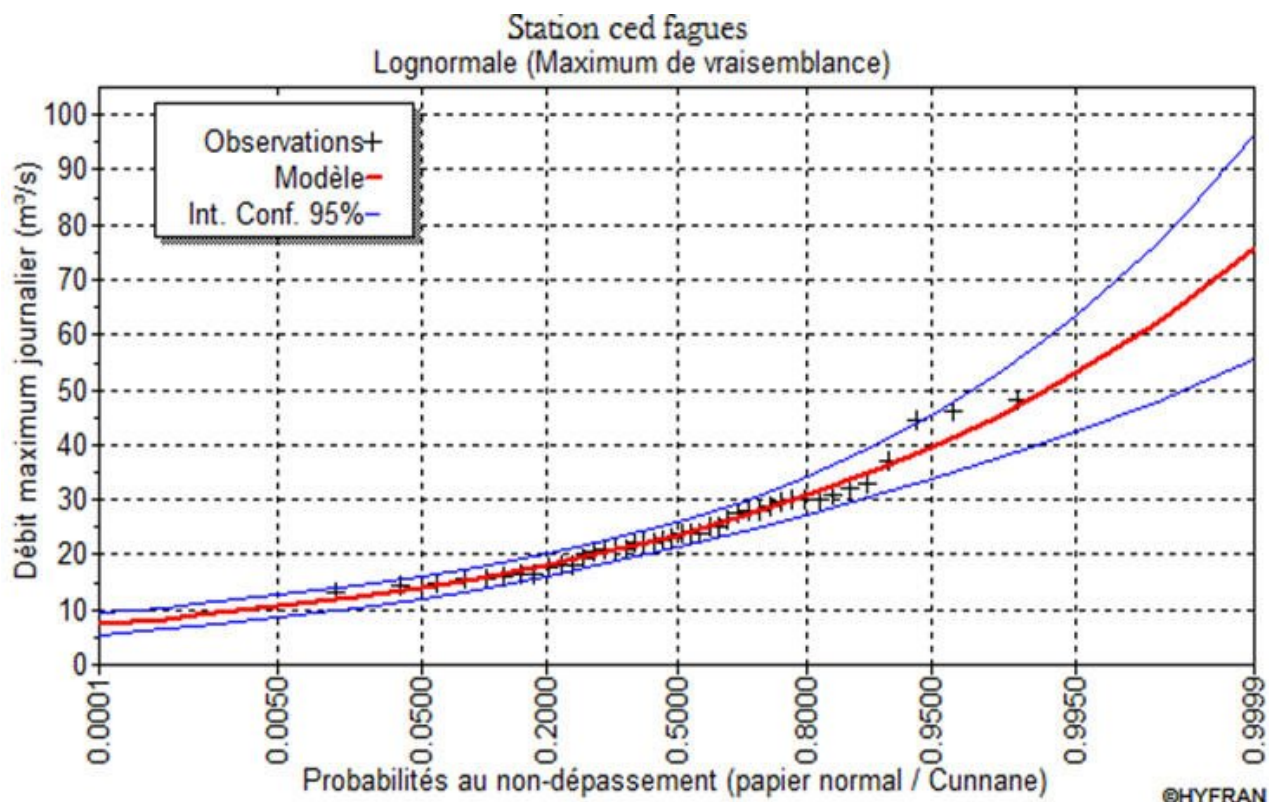


Figure I.14 : Représentation graphique de la loi log-normale

Tableau I.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.3
Maximum	Aucun	48.2
Moyenne	24.8	24.8
Ecart-type	7.98	8.27
Médiane	23.6	23.4
Coefficient de variation (Cv)	0.321	0.333
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.997	1.13
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.82	3.86

I.5.2.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 21.93 \text{ Mm}^3$.

Tableau I.25 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	ANN
$A_{80\%}(\%)$	17,81	15,08	12,928	11,9	9,15	8,05	9,567	5,116	4,771	2,6837	1,46	1,54	100
$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	3,905	3,307	2,8351	2,6	2,01	1,77	2,098	1,122	1,046	0,5885	0,32	0,34	21,93

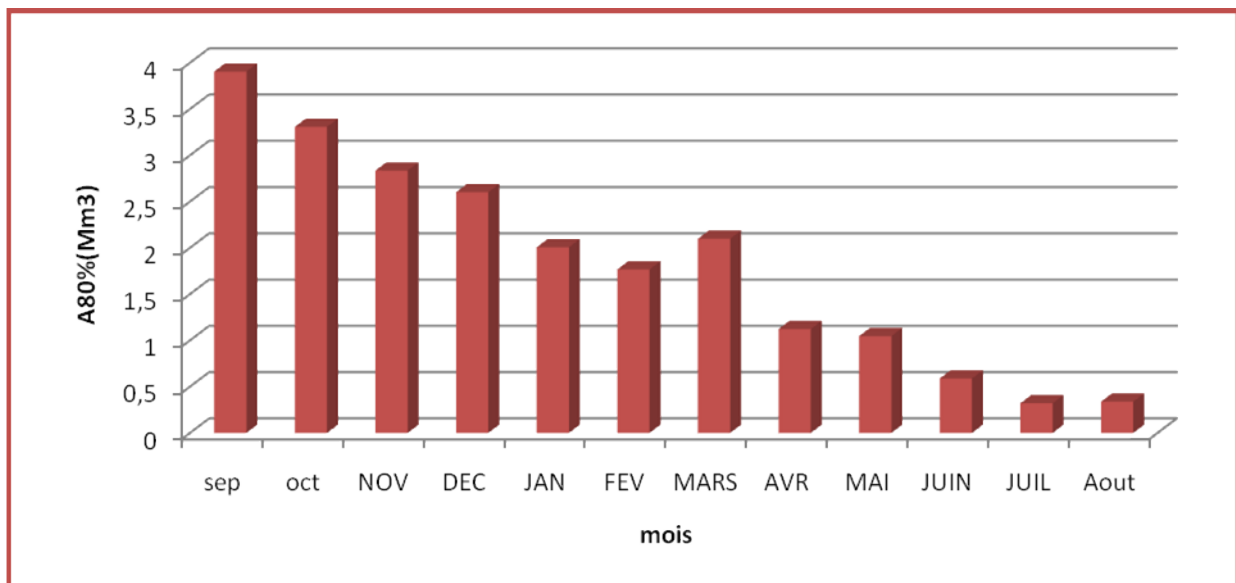


Figure I.15 : Répartition mensuelle des apports 80%

I.5.3 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- ✓ En suspension.
- ✓ Par charriage.

I.5.3.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_{an}} \right)^{2,65} \left(\frac{n^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (I.28)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an)

Pm : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm)

Pan: Pluie moyenne annuelle (mm)

h : Dénivelé moyen (m), $h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$ [m];

S : Superficie du bassin (km²)

AN:

h= 522,45 m

D'où :

$$\mathbf{Ta} = 36.06 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{E \cdot S}{\gamma_s} = 4584,77 / \text{an}$$

B - Formule de Tixeront (1960) :

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est Algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$\mathbf{Ta} = 92 \cdot L_e^{0,21} \dots\dots\dots (\text{I.29}).$$

$$\mathbf{Ta} = 179.88 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

Où:

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : Lamme d'eau écoulée en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1,8T / m^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 20011,98 m^3 / \text{an}$$

C- Formule de SOGREAH (1969) :

Ce modèle relie le Taux d'abrasion (Ta en t km⁻² an⁻¹) en fonction du ruissellement annuel de crue (R en mm) et la perméabilité du bassin (K_{Sog}).

L'équation de SOGREAH est la suivante :

$$\mathbf{Ta} = K_{Sog} R^{0,15} \dots\dots\dots (\text{I.30}).$$

(K_{Sog} = 1701,8 pour le Bassin de HODNA).

AN :

$$\mathbf{Ta} = 27474,55 \text{ T/km}^2/\text{an}.$$

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1,8T / m^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 3493192,78 m^3 / \text{an}$$

D-Formule de Demmak (1982) :

L'équation modifiée de Demmak est :

$$Ta = 45,324 (IL \times 100) + 20,402 AR - 1634,912 \dots \dots \dots (I.31).$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an.

IL : L'indice de pluviosité.

AR : L'indice d'Arnoldus.

(IL= 0.36 et AR=32,31 Pour le Bassin de HODNA).

AN :

$$Ta=655,94 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1,8T / m^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 64865,18 m^3 / \text{an}$$

Tableau I.26 : récapitulatif de Volume annuel moyen.

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	36.06 t/Km ² /an	4584,77
Tixeront (1960)	179.88 T/km ² /an	20011,98
SOGREAH (1969)	27474,55 T/km ² /an.	3493192,78
Demmak (1982)	655,94 T/km ² /an.	64865,1

Résultats et discussion:

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. Dans notre travail on opte pour les résultats données par la formule de Demmak car cette équation est basée sur les données recueillies dans 30 bassins d'Algérie dont 15 alimentent les barrages réservoirs. Les données du barrage K'sob(Chot-El Hodna) ont été utilisées pour élaborer cette équation. La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans.

- Pour 15 ans

$$V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 15 \cdot 64865,1 = 972\,976,5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{mort}} = 0,97 \text{ Mm}^3.$$

- Pour 30 ans

$$V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 30 \cdot 64865,1 = 1\,945\,953 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{mort}} = 1,945\,953 \text{ Mm}^3.$$

- Pour 50 ans

$$V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 50 \cdot 64865,1 = 3\,243\,255 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{mort}} = 3,243\,255 \text{ Mm}^3.$$

I.5.4.2 Le transport solide par charriage :

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage = 30% du transport solide en suspension
Donc Le transport solide par charriage = 0,97 Mm³.

Le volume mort total est estimé alors $V_{\text{mort}} = 3.24 + 0.97 = 4.21 \text{ Mm}^3$
Donc le volume mort estimé à 50 ans est de 4 Mm³.

I.6. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel. La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Le tableau I.23 donne les débits probables calculés.

Tableau I.27 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\text{max}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	92,1	125	156	197	227	327	428

I.6.1 Hydrogramme de crue :

I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{max}} = \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.32)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\max} = \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^2 \dots\dots\dots (I.33)$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;

t_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : Temps de la décrue en heures ;

$Q_{\max}$: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x=2$ pour la montée de la crue.

$y=3$ pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

➤ $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

➤ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

($\delta=4$; voir le Tableau I.28) ;

$t_d = 4 \cdot 6 = 24$ heures ;

Tableau I.28 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.29 et la Figure (I.17)

Tableau I.29 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps

Temps(h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0,0000	0	0,00	0,0000	0,0000	0,000
1	3,4722	4,33	5,47	6,3056	9,083	11,88
2	13,8889	17,33	21,88	25,2222	36,33	47,55
3	31,2500	39	49,25	56,7500	81,75	107,0
4	55,5556	69,33	87,55	100,8889	145,33	190,2
5	86,8056	108,33	136,80	157,6389	227,08	297,2
6	125,0000	156	197,00	227,0000	327,00	428,0
7	110,0170	137,30	173,38	199,7909	287,80	376,6
8	96,2818	120,15	151,74	174,8478	251,87	329,6
9	83,7402	104,50	131,97	152,0723	219,06	286,7
10	72,3380	90,27	114,00	131,3657	189,23	247,6
11	62,0208	77,40	97,74	112,6297	162,24	212,3
12	52,7344	65,81	83,10	95,7656	137,95	180,5
13	44,4246	55,44	70,01	80,6750	116,21	152,1
14	37,0370	46,22	58,37	67,2593	96,888	126,8
15	30,5176	38,08	48,09	55,4199	79,833	104,4
16	24,8119	30,96	39,10	45,0584	64,907	84,95
17	19,8658	24,79	31,30	36,0763	51,968	68,02
18	15,6250	19,50	24,62	28,3750	40,875	53,5
19	12,0352	15,02	18,96	21,8560	31,484	41,20
20	9,0422	11,28	14,25	16,4207	23,654	30,96
21	6,5918	8,22	10,38	11,9707	17,244	22,57
22	4,6296	5,77	7,29	8,4074	12,111	15,85
23	3,1015	3,87	4,88	5,6323	8,1134	10,61
24	1,9531	2,43	3,07	3,5469	5,1093	6,687
25	1,1303	1,41	1,78	2,0526	2,9568	3,870
26	0,5787	0,72	0,91	1,0509	1,5138	1,981
27	0,2441	0,30	0,38	0,4434	0,6386	0,835
28	0,0723	0,09	0,11	0,1314	0,1892	0,247
29	0,0090	0,01	0,01	0,0164	0,0236	0,030
30	0	0	0	0	0	0

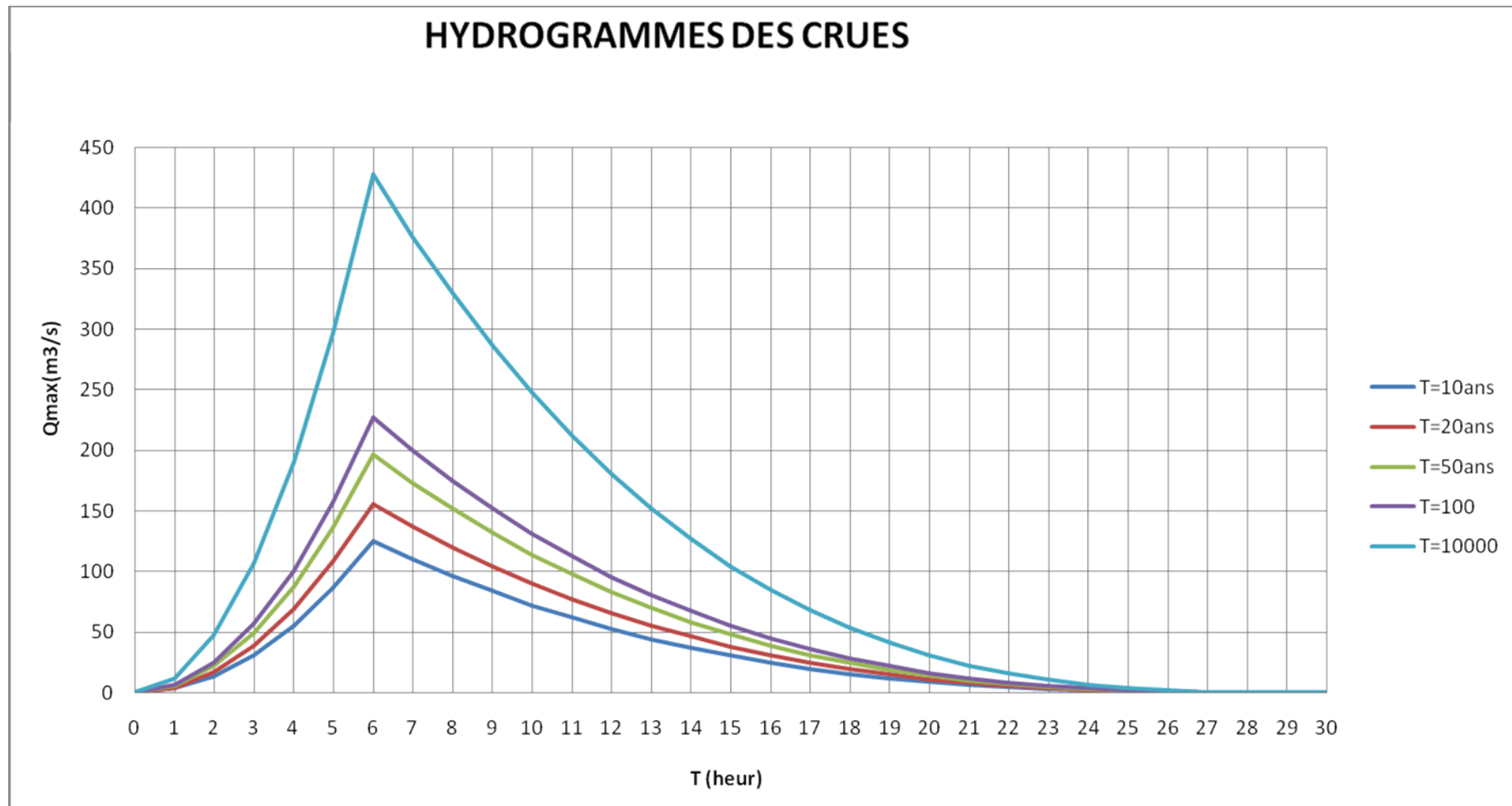


Figure I.16 : Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.6.2 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau I.30 : Crue de projet recommandée.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Source : [06]

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.01\%}=428(m^3/s)$.

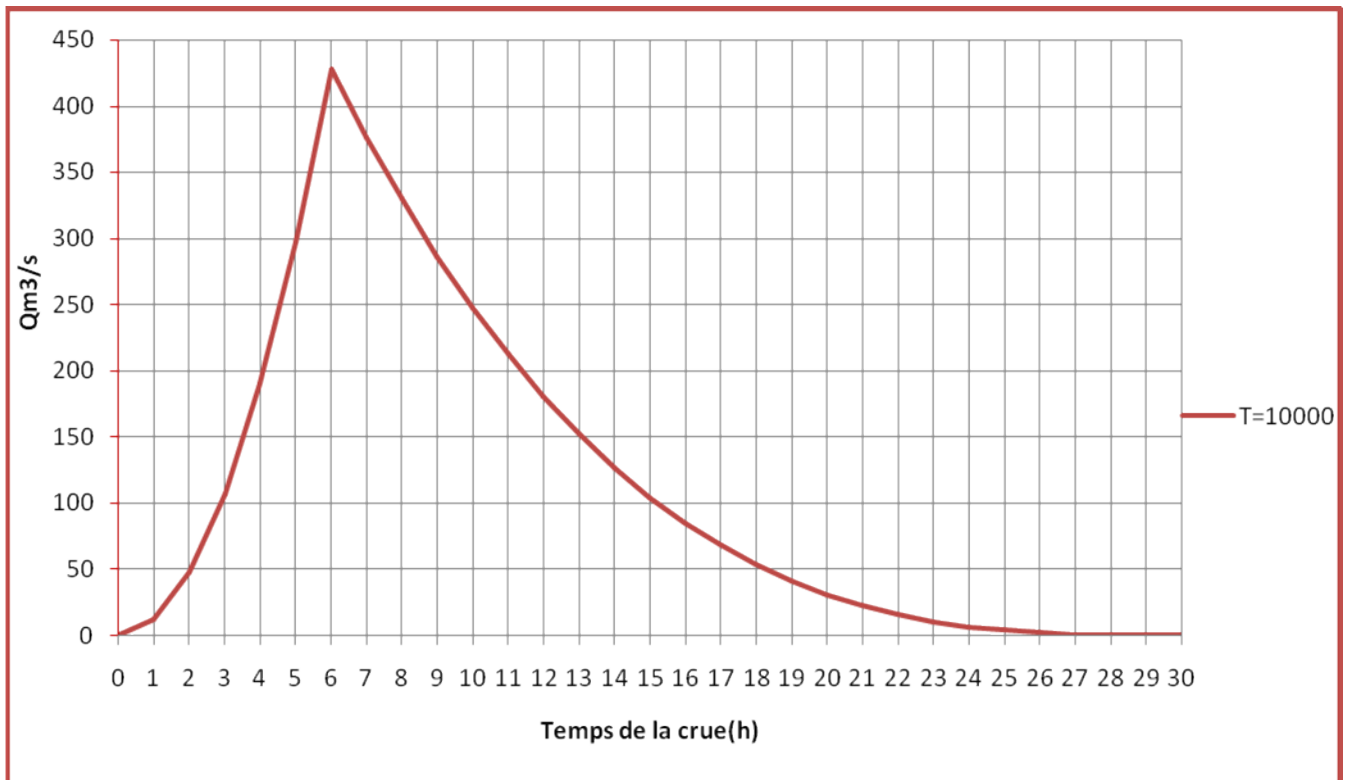


Figure I.17 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribuer une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique (puisque le batardeau est mis provisoirement).

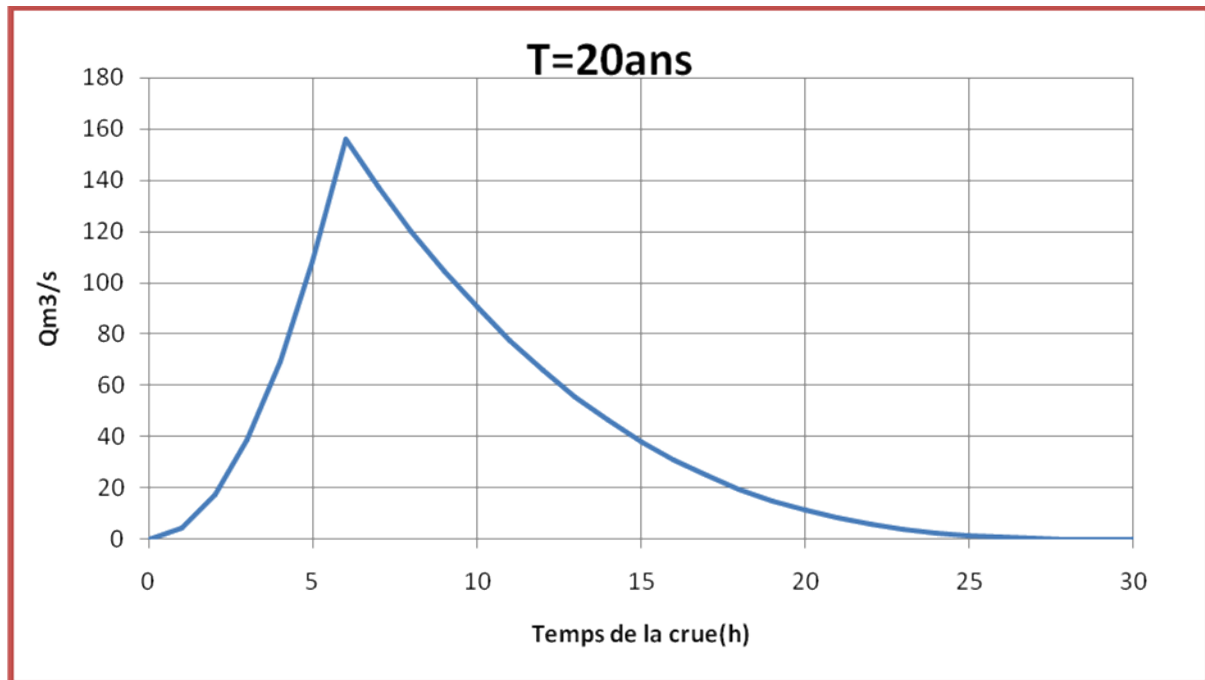


Figure I.18 : Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 156 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.7 Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued de Soubella a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle est effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation,

On stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m³).
- La consommation totale (M m³).
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

I.7.1.1 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

Tableau .I.30 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.

MOIS	sep	oct	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	Aout
A80%(%)	17,81	15,08	12,928	11,9	9,15	8,05	9,567	5,116	4,771	2,6837	1,46	1,54
A80%(Mm³)	3,905	3,307	2,8351	2,6	2,01	1,77	2,098	1,122	1,046	0,5885	0,32	0,34

I.7.1.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

Le tableau **I.31** donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau I.31 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Côte (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH(m)	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
725	00	0,0025	5	0,0125	00
730	0 ,01				0,01
735	0 ,03	0,02	5	0,1	0,1
740	0,07	0,05	5	0,25	0,34
745	0,13	0,1	5	0,5	0,82
750	0,2	0,165	5	0,825	1,63
755	0,29	0,24	5	1,2	2,85
760	0 ,4	0,34	5	1,7	4,57
765	0,51	0,45	5	2,25	6,86
770	0,63	0,57	5	2,85	9,72
775	0,77	0,7	5	3,5	13,25
780	0,91	0,84	5	4,2	17,39
785	1,06	0,99	5	4,95	22,32
790	1,23	1,15	5	5,75	28,05

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe I

I.7.1.3 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

- Procédé de calcul:

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

I.7.1.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la côte au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

➤ 1ère Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

➤ 2ème Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Remplir et ensuite restituer au consommateur

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _(80%)	U _{20%}	A _{80%} -U _{80%}	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
sept	3,91	1,02	2,89	6,89	4			4	
Oct	3,31	0,36	2,95		6,89		1,11	4,00	2,89
Nov	2,84	0,14	2,69	9,84	9,84		1,05	4,00	2,95
Déc	2,60	0,14	2,46	12,53	12,53	0,00	1,38	4,00	2,62
Jan	2,01	0,14	1,87	13,50	14,99	1,49	4,08	4,08	
Fév	1,77	0,14	1,63	13,50	15,37	1,87	6,54	6,54	
Mars	2,10	0,14	1,96	13,50	15,13	1,63	8,41	8,41	
Avril	1,12	0,42	0,70	13,50	15,46	1,96	10,04	10,04	
Mai	1,05	0,24	0,81	13,50	14,20	0,70	11,99	11,99	
Juin	0,59	3,45	-2,86	13,50	14,31	0,81	12,70	12,70	
Juil	0,32	3,65	-3,33	10,64	10,64		13,50	13,50	
Aout	0,34	3,65	-3,31	7,31	7,31		10,64	10,64	
				4,00	4,00		7,31	7,31	
						8,45	4	4,00	8,45

Du tableau (I.32) on à:

$$V_s = 19.96 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 9.50 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ d'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 9.50 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 13.50 \text{ Mm}^3$$

I.7.1.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes par évaporation dans la retenue sont très élevées par rapport aux Pertes par infiltration donc on va négliger ces dernières.

❖ Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$ (I.36)

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : volume moyen ; $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} - V_{rf,i+1}}{2}$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successives.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.33 : Les volumes des pertes dans la retenue :

MOIS	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{ev}
sept	7,445	0,372	0,176	0,066
Oct	8,365	0,418	0,101	0,042
Nov	11,185	0,559	0,05	0,028
Dec	13,015	0,651	0,025	0,016
Janv	13,500	0,675	0,025	0,017
Fev	13,500	0,675	0,038	0,026
Mars	13,500	0,675	0,076	0,051
Avril	13,500	0,675	0,126	0,085
Mai	13,500	0,675	0,202	0,136
Juin	12,070	0,604	0,252	0,152
Juil	8,975	0,449	0,302	0,136
Août	5,655	0,283	0,277	0,078

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.34) ci-dessous :

Tableau I.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

Mois	A (80%)	U _{20%}	Pertes	A _{80%} -(U _{80%} +P)	1 ere consigne			2eme consigne			
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S	
Sep	3,91	1,02	0,066	2,82	6,82	4			4		
Oct	3,31	0,36	0,042	2,91		6,82		1,18	4,00	2,82	
Nov	2,84	0,14	0,028	2,67	9,73	9,73		1,09	4,00	2,91	
Dec	2,60	0,14	0,016	2,44	12,39	12,39		2,11	4,00	1,89	
Janv	2,01	0,14	0,017	1,85	13,87	14,84	0,97	4,77	4,77		
Fev	1,77	0,14	0,026	1,60	13,87	15,72	1,85	7,22	7,22		
Mars	2,10	0,14	0,051	1,91	13,87	15,47	1,60	9,07	9,07		
Avril	1,12	0,42	0,085	0,62	13,87	15,78	1,91	10,67	10,67		
Mai	1,05	0,24	0,136	0,67	13,87	14,49	0,62	12,58	12,58		
Juin	0,59	3,45	0,152	-3,01	13,87	14,54	0,67	13,20	13,20		
Juil	0,32	3,65	0,136	-3,47	10,86	10,86	0,00	13,87	13,87		
Aout	0,34	3,65	0,078	-3,39	7,39	7,39	0,00	10,85	10,85		
					4,00	4,00	0,00	7,39	7,39		
								7,62	4	4,00	7,62

Du tableau (I.34) on à:

$$V_s = 17.49 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 9.87 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ d'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 9.87 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 13.87 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (9.87 - 9.50) / 9.87 = 3.89\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs.}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.35: Volumes des pertes dans la retenue :

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
$V_{\text{moy}} (\text{Mm}^3)$	5,41	8,275	11,06	13,13	13,87	13,87	13,87	13,87	13,87	12,365	9,125	5,695
$S_{\text{moy}} (\text{Km})$	0,271	0,414	0,553	0,657	0,694	0,694	0,694	0,694	0,694	0,618	0,456	0,285
$E_s (\text{m})$	0,176	0,101	0,05	0,025	0,025	0,038	0,076	0,126	0,202	0,252	0,302	0,277
$V_{\text{ev}} (\text{Mm}^3)$	0,048	0,042	0,028	0,016	0,017	0,026	0,053	0,087	0,14	0,156	0,138	0,079

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés de Tableau (I.36) :

Tableau I.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{(80\%)}$	$U_{20\%}$	Pertes	$A_{80\%}-(U_{80\%}+P)$	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nouv	3,91	1,02	0,048	2,84	6,84	4			4	
Dec	3,31	0,36	0,042	2,91		6,84		1,16	4,00	2,84
Jan	2,84	0,14	0,028	2,67	9,75	9,75		1,09	4,00	2,91
Fev	2,60	0,14	0,016	2,44	12,42	12,42		2,13	4,00	1,87
Mars	2,01	0,14	0,017	1,85	13,88	14,86	0,98	4,80	4,80	
Avril	1,77	0,14	0,026	1,60	13,88	15,73	1,85	7,24	7,24	
Mai	2,10	0,14	0,053	1,90	13,88	15,48	1,60	9,09	9,09	
Juin	1,12	0,42	0,087	0,62	13,88	15,78	1,90	10,69	10,69	
juil	1,05	0,24	0,140	0,67	13,88	14,50	0,62	12,59	12,59	
auot	0,59	3,45	0,156	-3,02	13,88	14,55	0,67	13,21	13,21	
sept	0,32	3,65	0,138	-3,47	10,86	10,86	0,00	13,88	13,88	
oct	0,34	3,65	0,079	-3,39	7,39	7,39	0,00	10,86	10,86	
					4,00	4,00	0,00	7,39	7,39	
							7,62	4	4,00	7,62

Du tableau (I.34) on a :

$$V_s = 17.50 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 9.88 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ d'où : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 9.88 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 13.88 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (9.88 - 9.87) / 9.88 = 0.1 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de 9,88 Mm³.

I.7.2 Régularisation interannuelle :

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_{u(inter)} = (\beta_s + \beta_{p \text{ lur}}) W_o = \beta_s \cdot W_o + \beta_{p \text{ lur}} \cdot W_o \dots \dots \dots (I.37)$$

avec :

β_s : Composante saisonnière.

$\beta_{p \text{ lur}}$: Composante interannuel.

W_o : L'apport moyen interannuel.

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s \cdot W_o = 13.88 \text{ Mm}^3$.

$$\beta_{p \text{ lur}} (\alpha - K_p^n) \cdot n = \max(\alpha - (F_p \cdot C_v + 1)).$$

Avec : K_p^n coefficient de débit pour n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau I.37.

D'après le tableau I.37 :

$$\beta_{p \text{ lur}} = 0.2$$

Tableau I.37 : Résultats de calcul de coefficient de débit.

n	C_v	C_s	$F_{80\%}$	$KP\% = CV.F_{P+1}$	$Z_p = (\alpha - KP\%)n$	
					$\alpha = 0,80$	$\alpha = 0,90$
1	0,33	0,660	-0,85	0,720	0,081	0,18
2	0,2333	0,467	-0,85	0,802	-0,003	0,20
3	0,1905	0,381	-0,85	0,838	-0,114	0,19
4	0,1650	0,330	-0,85	0,860	-0,239	0,16
5	0,1476	0,295	-0,85	0,875	-0,373	0,13
6	0,1347	0,269	-0,85	0,885	-0,513	0,09
7	0,1247	0,249	-0,85	0,894	-0,658	0,04

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} \cdot W_o = 0,20 \cdot 17,69 = 3.54 \text{ Mm}^3.$$

Donc : $V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{plur}} = 9.88 + 3.54 = 13.42 \text{ Mm}^3$

$V_{\text{uint}} = 13.42 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{uint}}$ implique que :
 $V_{\text{NNR}} = 4 + 13.42 = 17.42 \text{ Mm}^3$

$$V_{\text{NNR}} = 17,42 \text{ Mm}^3.$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NIVEAU NNR = 780 m.NGA.

I.8 Laminage des crues :

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt = S \cdot dh \quad \dots\dots\dots (I.38)$$

Ou:

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : la surface du plant d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée à l' instant ' t 'est:

$$Q = q = S \cdot (dh / dt) \quad \dots\dots\dots (I.39)$$

Ou:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

I.8.1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
 - 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
 - 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
 - 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concédèrent comme nulles au moment de la crue.
- Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots (I.40)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (I.41)$$

H₀:charge globale.

V₀:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: S = b.H

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau I.38 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	20	5	485,322674	1200	0,40443556	10660000
a	1	25	4,5	517,969705	1487,5	0,34821493	10086000
2*g	19,62	30	4	520,902955	1770	0,29429546	9512000
2.g ^{0,5}	4,429446918	35	3,5	497,41135	2047,5	0,24293595	8938000
Q _{1%}	428	40	3	451,115192	2320	0,19444462	8364000
W _{1%}	23 112 000	45	2,5	386,071823	2587,5	0,1492065	7790000
m=	0,49	50	2	306,94501	2850	0,1077	7216000
		55	1,5	219,303295	3107,5	0,07057226	6642000
		60	1	130,225739	3360	0,03875766	6068000
		65	0,5	49,8785641	3607,5	0,01382635	5494000

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) de (20 à 65) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}}$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau I.39 : Détermination de H0 et Q en fonction de b

Hauteur	vitesse	Hauteur total	Débit m3/s									
m	m/s	m	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
5	0,40	5,00834	486,5	608,2	729,8	851,4	973,1	1094,7	1216,3	1338,0	1459,6	1581,3
4,5	0,35	4,50618	415,2	519,0	622,8	726,7	830,5	934,3	1038,1	1141,9	1245,7	1349,5
4	0,29	4,00441	347,8	434,8	521,8	608,7	695,7	782,7	869,6	956,6	1043,5	1130,5
3,5	0,24	3,50301	284,6	355,8	426,9	498,1	569,2	640,4	711,5	782,7	853,8	925,0
3	0,19	3,00193	225,8	282,2	338,7	395,1	451,6	508,0	564,4	620,9	677,3	733,8
2,5	0,15	2,50113	171,7	214,6	257,6	300,5	343,4	386,3	429,3	472,2	515,1	558,0
2	0,11	2,00059	122,8	153,5	184,2	215,0	245,7	276,4	307,1	337,8	368,5	399,2
1,5	0,07	1,50025	79,8	99,7	119,7	139,6	159,5	179,5	199,4	219,4	239,3	259,2
1	0,04	1,00008	43,4	54,3	65,1	76,0	86,8	97,7	108,5	119,4	130,2	141,1
0,5	0,01	0,50001	15,3	19,2	23,0	26,9	30,7	34,5	38,4	42,2	46,0	49,9

Tableau I.40: Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
5	10660000	230,6	486,5	608,2	729,8	851,4	973,1	1094,7	1216,3	1338,0	1459,6	1581,3
4,5	10086000	241,2	415,2	519,0	622,8	726,7	830,5	934,3	1038,1	1141,9	1245,7	1349,5
4	9512000	251,9	347,8	434,8	521,8	608,7	695,7	782,7	869,6	956,6	1043,5	1130,5
3,5	8938000	262,5	284,6	355,8	426,9	498,1	569,2	640,4	711,5	782,7	853,8	925,0
3	8364000	273,1	225,8	282,2	338,7	395,1	451,6	508,0	564,4	620,9	677,3	733,8
2,5	7790000	283,7	171,7	214,6	257,6	300,5	343,4	386,3	429,3	472,2	515,1	558,0
2	7216000	294,4	122,8	153,5	184,2	215,0	245,7	276,4	307,1	337,8	368,5	399,2
1,5	6642000	305,0	79,8	99,7	119,7	139,6	159,5	179,5	199,4	219,4	239,3	259,2
1	6068000	315,6	43,4	54,3	65,1	76,0	86,8	97,7	108,5	119,4	130,2	141,1
0,5	5494000	326,3	15,3	19,2	23,0	26,9	30,7	34,5	38,4	42,2	46,0	49,9

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots (I.42).$$

$Q_{\%}$: Débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch} : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m³.

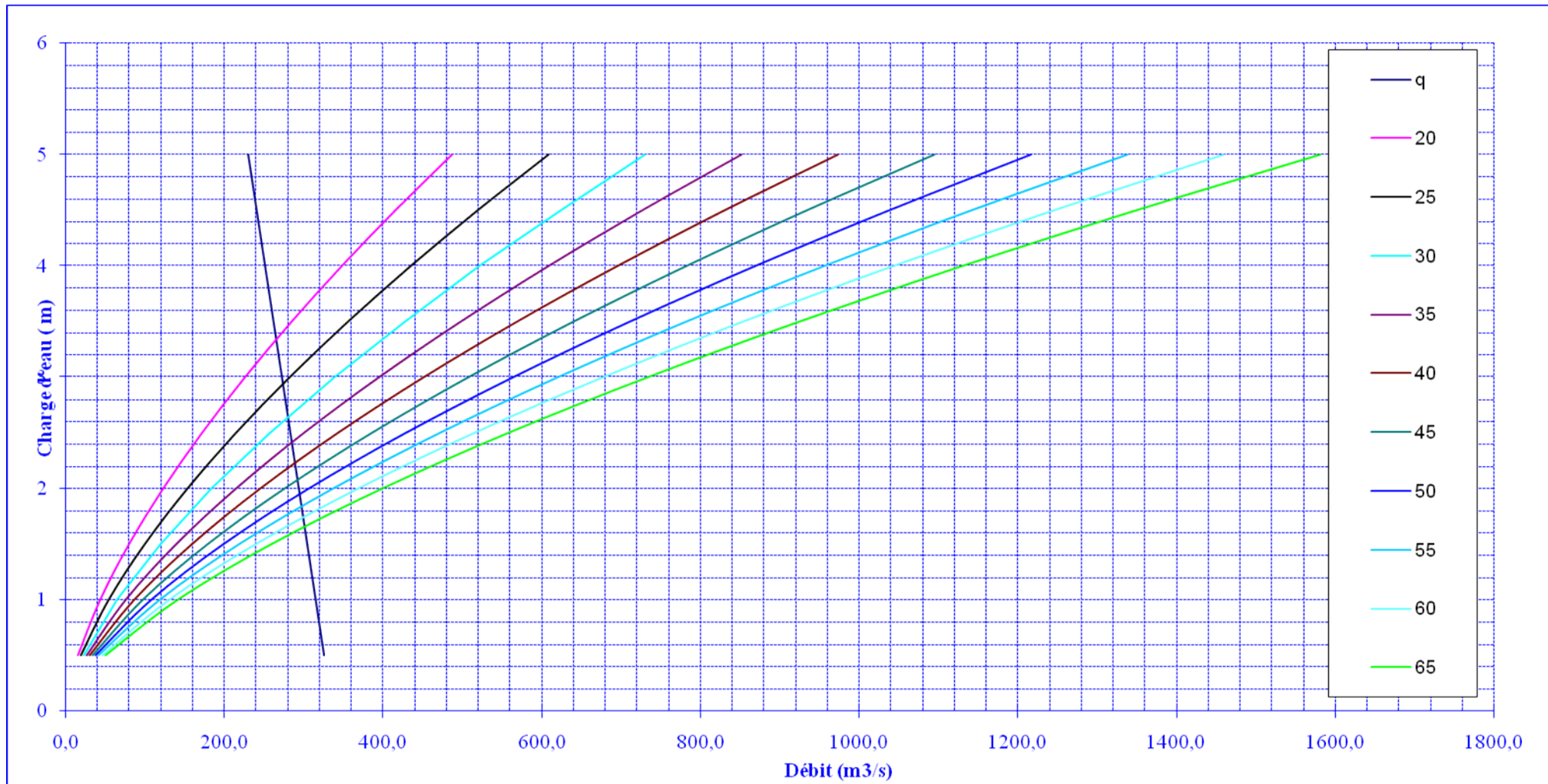
$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (I.43).$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau I.39**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure I.19**, la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau I.40**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure I.20**).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Figure I.19 : Courbes de $H = f(Q, q)$

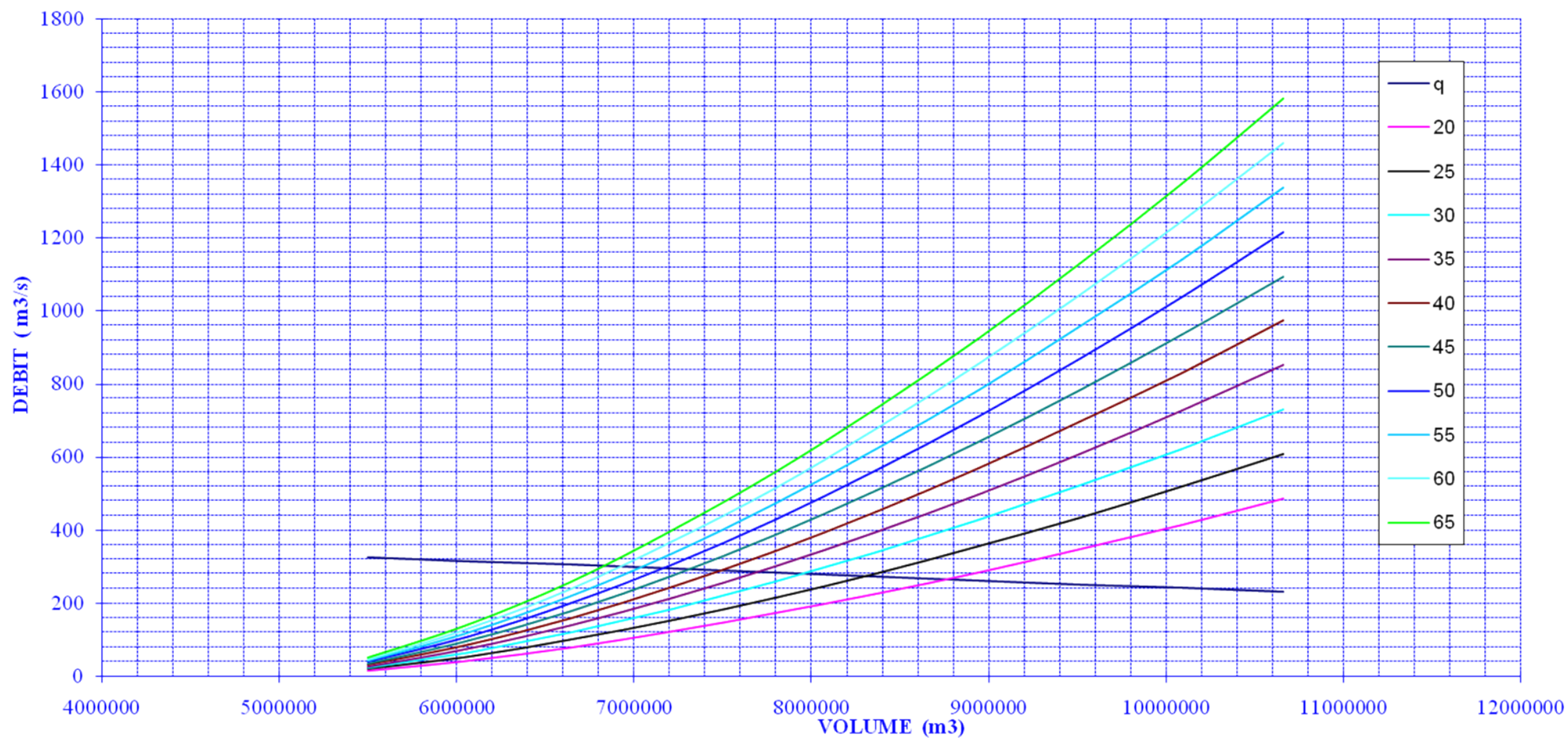


Figure I.20 : COURBES $V=f(Q,q)$.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir.

I.9 Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

I.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i Q_{\%}$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L \dots\dots\dots (I.44)$$

V_i : le volume du barrage à la côte i .

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a :

$$W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (I.45)$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$.

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

H_b : Hauteur du barrage avec : $H = NNR + R + h_{dév} + t$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

I.9.1.1 La revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R_i = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (I.46)$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

- **Formule de Stevenson :**

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.47)$$

F : le Fetch F = 4,3 Km

- **Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.48)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 5.4 Km/h.

- **Formule de Mallet-paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(I.49)$$

Tableau I.41: La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1,08	1,16	1,76
Molitor	0,37	2,24	0,62
Mallet-paquant	1,18	3,86	1,93

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H\dots\dots\dots(I.50)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

I.9.1.2 Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$\checkmark T= 0.015 H_b$$

$$\checkmark T= 0.001 H_b^{3/2} \text{ où}$$

T=Tassement de la crête du barrage

Hb=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.5 m.

I.9.1.3 La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

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

➤ Formule T.KNAPPEN $b=1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots(I.51)$

➤ Formule E.F.PREECE $b=1.1H_b \dots\dots\dots(I.52)$

➤ Formule SIMPLIFIEE $b=3.6.H_b^{1/3}-3 \dots\dots\dots(I.53)$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau I.42: Variation de la hauteur du barrage :

NNR	B	H	NPHE	q m3/s	Vforsé	R	Côte de la crête	Hb
780	20	3,31	783,31	265,71	20 653 660	2	785,31	60,31
780	25	2,93	782,93	273,43	20 278 980	2	784,93	59,93
780	30	2,63	782,63	280,62	19 983 180	2	784,63	59,63
780	35	2,41	782,41	285,67	19 766 260	2	784,41	59,41
780	40	2,22	782,22	289,25	19 578 920	2	784,22	59,22
780	45	2,07	782,07	295,03	19 431 020	2	784,07	59,07
780	50	1,94	781,94	296,47	19 302 840	2	783,94	58,94
780	55	1,83	781,83	298,62	19 194 380	2	783,83	58,83
780	60	1,73	781,73	301,49	19 095 780	2	783,73	58,73
780	65	1,68	781,68	303,01	19 046 480	2	783,68	58,68

I.9.1.4 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau I.43 : Volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes .

Digue N°01 (b=20m) Hb = 60.31 m							
Coupe N°	H _i [m]	B _i [m]	W _i [m ²]	W _{i+1} [m ²]	W _{imov}	L _i [m]	V _i [m ³]
1	0	10	0	122,5	61,25	12	735
2	5	39	122,5	1020	571,25	21	11996,25
3	15	97	1020	3771,6	2395,8	29	69478,2
4	28	172,4	3771,6	16048,43	9910,02	33	327030,51
5	60,31	359,79	16048,43	7800,97	11924,70	31	369665,72
6	29	178,2	7800,97	3928,8	5864,88	32	187676,33
7	24	149,2	3928,8	2191,3	3060,05	23	70381,15
8	17	108,6	2191,3	460,2	1325,75	27	35795,25
9	6	44,8	460,2	0	230,1	21	4832,1
10	0	10	0	0	0	21	0
Total						250	1077590,52

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°02 (b=25m) Hb = 59.93m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imov}	L_i [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	121,33	60,67	11,62	704,94
2	4,97	38,83	121,33	956,13	538,73	20,43	11006,23
3	14,43	93,69	956,13	3593,6	2274,86	28,45	64719,90
4	27,38	168,80	3593,60	15773,2	9683,56	32,63	315974,46
5	59,93	357,59	15773,52	7141,4	11457,46	30,1	344869,47
6	27,19	167,70	7141,40	3667,04	5404,22	32,3	174556,25
7	23,4	145,72	3667,04	2161,72	2914,38	23,2	67613,59
8	17	108,60	2161,72	449,88	1305,80	27	35256,66
9	5,89	44,16	449,88	0	224,94	21	4723,78
10	0	10	0	0	0	19,98	0
Total						246,71	1019425,35

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°03 (b=30m) Hb = 59.63m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imov}	L_i [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	120,56	60,28	11,62	700,44
2	4,95	38,71	120,56	955,30	537,93	20,43	10989,83
3	14,43	93,70	955,30	3593,60	2274,45	28,43	64662,51
4	27,38	168,80	3593,60	15642,68	9618,14	32,62	313743,66
5	59,63	355,85	15642,68	7117,74	11380,21	30,09	342430,55
6	27,19	167,70	7117,74	3667,04	5392,39	32,13	173257,51
7	23,4	145,72	3667,04	2138,83	2902,93	23,2	67348,05
8	16,87	107,846	2138,82921	454,19372	1296,51147	26,89	34863,19
9	5,96	44,57	454,19	0	227,09	20,93	4753,14
10	0	10	0	0	0	19,88	0
Total						246,22	1012748,88

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°04 (b=35m) Hb = 59.41m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imoy}	Li [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	120,17	60,08	11,6	696,98
2	4,94	38,65	120,17	953,79	536,98	20,41	10959,83
3	14,42	93,63	953,79	3588,59	2271,19	28,41	64524,63
4	27,36	168,68	3588,59	15543,61	9566,10	32,6	311855,00
5	59,41	354,57	15543,61	7090,19	11316,90	30,08	340412,59
6	27,16	167,52	7090,19	3662,75	5376,47	32,11	172638,71
7	23,39	145,66	3662,75	2136,58	2899,67	23,19	67243,35
8	16,86	107,788	2136,58	452,15	1294,36	26,88	34792,61
9	5,94	44,45	452,15	0	226,07	20,92	4729,51
10	0	10	0	0	0	19,87	0
Total						246,07	1007853,26

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°05 (b=40m) Hb = 59.22m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imoy}	L_i [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	119,78	59,89	11,59	694,14
2	4,93	38,59	119,78	952,29	536,04	20,4	10935,25
3	14,41	93,57	952,29	3585,69	2268,99	28,4	64439,51
4	27,35	168,63	3585,69	15459,55	9522,62	32,59	310342,39
5	59,22	353,47	15459,55	7071,841	11265,70	30,07	338759,60
6	27,15	167,47	7071,84	3659,83	5365,83	32,1	172243,41
7	23,38	145,60	3659,83	2134,33	2897,08	23,18	67154,47
8	16,85	107,73	2134,33	451,04	1292,69	26,87	34734,66
9	5,93	44,39	451,047	0	225,52	20,91	4715,70
10	0	10	0	0	0	19,86	0
Total						245,97	1004019,18

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°06 (b=45m) Hb = 59.07m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imov}	L_i [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	119,01	59,506	11,58	689,08
2	4,91	38,47	119,01	951,46	535,23	20,39	10913,51
3	14,41	93,57	951,46	3585,69	2268,57	28,4	64427,64
4	27,35	168,63	3585,69	15459,55	9522,62	32,58	310247,17
5	59,22	353,47	15459,55	7068,45	11264,00	30,06	338595,97
6	27,14	167,41	7068,45	3659,15	5363,80	32,09	172124,45
7	23,38	145,60	3659,16	2132,58	2895,87	23,13	66981,48
8	16,84	107,67	2132,59	449,94	1291,26	26,85	34670,43
9	5,92	44,336	449,94	0	224,97	20,91	4704,16
10	0	10	0	0	0	19,83	0
Total						245,82	1003353,92

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°07 (b=50m) Hb = 58.94m							
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m²]	W_{i+1} [m²]	W_{imoy}	L_i [m]	V_i [m³]
1	0	10	0	118,62	59,31	11,56	685,67
2	4,9	38,42	118,62	951,045	534,83	20,37	10894,63
3	14,41	93,57	951,045	3585,69	2268,37	28,38	64376,34
4	27,35	168,63	3585,69	15338,60	9462,14	32,48	307330,61
5	58,94	351,85	15338,60	7043,02	11190,81	30,06	336395,95
6	27,13	167,35	7043,029	3658,47	5350,75	32,09	171705,70
7	23,38	145,60	3658,47	2129,07	2893,77	23,12	66904,13
8	16,82	107,55	2129,07	449,60	1289,33	26,85	34618,72
9	5,92	44,336	449,60032	0	224,80	20,91	4700,57
10	0	10	0	0	0	19,82	0
Total						245,64	997612,354

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°08 (b=55m) Hb = 58.83m							
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Wimoy	Li [m]	Vi [m3]
1	0	10	0	115,95	57,97	11,54	669,053
2	4,83	38,014	115,95	886,69	501,32	20,27	10161,86
3	13,83	90,214	886,69	3333,85	2110,27	28,38	59889,62
4	26,35	162,83	3333,85	15120,60	9227,22	32,47	299608,14
5	58,83	351,21	15120,60	7034,37	11077,48	30,04	332767,78
6	27,13	167,35	7034,37	3536,00	5285,18	32,07	169495,98
7	22,83	142,41	3536,00	2102,24	2819,12	23,1	65121,78
8	16,82	107,55	2102,24	441,24	1271,74	26,83	34120,93
9	5,83	43,814	441,24	0	220,62	20,89	4608,78
10	0	10	0	0	0	19,79	0
Total						245,38	976443,96

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°09 (b=60m) Hb = 58.73m							
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Wimoy	Li [m]	Vi [m3]
1	0	10	0	112,18	56,09	11,51	645,60
2	4,73	37,43	112,18	872,32	492,25	20,19	9938,56
3	13,73	89,63	872,32	3403,63	2137,97	28,26	60419,30
4	26,73	165,03	3403,63	15142,59	9273,11	32,41	300541,63
5	58,73	350,63	15142,59	6891,90	11017,24	29,96	330076,71
6	26,73	165,03	6891,90	3487,55	5189,72	31,92	165656,14
7	22,73	141,83	3487,55	2081,78	2784,66	22,98	63991,66
8	16,73	107,03	2081,78	430,51	1256,14	26,79	33652,24
9	5,73	43,23	430,51	0	215,25891	20,86	4490,30
10	0	10	0	0	0	19,78	0
Total						244,66	969412,18

Tableau I.43 : Le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes (suite)

Digue N°10 (b=65m) Hb = 58.68m							
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Wimoy	Li [m]	Vi [m3]
1	0	10	0	106,63	53,32	11,46	610,99
2	4,58	36,56	106,63	850,97	478,81	20,17	9657,48
3	13,58	88,76	850,97	3314,75	2082,86	28,25	58840,90
4	26,35	162,83	3314,75	15056,52	9185,64	32,4	297614,67
5	58,68	350,34	15056,52	6837,81	10947,17	29,94	327758,21
6	26,58	164,16	6837,81	3444,89	5141,35	31,89	163957,75
7	22,58	140,96	3444,89	2048,69	2746,79	22,96	63066,37
8	16,58	106,16	2048,69	423,46	1236,07	26,77	33089,83
9	5,68	42,944	423,46672	0	211,73	20,85	4414,64
10	0	10	0	0	0	19,75	0
Total						244,44	959010,88

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 (DA). (Source ANBT)

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau I.44 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.

N°	B(m)	hd(m)	V (m3)	Coûts [Million de DA]
1	20	3,31	1077590,52	431,04
2	25	2,93	1019425,35	407,77
3	30	2,63	1012748,88	405,10
4	35	2,41	1007853,26	403,14
5	40	2,22	1004019,18	401,61
6	45	2,07	1003353,92	401,34
7	50	1,94	997612,35	399,05
8	55	1,83	976443,96	390,58
9	60	1,73	969412,18	387,77
10	65	1,68	959010,88	383,60

I.9.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

I.9.2.1 .Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots (I.54)$$

Avec :

K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0,47 \left(\frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \right)^n$ Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer Y correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S b$.

Avec :

S : Section transversale du profil ; b : Largeur déversante.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 22000(DA). (Source : ANBT)

Tableau I.45 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	X	Y	S (m ²)	V (m ³)	Coûts M DA
1	20	3,31	6	4,6754549	28,0527297	561,05459	12,3432011
2	25	2,93	5,8	4,870821	28,2507617	706,26904	15,537919
3	30	2,63	5,65	5,0865709	28,7391254	862,17376	18,9678228
4	35	2,41	5,55	5,3006044	29,4183543	1029,6424	22,6521328
5	40	2,22	5,5	5,5894465	30,7419559	1229,6782	27,0529212
6	45	2,07	5,45	5,8325248	31,7872601	1430,4267	31,4693875
7	50	1,94	5,4	6,0589148	32,7181397	1635,907	35,9899537
8	55	1,83	5,35	6,2584809	33,4828726	1841,558	40,5142758
9	60	1,73	5,3	6,4516237	34,1936056	2051,6163	45,1355594
10	65	1,68	5,28	6,5683718	34,6810029	2254,2652	49,5938341

I.9.2.2 Coût du coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

La section du coursier est donnée par : $S_c = (B + 2H_{ev}) \cdot e$ (m²)

Avec :

B : Largeur du coursier, elle est donnée par : $B = 0,4 \cdot Q$ (m).(I.55)

Q : Débit déversant.

H_{ev} : hauteur de l'évacuateur, $H_{ev} = P + H + R$

Avec **P :** Hauteur de pelle ; on prend **p=3m.**

H : Lane déversante .

R : Revanche.

e : Epaisseur de l'évacuateur. L'épaisseur « e » est prise égale à (0,5m).

Donc :

Le Volume du coursier est donné par :

$V_c = S_c \times L$ (m³) ; **L :** La Longueur de coursier.

D'après la topographique **L = 192m.**

Tableau I. 46 : Résultats de calculs du coût du coursier

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m3/s)	La charge déversante m	Largueur du coursier B(m)	H_{cr}	La section Sc (m2)	Volume de béton V_{cr} (m3)	Coût (MDA)
20	265,71	3,31	9,3275	8,31	12,9737	2490,9557	54,8010
25	273,43	2,93	9,4349	7,93	12,6475	2428,3128	53,4229
30	280,62	2,63	9,5334	7,63	12,3967	2380,1656	52,3636
35	285,67	2,41	9,6016	7,41	12,2108	2344,4784	51,5785
40	289,25	2,22	9,6496	7,22	12,0448	2312,6017	50,8772
45	295,03	2,07	9,7263	7,07	11,9331	2291,1622	50,4056
50	296,47	1,94	9,7452	6,94	11,8126	2268,0225	49,8965
55	298,62	1,83	9,7734	6,83	11,7167	2249,6105	49,4914
60	301,49	1,73	9,8109	6,73	11,6355	2234,0071	49,1482
65	303,01	1,68	9,8307	6,68	11,5953	2226,3036	48,9787

Tableau I .47: Tableau récapitulatif des prix totaux

N°	B(m)	hd(m)	Coût de la digue	Coût EVC	Coût tot
1	20	3,31	431,036	67,144	498,180
2	25	2,93	407,770	68,961	476,731
3	30	2,63	405,100	71,467	476,566
4	35	2,41	403,141	73,307	476,448
5	40	2,22	401,608	74,744	476,351
6	45	2,07	401,342	81,875	483,217
7	50	1,94	399,045	85,886	484,931
8	55	1,83	390,578	90,006	480,583
9	60	1,73	387,765	94,284	482,049
10	65	1,68	383,604	98,573	482,177

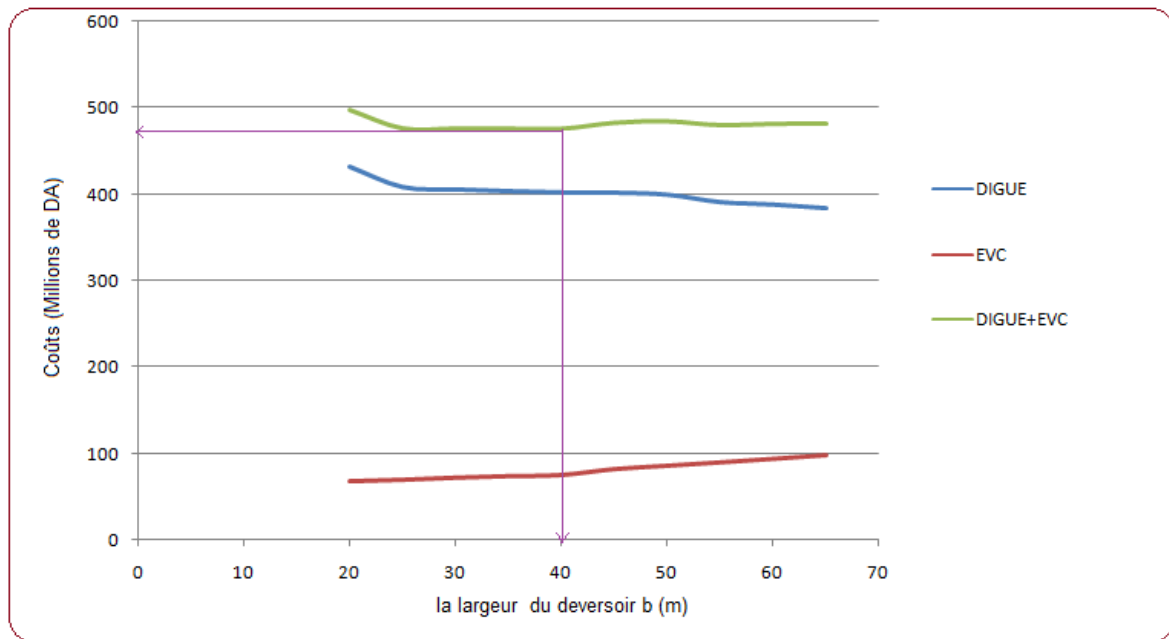


Figure I.21 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

La courbe superposée des coûts totaux (Figure I.21) donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 40$ m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 784.22 m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci dessous

Tableau I.48 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	4,00
Volume utile	Mm3	13,42
Volume au NNR	NNR	17,42
Côte du fond	fond	725,00
Côte NVM	m.NGA	766,00
Côte NNR	m.NGA	780,00
Côte NPHE	m.NGA	782,22
Côte en crête	m.NGA	785,00
Larguer en crête	m	10,00

Conclusion :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage.

CHAPITRE II :

ETUDE DES VARIANTES

Introduction:

Les barrages en remblai sont souvent appelés digues. Ils peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité : on parle alors de barrage homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont dans des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité : argile, béton bitumineux, béton hydraulique ou géomembrane.

Les barrages en remblai, d'emprise au sol importante, n'engendrent pas de forte contrainte sur le sol.

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, et favorise l'implantation de tous types de digues, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante digue en béton.

La fondation qui peut subir des tassements différentiels et des mouvements latéraux des formations marneuses, rend nécessaire la construction d'une digue souple qui peut s'accommoder à ces exigences.

De ce fait ; on pourra avoir les variantes suivant :

- **Barrage zoné a noyau d'argile**
- **Barrage en terre homogène**
- **Barrage en enrochement avec masque en béton**

A - Avantages des digues en terre :

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

B - Inconvénients des digues en terre :

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.

- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- L'utilisation des dispositifs contre les infiltrations.

II.1 Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par le critère économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

II.2 Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont les suivants :

➤ La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

La topographie du site :

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- ✓ sols utilisables en remblai ;
- ✓ enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- ✓ agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- ✓ liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux).

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

II.3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

❖ **Barrage zoné a noyau d'argile :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

❖ Barrage en terre homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

II.4 Définition du profil général du barrage :

II.4.1 Hauteur de barrage :

II.4.1.1 Calcul de la revanche :

La revanche minimale est déjà calculée dans le chapitre I :

$R = 2$ m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **2 m**.

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (II.01)$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage

$$H_b = 780 - 725 + 2.22 + 2 + 0.5 = \mathbf{59,72 \text{ m.}}$$

Donc on prend :

$$H_b = \mathbf{60 \text{ m.}}$$

II.4.2 Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

A - Formule de KNAPEN T :

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{Hb} \dots\dots\dots (II.02)$$

B - Formule d'E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1,10\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots (II.03)$$

C - Formule Anonyme :

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.04)$$

D - Formule pratique :

$$b_{cr} = \left(\frac{5}{4}\right)\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.05)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m].

Tableau II.1:récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête :

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	12,7
EF PREECE	9,5
Anonyme	11,0
PRATIQUE	9,6
MOYENNE	10

On opte pour une largeur de crête égale à : **$b_{cr} = 10$ m.**

II.4.3 La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$\mathbf{L = 265 \text{ m.}}$$

II.4.4 Pentes des talus :

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

- Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre-le tableau ci après :

Tableau II.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .On choisi les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de stabilité.

II.4.5 Les bermes :

Pour des hauteurs dépassant les (10÷15) mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

A - talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées trois bermes de largeur 3 m chacune à la Côte 740 m NGA, à la Côte 755 m NGA, et à la Côte 770 m NGA.

B - talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons trois bermes de largeur 3 m aux mêmes Côtes successivement.

II.5 Barrage zoné a noyau d'argile :

A- le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur et à mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

-On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

D'après le tableau II.02 les fruits des talus sont:

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

B-Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- En béton ;
- En béton armé ;
- Asphaltique ;
- En enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « U.S.ARMAY ».

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et $D_{50 \text{ min}}$ sont données par le tableau II.03.

Tableau II.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	$D_{50 \text{ min}}$ (m)
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3 à 0,6	0,4	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$.

$$D_{50 \text{ min}} = 0,30 \text{ m}$$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

C - Le noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{(II.06)}$$

I_{adm} : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : Différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau II.05 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage :

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la I^{ère} classe alors, on prend $I_{adm}=1,5$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}}$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=57.22$ m).

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{57.22}{1.5} = 38.$$

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$b_{crN} = \frac{1}{8} \cdot H_b \Rightarrow b_{crN}=8.$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = b_{cr} + 2 \cdot m_n \cdot H_n.$$

m_n : Fruit du noyau

H_n : Hauteur du noyau

$$m = \frac{b_{moy} - b_{cr}}{2 \cdot H_n} = \frac{38 - 8}{2 \cdot 57.22} = 0.3$$

D'où : $m_1=m_2=0.3$

D - La côte en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 58 = 783 \text{ m.NGA}$$

La profondeur du noyau dans la para fouille est de: $H_p = H_f + H_a$

H_p : Profondeur de la para fouille (m).

H_f : Profondeur de la fondation ($H_f = 3 \text{ m}$).

H_a : Profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5 \text{ m}$). $H_p = 3.5 \text{ m}$

E - Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

E.1 Dimensionnement du drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (II.07)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 388 \text{ m}$].

$$\text{Donc : } L_d = L_d = \frac{388}{4} = 97 \text{ m}$$

E.2 Dimensionnement du drain prisme :

$$\text{Hauteur: } H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (II.08)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 60 \text{ m}$)

On prend $H_p = 0,15 H_b$

On aura : $H_p = 9,0 \text{ m}$

$$\text{Largeur en crête: } b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (II.09)$$

On prend $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: $b_p = 3 \text{ m}$

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1,75)$ Donc, on prend : $m_1 = 1,25$

$m_2 = (1,5 \div 2,5) \quad m_2 = 2.$

II.6 Barrage en terre homogène :

A - Pentes des talus :

Fruits des talus d'après le tableau II.02 on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2.5$

A.1 le talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,15 et 0,25 m est très commune.

La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de Rip-rap d'une épaisseur de 30 cm

A.2 le talus amont :

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V .

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

La valeur de e et D_{50min} est donnée par le tableau II.03.

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,45$ m.

$$D_{50min} = 0,30 \text{ m}$$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche $e = 50$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 50 cm d'enrochement avec 30 cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéals pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30 cm d'enrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe.

II.7 Drainage de la digue :

L'expérience montre que, même dans les petits barrages l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméable), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

II.7.1 But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau d'écoulement ;
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai

II.7.1.1 Calcul des drains :

A- Dimensionnement du drain incliné :

1 - Hauteur du drain :

Elle dépend de la ligne de saturation

2. Epaisseur du drain :

Tableau II.07 : Epaisseur minimal de drain

$H^2 \sqrt{V}$	<30	30à100	100à300	300à700	700à1500
Epaisseur (m)	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume de la retenue en (Hm³).

$$H^2 \sqrt{V} = (700 \div 1500)$$

$$e_{dr} = 1,5 \text{ m}$$

B- Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 358$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{358}{4} 90m$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_{dr} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots (II.10)$$

l_{dr} : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : Différence de charge entre la retenue et le drain (m) ;

$$l_{dr} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{241.5^2 + 57.72^2} - 241.5 \right) = 3.m$$

C - Dimensionnement du prisme aval :

a- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 2$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2,5$$

b - hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (II.11)$$

Où : H_b : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0,15.60 = 9 \text{ m.}$$

c - largeur au sommet :

$$\text{Elle est donnée par : } b_{dr} = l_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots (II.12)$$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr}$$

$$b_{dr} = 3 \text{ m}$$

d - largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$ (II.13)

$$B = 43.5 \text{ m.}$$

II. 8 Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins.

Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- facilité de la réalisation, zones d'emprunts
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;

II.8.1 Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

II.8.1.1 Calcul des volumes :

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (II.14).$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines ;

$$w_i = \frac{[b_{cr} + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (II.15).$$

b_{cr} : Largueur du couronnement;

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \dots\dots\dots (II.16).$$

Les résultats de calcul des volumes des matériaux de différentes variantes sont représentés dans l'annexe II .

II.8.1.2 Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

Tableau II.08 : les coûts des variantes étudiées .

variantes	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
digue zonée à noyau d'argile	Bitume	1837,5	3000	5,51	569,27
	Noyau	274417,93	500	137,21	
	Gravier	65606,1	600	39,36	
	Sable	57675,8	600	34,61	
	Recharge	762009,94	400	304,80	
	Rip-rap amont	18871,05	1200	22,65	
	Rip-rap aval	18787,35	1200	22,54	
	Terre végétal	10781,65	240	2,59	
digue en terre homogène	Bitume	1837,5	3000	5,51	564,54
	Gravier	9004,2	600	5,40	
	Sable	8620,1	600	5,17	
	Filtre	11218,8	600	6,73	
	Drain	33091,92	600	19,86	
	Recharge	1187590,06	400	475,04	
	Rip-rap aval	14561,4	1200	17,47	
	Rip-rap amont	22290,75	1200	26,75	
	Terre végétal	10885	240	2,61	
digue en enrochement avec masque en béton	Béton	18276,6	12000	219,32	1444,40
	Bitume	1855	3000	5,57	
	Recharge	1084563,2	1100	1193,02	
	Rip-rap	12167,7	1100	13,38	
	Terre végétal	54626,5	240	13,11	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on constate que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux fins (Argileuse), il n'y a aucun risque d'insuffisance des matériaux. Donc, on opte pour la variante de la digue homogène.

CHAPITRE III :

**CONCEPTION DETAILLEE DE LA
DIGUE**

Introduction :

Soubella peut être classé dans la deuxième catégorie d'ouvrage. Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. Seuls des argiles sont disponibles à proximité de l'ouvrage dans les sédiments déposés en énorme quantité dans la plaine environnante. La digue en terre homogène est le seul type de barrage qu'il est raisonnable d'envisager sur ce site.

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, le type de roche sous-jacente ainsi que l'orientation des couches sont favorables. La géologie est peu variée, d'amont vers l'aval se succèdent des couches de dépôts alluviaux, de marnes puis de calcaires. Les essais Lugeons ont montré que, aussi bien pour les marnes que les calcaires, les horizons rocheux traversés peuvent être considérés comme étanches.

En analysant la topographie, Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. Cette gorge étroite s'ouvre sur une vaste plaine que l'oued Soubella traverse avant de se jeter dans le chott El Hodna.

Ainsi, un axe défini passant sur la colline calcaire présente des avantages par rapport aux autres axes possibles:

- ✓ la largeur réduite de la vallée permet de diminuer les dimensions de l'ouvrage (réduction des volumes de remblai et d'excavation pour la fondation de la digue),
- ✓ les rives de la vallée sont approximativement à la même altitude à l'axe retenu qu'à l'amont (en tout cas sur les premiers kilomètres). Etant donné que le niveau normal du lac exploite au mieux la topographie, un axe plus à l'amont offrirait un volume de réservoir plus faible.

Comme déjà évoqué précédemment, le manque de choix de matériaux de construction à proximité du site commande le type de barrage.

Les seuls matériaux disponibles en abondance sont des argiles limono-sableuse.

Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite « en terre homogène ».

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments.

Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

III.1 Conception de La Digue :

III.1.1 la revanche du barrage :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la côte de la crête. Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R = 2 \text{ m.}$$

III.1.2 la Hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + R + t \dots\dots\dots(III.01).$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

h_f : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : Tassement [m] ;

$$H_b = 55 + 2.22 + 2 + 0.5 = \mathbf{59,72 \text{ m.}}$$

Donc on prend :

$$H_b = \mathbf{60m.}$$

III.1.3 largeur en crête :

La largeur du couronnement est fixée à **10 m** et de pente 2 %.

III.1.4 Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau III.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70 ÷ 100	25 ÷ 75	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	<15

D'après le tableau III.01 le Barrage Soubella est classé dans la deuxième catégorie d'ouvrage.

III.1.5 Les bermes :

Pour des hauteurs dépassant les (10 ÷ 15) mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 ÷ 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

A - talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées trois bermes de largeur 3 m chacune à la cote 740 m NGA, à la cote 755 m NGA, et à la cote 770 m NGA.

B - talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons trois bermes de largeur 3 m aux mêmes cotes successivement.

III.1.6 Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après:

Tableau III.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, on choisit les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

Pour les talus on prend :

- Fruit amont est : $m_1=3,0$.
- Fruit aval est : $m_2=2,5$.

III.1.7 Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

A - le talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

B - le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement.

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « U.S.ARMAY ».

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau III.03.

Tableau III.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ min (m)
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3 à 0,6	0,4	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m $e = 0,45$ m.

$$D_{50} \text{ min} = 0,30 \text{ m}$$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

III.1.8 Drainage de la digue :

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

III.1.8.1 But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- Abaissement de la ligne de saturation ;
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

III.1.8.2 Constitution et fonctionnement des filtres et drains :**III.1.8.2.1 les filtre :**

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

III.1.8.2.2 les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

A - Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- Condition de perméabilité. $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4. d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$$

Le plus souvent, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 5$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

III.1.8.3 Calcul des drains :

Un drain cheminé, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à 60° environ par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains.

A-Dimensionnement du drain incliné de 60° par rapport à l'horizontale amont:

A.1 Hauteur du drain :

Elle dépend de la ligne de saturation.

A.2 Epaisseur du drain :

Tableau III.04 : épaisseur minimal de drain

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume de la retenue en (Hm^3).

$$H^2\sqrt{V} = (700 \div 1500)$$

$$e_{dr} = 1,5 \text{ m.}$$

B- Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (III.04)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 361 \text{ m}$].

Donc :

$$L_d = \frac{361}{4} = 90 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots (III.05)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m) ;

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{241,5^2 + 57,72^2} - 241,5 \right) = 3 \text{ m}$$

C - Dimensionnement du prisme aval :

a- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 2.$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2,5.$$

b - hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

D'où : H_b : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0,15.60 = 9 \text{ m.}$$

c - largeur au sommet :

Elle est donnée par : $b_{dr} = l_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot h_{dr}$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr}$$

$$b_{dr} = 3 \text{ m}$$

d - largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$$B = 43.5 \text{ m.}$$

III.1.8.4 Calcul des filtres :

A- Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_{50}}{D_{10}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (III.06)$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{ Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (III.07)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (III.08)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (III.09)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :
 $d_{15} = 0,00052\text{mm};$
 $d_{50} = 0,0057\text{mm};$
 $d_{85} = 0,035 \text{ mm}.$

La première couche du filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,0062 \text{ mm} < D_{15} < 0,0208 \text{ mm} ;$$

$$0,068 \text{ mm} < D_{50} < 0.33\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0135 \text{ mm} ;$
 $D_{50} = 0,2 \text{ mm}.$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche

$$d_{15} = 0,001 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,013 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,05 \text{ mm}.$$

- $0,012 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm}$
- $0.156 \text{ mm} < D_{50} < 0.754\text{mm}.$

D'où la courbe granulométrique moyenne du deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes

$$D_{15} = 0.026 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 0.46 \text{ mm}.$$

C- Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre 1 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,0009\text{mm} ; D_{10}=0,0012 \text{ mm} ; D_{15}=0,0018\text{mm};$$

$$D_{17}=0,0013\text{mm} ; D_{50}=0.02\text{mm}; D_{85}=0.07\text{mm} ; D_{60}=0.021\text{mm}.$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 17.5 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n=0,28 ;$$

$$D_5/D_{17}=0.69 > 0,38$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0018}{0.07} = 0,026 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :**Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,0005 \text{ mm}$; $D_{10} = 0,00052 \text{ mm}$; $D_{15} = 0,00055 \text{ mm}$;

$D_{17} = 0,00056 \text{ mm}$; $D_{50} = 0.007 \text{ mm}$; $D_{85} = 0.05 \text{ mm}$; $D_{60} = 0.012 \text{ mm}$.

$\eta = D_{60}/D_{10} = 23.08$ Coefficient d'hétérogénéité.

$n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,26$;

$D_5/D_{17} = 0.89 > 0,46$;

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.00055}{0.05} = 0.011 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

D- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :**Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (III.10)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : diamètre correspondant à 15%de l'argile;

$$D_{15} = 0,0135 \text{ mm}$$

$$d_{15}=0.00055\text{mm}.$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0135}{0,00055} = 24.55 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (III.11)$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : Diamètre correspondant à 85%de l'argile.

$$D_{15}=0.0135\text{mm}$$

$$d_{85} =0,037 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0135}{0,037} = 0,36 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont : $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$ donc est vérifié.

III.2 Etanchéité du barrage :

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

III.2.1 La clé d'ancrage :

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3.5 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

On prend : $b = 4$ m. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

III.2.2 Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

Conclusion :

D'après l'étude détaillée de notre variante, on a retenu les résultats suivants :

- | | | |
|------------------------------------|---|----------------------|
| ✓ Type du barrage | : | terre homogène ; |
| ✓ Classe de l'ouvrage | : | deuxième catégorie ; |
| ✓ Hauteur | : | 60 m ; |
| ✓ Fruit amont | : | $m_1 = 3,0$; |
| ✓ Fruit aval | : | $m_1 = 3,0$; |
| ✓ La largeur du couronnement | : | 10 m ; |
| ✓ Longueur transversale du barrage | : | 380 m ; |

CHAPITRE IV :
ETUDE D'INFILTRATION

Introduction :

Dans un barrage en remblais, le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.3 La ligne de saturation :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$$\text{On a :} \quad Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

d_0 : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;
(déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Niveau de La Retenue Normale (NNR), ($h=55$ m) :

on aura :

D'où **$b= 174$ m**

L'emprise de barrage : $L_b = 361$ m

$d = L_b - 0,7.b - L_d$ d'où **$d=105,7$ m**

On aura donc : $Y_0 = 13.45$ m.

$$Y = \sqrt{180 + 26,90}$$

Tableau IV.01 : Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	13,45
5	17,76
10	21,21
15	24,17
20	26,81
25	29,21
30	31,43
35	33,50
40	35,45
45	37,30
50	39,06
55	40,75
60	42,37
65	43,92
70	45,43
75	46,89
80	48,30
85	49,67
90	51,01
95	52,31
100	53,58
105,7	55,0

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : α = 60° D'où ρ=a+ Δa= 26,9 d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,32$

D'après la résolution des 2 équations : Δa=9,57m , a=20,03m

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

IV.4 Calcul d'infiltration :

IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q=K.I.A \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). ($K = 4,9 \cdot 10^{-8}$ m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = K_y \frac{d_y}{d_x}$ et $A = y \cdot I$

Donc : $q = K_y \frac{d_y}{d_x}$ (IV.4).

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où $q = K \cdot y_0$ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc $= q \cdot L$.

L : la longueur du barrage, $L = 265$ m.

Tableau IV.02 : Débit de fuite à travers la digue

Y_0 (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
13,45	$4,9 \cdot 10^{-8}$	$6,59 \cdot 10^{-7}$	$1,75 \cdot 10^{-4}$

IV.4.2 Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.3):

$q_n = K \cdot I \cdot A$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K = 7,6 \cdot 10^{-7}$ m/s)

I: gradient hydraulique. $I = H_1 / L_b$ (IV.5).

(H_1 : Charge d'eau dans retenue, $L_b = 361$ m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot l$ ($T = 3$ m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K \cdot I \cdot T$

Tableau IV.03 : Débit de fuite de la Fondation

H_b (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
55,0	0,152	$7,6 \cdot 10^{-7}$	$3,47 \cdot 10^{-7}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$

IV.4.3 Barrage (digue+fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.05 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
$1,75 \cdot 10^{-4}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$2,67 \cdot 10^{-4}$

IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**1. dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = o \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(IV.6)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau IV.06 : Classification des barrages .

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100$ m	$H_b > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$H_b < 20$ m	$H_b < 15$ m

Notre barrage appartient à la II classe

Tableau IV.07 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II classe, alors on prend $I_{adm}=1,5$

Donc : $\Delta H=60$ m; $\delta n=115$ m;

$$I = 0,52 \leq I_{adm}$$

D'où La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. Fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.08 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Type de Sols	Icr
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau IV.09 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (IV.8)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 3$ m)

ΔH : charge d'eau ($H = 60$ m).

L_b : largeur à la base du barrage ($L = 361$).

On a donc : $I_f = 0.165$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ($K_s = 1,20$).

Les fondations calcaires dures limoneuses, donc: $I_{cr} = 0.65$

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,542$

Conclusion

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

CHAPITRE V :
ETUDE DE STABILITE

V.1 Calcul de stabilité :

V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (**Méthode de FELLENIUS**) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et on détermine à priori.
- 2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
- a-2. Glissement en cascade.
- a-3. Glissement, puit renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau 1.

Tableau V.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$.
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,1$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 $R_1 = K_1 H_b$.
 $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 60m$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau V.13 : valeurs de K_1 et K_2 .

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	60	138
Aval	2,5	0,875	2,025	52,5	121,5

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

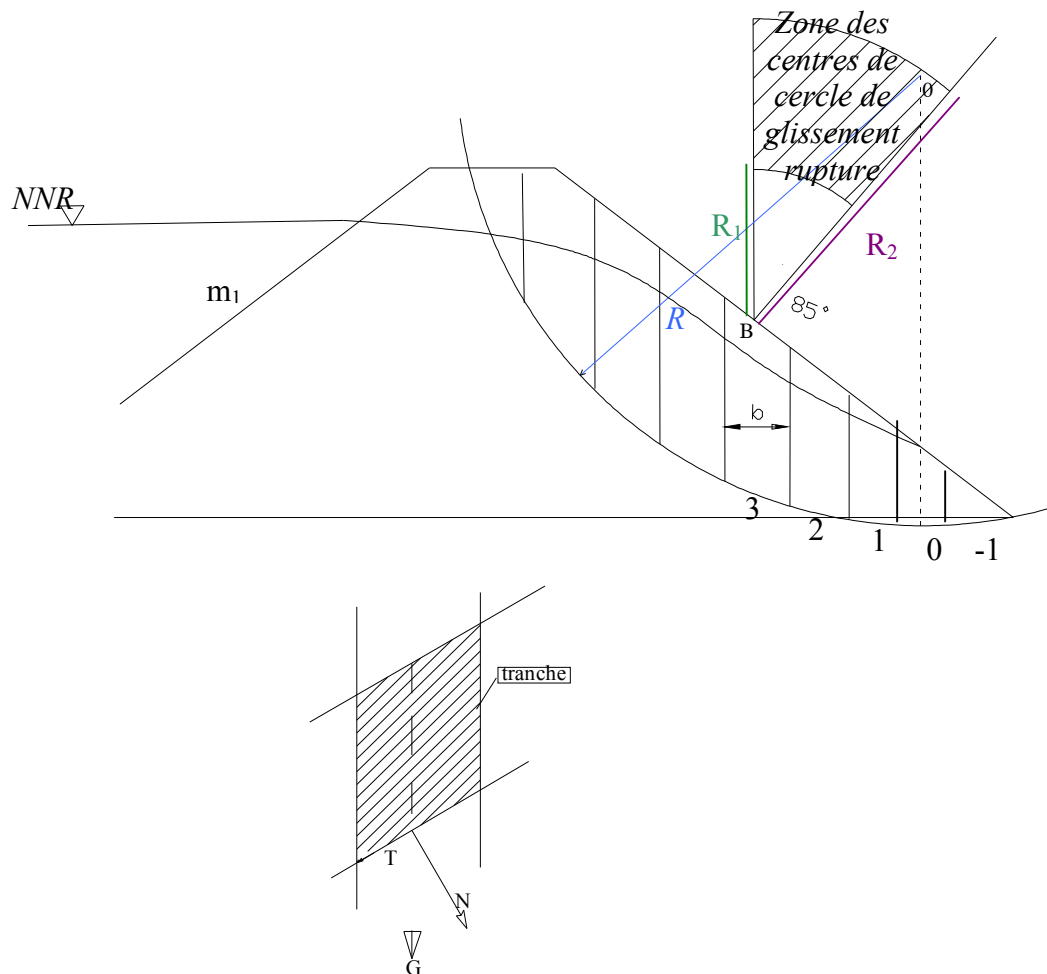


Figure V.1 : Schéma de calcul de stabilité

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.1.3.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (V.01)

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \text{..... (V.02)}$$

U : pression interstitielle;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$;

h : hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{..... (V.03)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \quad \text{..... (V.04)}$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.1.3.2 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement

$$F_1 = N \tan \varphi - U \quad \text{..... (V.05)}$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \quad \dots\dots\dots (V.06)$$

$$\text{Avec : } dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \varphi + c \, dl] \, R. \quad \dots\dots\dots (V.07)$$

➤ Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (V.08)$$

Remarque

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.1.3.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (V.09)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \cdot \sin \alpha_i \cdot d n_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (V.10)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dL}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots (V.11)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V.12)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum N n \tan \phi_i + \sum C_i d l}{\sum T n_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.13)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N n \tan \phi_i + \sum C_i d l}{\sum T n_i + (1/R) \sum G n_i a n_i d n_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.14)$$

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 06

Tableau V.04 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
Fin de construction	Talus amont		
	R= 129,60m	1,30	1,82
	R= 130,42m	1,29	1,80
	R= 134,80m	1,30	1,82
	R= 135,44m	1,20	1,63
	R= 137,00m	1,53	2,22
	Talus aval		
	R= 112,16m	1,20	1,62
	R= 117, 70m	1,11	1,47
	R= 119,00m	1,19	1,61
	R= 120,61m	1,16	1,56
	R= 121,00m	1,23	1,67
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 112,16m	1,22	1,65
	R= 117, 70m	1,11	1,47
	R= 119,00m	1,19	1,62
	R= 120,61m	1,16	1,56
	R= 121,00m	1,23	1,67
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 129,60m	1,39	1,95
	R= 130,42m	1,39	1,94
	R= 134,80m	1,36	1,85
	R= 135,44m	1,24	1,64
	R= 137,00m	1,58	1,65

V.1.4 Analyse Informatique: à l'aide du logiciel GeoStudio 2004 V6.02

Le logiciel GeoStudio 2004 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés.

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

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

V.1.4.1 Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2004 V6.02

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

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

Ce que nous s'intéressons parmi ces programmes est SLOPE/W.

V.1.4.2 Le programme SLOPE/W:

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

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

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

V.1.4.3 L'interface du logiciel SLOPE/W:

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

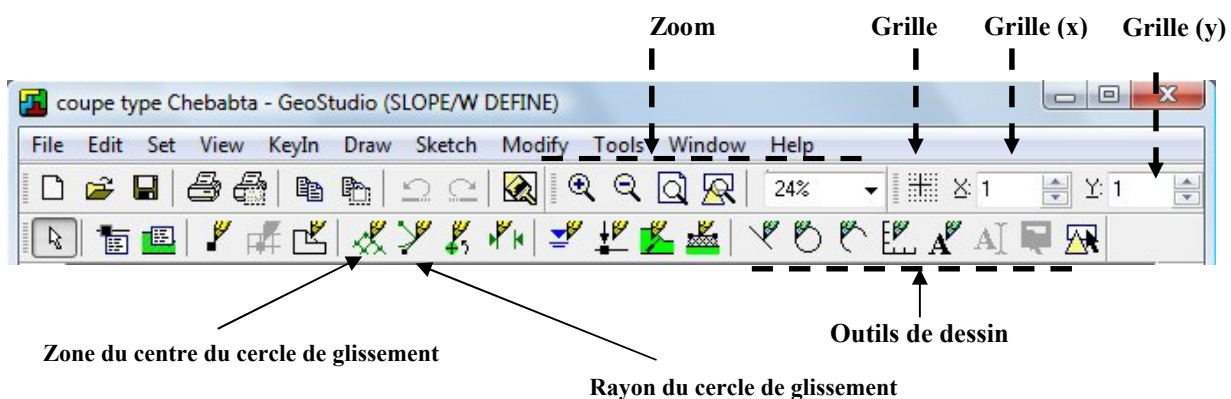


Figure V.02 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

- ✓ **File:** Ouvrir et enregistrer les fichiers, les importations des photos et imprimer le dessin.
- ✓ **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- ✓ **Set :** définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes, la taille de la page et l'échelle du dessin.
- ✓ **View (aperçu):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- ✓ **KeyIn (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant la digue, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau d'eau, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, l'effort sismique....etc.
- ✓ **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau d'eau.
- ✓ **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- ✓ **Modify (modifier):** Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos

V.1.4. La méthode utilisée dans l'analyse:

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

Les calculs informatiques ont été faits en utilisant la méthode de Fellenius (Méthode ordinaire).

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

Nombreuses informations complémentaires sont proposées par le programme, on cite l'information principale:

1 – Grille et rayons (Grid and Radius):

Cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une autre grille qui inclut le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement où le rayon est compris entre l'un des

points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius (Le programme test tous les cercles possibles).

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

Les coefficients de sécurité sont représentés dans le tableau ci-dessous et les schémas dans l'annexe IV :

Tableau V 05 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
Fin de construction	Talus amont		
	R= 129,60m	1,39	1,66
	R= 130,42m	1,38	1,64
	R= 134,80m	1,4	1,67
	R= 135,44m	1,4	1,66
	R= 137,00m	1,41	1,67
	Talus aval		
	R= 112,16m	1,4	1,7
	R= 117, 70m	1,4	1,6
	R= 119,00m	1,3	1,5
	R= 120,61m	1,3	1,6
	R= 121,00m	1,3	1,5
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 112,16m	1,5	1,7
	R= 117, 70m	1,5	1,7
	R= 119,00m	1,4	1,6
	R= 120,61m	1,4	1,7
	R= 121,00m	1,4	1,6
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 129,60m	1,39	1,63
	R= 130,42m	1,38	1,6
	R= 134,80m	1,38	1,64
	R= 135,44m	1,38	1,64
	R= 137,00m	1,37	1,64

Conclusion

Les résultats obtenus par calculs manuels suivant la méthode de Fellenius sont presque identiques à ceux obtenus à l'aide du logiciel, avec un écart moyen de 15%.

Cette marge d'erreur est due à la précision qui dépend du nombre de tranches choisies

On remarque d'après les résultats obtenus avec les deux méthodes de travail, que le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité du talus est fortement assurée.

CHAPITRE VI :

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.1. Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VI.1.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton; et les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour les protéger contre la forte humidité.

VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Ce sont des ateliers de mécanique, d'électricité, de lavage et de graissage, de vérification et d'entretien; ce sont des installations provisoires.

Ces ateliers sont complétés par un magasin de pièces de rechange.

VI.1.4.Installation destinées pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles...etc.

VI.1.5.les moyens de chantier:

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

1. Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique.

VI.2.Planification :**VI.2.1.Définition :**

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

VI.2.2.Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

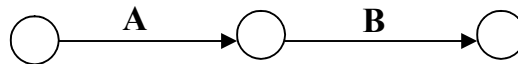
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.2.2.1.méthodes basées sur le réseau :**VI.2.2.1.1.Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

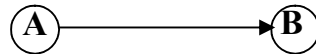
L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



➤ **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.



VI.2.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

VI.2.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

- Collection des informations ;
- Décomposition du projet ;
- Définition de la relation entre les tâches ;
- Attribution des durées;
- Construction du réseau.

VI.2.2.2.1. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;
DCP : Date de commencement au plus tôt ;
DCPP : Date de commencement au plus tard ;
DFP : Date de finition au plus tôt ;
DFPP : Date de finition au plus tard ;
MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.2.2.2.2. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}}$$

VI.2.2.2.3. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.2.3. Plannings :

Il existe deux types de plan de travail :

VI.2.3.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.2.3.2. Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VI.3 .Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

VI.4. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	6
Batardeau	E	8
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	14
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	12
Bassin d'amortissement d'E.C	J	4
Puits des vannes	K	2
Embouchure vidange	L	2
Prise d'eau et conduite	M	4
Travaux de finition	N	6

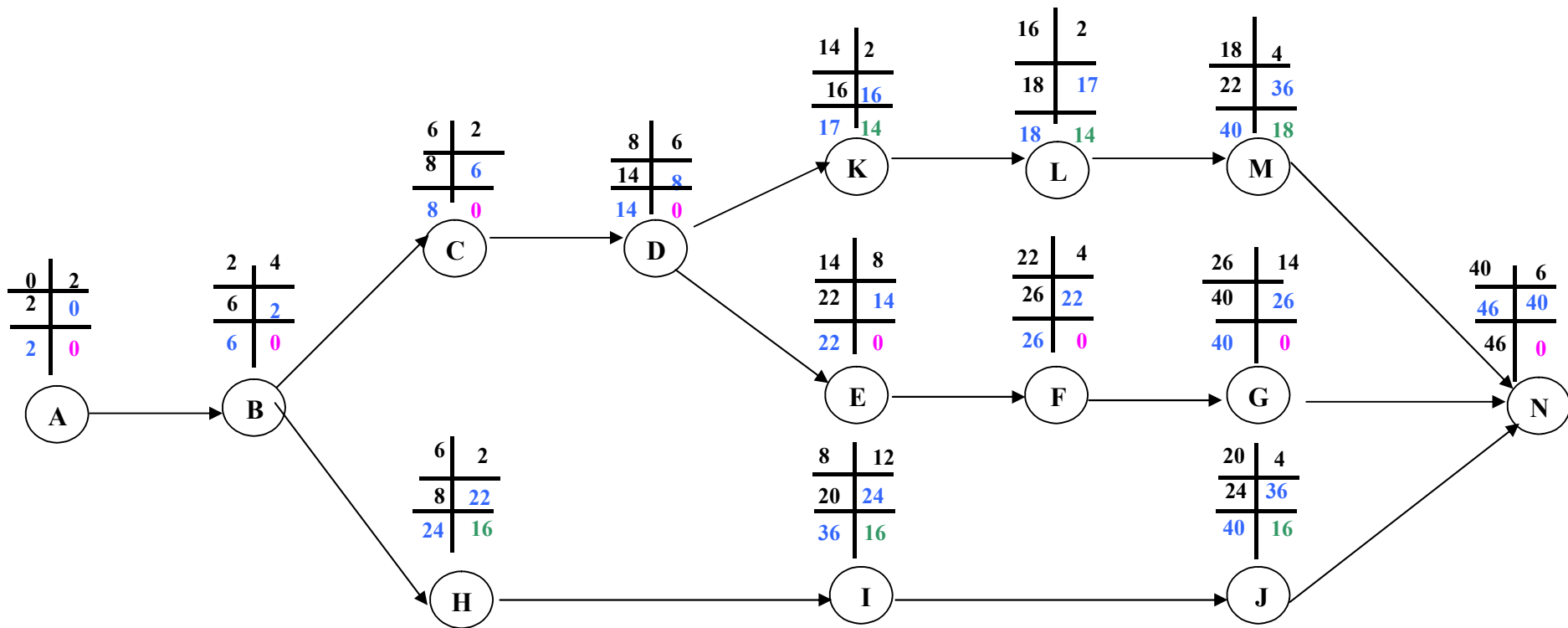
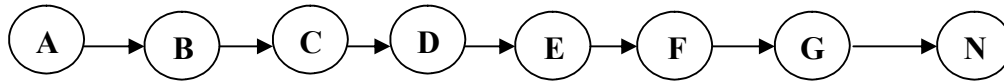


Figure VI.1 : Réseau à nœud

VI.5 Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 2 + 4 + 2 + 6 + 8 + 4 + 14 + 6 = 46 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **46** mois.

En conclusion, la construction du barrage de Soubella devrait durer environ 4 années.

Tableau VI.3 : Programme des travaux pour la réalisation du barrage Soubella.

Temps (mois)	1 ^{ère} année						2 ^{ème} année						3 ^{ème} année						4 ^{ème} année					Observations
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	
Operations																								
Travaux routiers	2																							
Installation de chantier		4																						
Pré batardeau				2																				
Tunnel de dérivation					6																			
Batardeau								8																
Excavation du barrage											4													
Recharges du barrage													14											
Excavation de l'évacuateur de crue				2																				
Construction de l'évacuateur de crue					6																			
Bassin d'amortissement d'E.C											4													
Puits des vannes								2																
Embouchure vidange									2															
Prise d'eau et conduite										4														
Travaux de finition																					6			

CHAPITRE VII :

AVANT METRE ET DEVIS ESTIMATIF

VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif :

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Pour notre travail on s'intéresse au corps de la digue

VII.2 Estimation du corps de la digue :

La réalisation du corps de la digue du barrage de Soubella est composée des parties suivantes :

- ✓ Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des encrages et des fouilles,
- ✓ Le remblaiement du corps de la digue en matériaux homogènes par couches successives avec compactage par engin compacteur et arrosage ainsi que les essais de laboratoire,
- ✓ Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- ✓ Les talus et leur protection en rip-rap,
- ✓ Aménagement de la crête en Bitume-Gravier,
- ✓ Installation de chantier
- ✓ Frais administratifs
- ✓ Frais d'ingénierie

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation grossière du coût du corps de la digue.

Tableau VII.01 : mètres et devis estimatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (DA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	10885	2612400
Excavation en terrain meuble clef	m ³	300	93520	28056000
Ciment pour injections	t	9500	6280	59660000
Recharge	m ³	400	1187590,06	475036024
Draine	m ³	600	33091,92	19855152
Filtre	m ³	600	11218,8	6731280
Sable	m ³	600	8620,1	5172060
Gravier	m ³	600	9004,2	5402520
Rip-rap Amont	m ³	1200	22290,75	26748900
Rip-rap Aval	m ³	1200	14561,4	17473680
Bitume-Gravier	m ³	3000	1837,5	5512500
total constriction			652260516	
Travaux préparatoires et installations Env. 7% des coûts de construction	%	-	45658236,1	
total constriction			697918752	
Frais administratifs 3% du coût de construction	%	-	20937562,6	
total constriction			718856315	
Frais d'ingénierie 7% du coût de construction	%	-	48854312,6	

COÛT TOTAL DA

767 710 627,33

Tableau VII.02 : récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (DA)
la digue	652260516
Travaux préparatoires et installation	45658236,1
Frais administratifs	20937562,6
Frais d'ingénierie	48854312,6
Coût Total de la digue	767 710 627,33

Le coût estimatif global de la digue du barrage de Soubella Wilaya de M'sila est de :

Sept Cent Soixante-sept Millions Sept Cent dix Mille six cent vigne sept Dinars trente trois centimes.

CHAPITRE VIII :

PROTECTION ET SECURITE DU

TRAVAIL

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1 Causes des accidents de travail :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

VIII.1.1 : Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- ✓ L'inattention des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2 Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage

VIII.2 .Les actions et conditions dangereuses :

Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension

Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;

Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

Conditions climatiques défavorables.

VIII.2.1 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.

Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

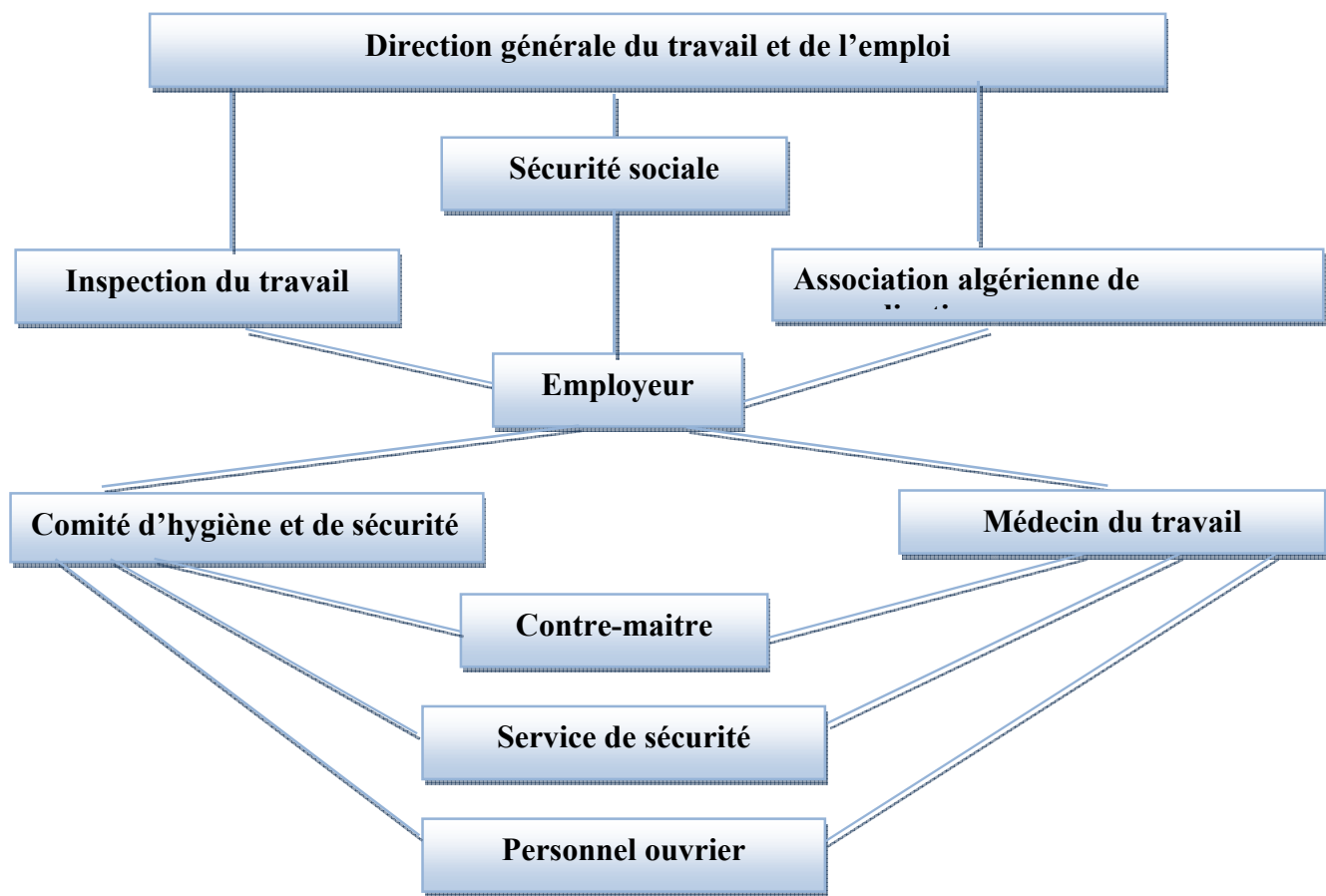


Figure VIII.01 : Organigramme de la prévention

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaitres revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion. Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VIII.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m . N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : Alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personnel)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VIII.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :**VIII.4.1.1 Etude et dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrages à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- ✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équi-friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon.

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \quad (m^2).$$

Q: débit d'air (m^3/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite. D'où : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$ (m).

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes.

- D'un point de vue géologique, le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue, aussi bien pour le barrage que sa cuvette.

- La topographie de la cuvette de l'oued Soubella est très plate à l'exception de quelques buttes rocheuses. Les pentes des rives sont assez douces et la vallée étroite. On constate cependant un resserrement notable au droit de l'axe du futur barrage.

- On constate que les zones d'emprunt prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.

- La quantité insuffisante de matériaux granulaires de qualité pour la fabrication de béton et le manque quasi total d'argile pour un noyau étanche de digue zonée favorise la construction d'une digue homogène, les seuls matériaux de construction disponibles en quantité importante à proximité du site étant les Argiles. Des matériaux pour la fabrication de béton doivent être amenés depuis une carrière.

- la construction d'un barrage dans cette région va remédier au problème d'approvisionnement en eau d'irrigation auxquels sont confrontées les agricultures.

- Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] A.RERBOUDJ(2005):** Essai de quantification de l'érosion et perspective de la protection du barrage de fontaine des Gazelles contre l'envasement (thèse magister). p: 104-106
- [02]B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004):** introduction au dimensionnement des retenues collinaires. p:17-41
- [03] B. TOUAIBIA (2004):** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. p:5-136
- [04] CIGB (1994) :** Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. P : 25-27
- [05] CIGB (1986) :** Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. p: 26-36
- [06] CONY-et-BILLIER (2008)** étude d'APD du barrage de DRAA DISS (W de SETIF).
p: 26-56
- [07] Gérard Degoutte (2002)** petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref, p : 67-89
- [08] G.Sanglerat (1981) :** cours pratique de mécanique des sols. p: 265-334
- [09] M. HASSANE (1998) :** Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. p:3-6
- [10] R. ROLLEY (1977) :** Technique des barrages en aménagement rural. p: 126-135
- [11] V. VOLKOV (1986) :** Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. p : 4-56

LES ANNEXES

ANNEXE I

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1973	44,3	0	13,9	47,9	1,8	27,2	79,6	37,4	2,1	8,2	0	0	262,4
1974	11,2	12,4	19	0,3	20	81,4	20	11,6	45,4	0	0	0,7	222
1975	21,8	15,8	8	29,9	1,5	77	31,9	68,2	41,6	46,7	8,7	37,6	388,7
1976	59	66,2	38	34	89	1,1	3,5	15,6	15	10,8	0	19,9	352,1
1977	1,6	8,7	37,6	2,9	9,1	8,6	16,9	37,7	21,5	2,7	0,1	11,2	158,6
1978	12	40,1	2,5	5,3	56,6	18,9	19,9	48,1	24	19,4	3,3	0,2	250,3
1979	28,2	29,8	12,6	12,5	20,7	9	39,3	28,1	44,7	2,6	0,1	3,6	231,2
1980	8,4	2,6	50,6	93,3	0	49,3	16	24,7	13,8	19,2	0,1	3,7	281,7
1981	19,5	36,8	1	43,3	13,3	35,1	61,7	37,2	45,9	18,9	0	0	312,7
1982	26,3	51,8	72,3	18,4	0	24,2	12	6,5	19	10,1	0,5	37,6	278,7
1983	0	2,3	1,2	16,6	55,7	44,2	14,6	18,7	7,3	3,5	0	3	167,1
1984	2,5	54,1	41,9	10,9	80,5	19,5	53,9	13,1	37,5	1,8	0	1,3	317
1985	56,2	56,3	56,2	35,9	52,5	26,8	85,2	15,2	7,4	7,4	0	4,4	403,5
1986	99,5	29	32,5	31,9	38,6	45,2	2,4	12,1	31,7	5,7	6	6,8	341,4
1987	10,3	26,8	88,1	95	8,4	12,5	16	27,1	43,5	29,1	0	0	356,8
1988	1,5	5	20,1	57,2	6,3	42	2	43,2	29,5	56,4	1,9	28	293,1
1989	34,5	4,4	31,3	19,7	60,6	0	20,1	85,7	130,2	14,1	3,2	21,2	425
1990	14,8	5,4	30	38,3	7,3	34,9	91,6	29,2	43,6	5,5	0,5	0,5	301,6
1991	38,3	95	17,6	19,1	23,2	23,6	45,1	25,5	76,2	0,8	23	0	387,4
1992	40,3	2,1	34,8	16,6	12,7	32,7	17,5	0	38,2	1	1	0,2	197,1
1993	11	5,8	56,2	30,6	16,4	33,7	14,8	8,8	0	0	0,9	0	178,2
1994	81	84,3	2,8	3,6	29,5	8,6	57,8	13	2,7	7,2	0,2	0,6	291,3
1995	64,8	24,9	10	68,9	64,7	74	46,7	23,5	50,8	16,6	5,2	19,7	469,8
1996	1,5	1,5	3,5	15,6	29,1	10,5	1,2	33,4	22,2	4,9	0	34,5	157,9
1997	60,1	33,2	48,5	7	10	22,8	1,2	37,6	63,9	15	0	5,5	304,8
1998	21,8	3,9	5,2	2,6	52,3	8	11,3	15,7	4,6	3,4	2,7	2,2	133,7
1999	26,9	52,6	47	67,3	0,1	0,9	4,3	7,1	73,3	1	0	5,8	286,3
2000	23	24,5	11,7	54,8	30,7	11,4	4,8	0,9	6,9	0	0	1,5	170,2
2001	53,4	4,7	21,8	19,9	17,2	6,6	6,2	14,8	0,6	2,9	2,4	11,3	161,8
2002	11,9	26,7	47,9	34,1	90,5	20,8	7,3	52,1	39,2	13	0	3,1	346,6
2003	16,6	98,5	22,5	42,8	13	4,2	53,8	96,9	75,7	26,9	0,9	6	457,8
2004	11,6	25,6	24,5	77,6	8,5	28,2	14,8	5	2,1	20	1	0	218,9
2005	57,3	15,9	87,5	19,2	67,6	71,5	3	54,3	114,2	11,2	21,8	4,8	528,3
2006	55,2	3	75,7	25,3	20,8	30,1	48,4	46,2	48,2	5,4	0	0,7	359
2007	92,2	10,6	15,7	0	7,5	6,1	19,9	0,4	52,6	3,1	11,3	15,8	235,2
2008	69	90,4	11,7	98,7	97,8	41	36,9	32,7	8,2	0,4	4,9	0	491,7
2009	129,4	25,8	7,3	39,3	17,5	72,4	61,6	65,8	11,8	36,8	2,5	3,6	473,8
MOYENE	35,59	29,09	29,96	33,41	30,57	28,76	28,19	29,54	35,00	11,67	2,76	7,97	302,53

Source : A.N.R.H.

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm).

Années	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Maxj
1973	42,2	0	9,2	11	1,8	9,2	50,4	10,1	2	7,5	0	0	50,4
1974	5,5	8,2	7,6	0,3	13,7	38,9	4,7	6,2	15,3	0	0	0,7	38,9
1975	10,6	15,8	4,3	10,7	1,1	35,8	11,5	35,5	11,9	13,7	8,2	17	35,8
1976	10,6	15,8	4,3	10,7	1,1	35,8	11,5	35,5	11,9	13,7	8,2	17	35,8
1977	1	5,4	18,4	1,4	2,8	2,5	12,2	25,9	9,5	2,6	0,1	6,2	25,9
1978	11,5	16,3	1,8	2	14,2	5,9	10,5	36,2	19	9,5	3,3	0,2	36,2
1979	10,4	8,5	8,3	9,6	7,1	3,1	14,4	8,1	18,2	2,6	0,1	2,1	18,2
1980	8,4	2,6	16,6	23,5	0	16,8	6,8	8,8	10,2	14,9	0,1	2,5	23,5
1981	6,1	28	1	21,4	3,6	13,9	41,2	11,8	11,8	9,8	0	0	41,2
1982	9,8	17,8	31,9	5,7	0	6,9	8,5	4,6	19	7,3	0,5	37	37
1983	0	1,2	0,4	7,5	20,2	18,4	8,7	9,8	5,6	3,5	0	0,8	20,2
1984	2,5	23,8	19,7	3,7	21,8	11,8	18,4	9,5	9	1,8	0	1,3	23,8
1985	25,6	23,7	17,6	23,8	19,3	14	25,6	9,1	4,1	5,3	0	2,1	25,6
1986	56,2	6,1	10,4	13,3	16,4	16,2	1,4	8,4	13,1	3,9	3,2	4	56,2
1987	9,2	26,5	51,6	42,2	4	11	5	20,7	26,7	14,9	0	0	51,6
1988	1,3	2,2	5,2	18	2	15,6	1,5	25,1	29,5	23,6	1,6	12,6	29,5
1989	24,8	2,8	17,3	8,3	21,7	0	11	43,5	37	7,7	2,4	17	43,5
1990	6,8	5	10,8	17,7	2,7	8,1	45,1	8,3	33	4	0,4	5,1	45,1
1991	18,2	43	11,4	7,1	6,8	13,7	11,6	18,2	19,7	0,5	16,4	0	43
1992	10,2	1,1	25,8	4,6	12,4	14,8	7,7	0	21,7	0,8	1	0,2	25,8
1993	10,4	5,8	35	19,2	7	16,1	14,5	6,5	0	0	0,9	0	35
1994	31,5	29,5	1,7	3,4	14,5	3,8	22	6,7	2,6	3,2	0,2	0,4	31,5
1995	25,8	16,3	3,6	37,7	15,9	28,2	22	12,1	30,9	6,4	4	9,9	37,7
1996	1,5	1,5	3,5	5	9,8	10,5	1,2	11	17,5	2,5	0	22,5	22,5
1997	23,5	12	20,5	4	9	9,5	1,2	36,6	19,5	8,5	0	3	36,6
1998	11,4	3,2	2,2	1,5	14,4	4,3	4,4	15,7	4	1,1	1,9	1,1	15,7
1999	12,2	14,2	11,7	35,2	0,1	0,9	1,9	2,8	44,7	0,9	0	5,8	44,7
2000	10,4	10,2	3,7	19,5	7,4	8	2,6	0,4	5,8	0	0	1,5	19,5
2001	17,2	2,8	13,6	9,3	13	4,1	5,3	6,4	0,6	1,9	1,4	5	17,2
2002	9,9	18,5	20,8	20,6	22,6	6,7	6,7	12,9	19,6	9	0	2	22,6
2003	9,1	21,2	9,6	15,2	3,9	3,2	21,6	74,2	39,4	16,7	0,9	4,5	74,2
2004	4,1	12	13,5	19,6	5,4	8,4	9,4	2,4	1,7	9,9	1	0	19,6
2005	23,5	6,7	34,5	6,5	23,5	37,4	1,5	26,6	39,8	11,2	9,2	4,8	39,8
2006	27,2	2,7	41,7	12,9	16,9	14,1	26,9	21,1	27,5	2,4	0	0,7	41,7
2007	18,5	3,9	5,7	0	4,1	2,3	12,9	0,4	23,5	2,9	11,1	11,7	23,5
2008	26,3	27,6	4,7	51,2	28,2	16,4	13,7	14,2	4,6	0,4	2,7	0	51,2
2009	32	23,3	3,1	16,4	6,2	16,9	39,7	17,7	9,3	23,8	1,5	2,9	39,7

Source : A.N.R.H.

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station (050801).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	Fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1955	5,75	4,96	4,51	3,15	3,69	2,88	8,94	1,05	0,78	0,64	0,42	0,11	36,88
1956	3,87	4,63	5,9	3,91	3,83	4,91	0,65	1,9	0,19	0,09	0,08	0,02	29,97
1957	1,35	3,1	1,18	2,32	5,77	4,71	1,49	1,31	0,16	0,73	0,24	0,09	22,45
1958	6,9	4,53	5,11	2,75	3,88	1,52	2,14	3,17	1,09	1,45	0,01	0,21	32,76
1959	4,81	2,42	1,67	3,07	3,03	1,46	3,31	0,82	0,06	1,17	0,11	0,24	22,17
1960	2,97	3,31	2,35	1,19	4,13	1,529	0,731	0,65	0,65	0,21	0,11	0,12	17,95
1961	6,34	5,86	3,31	2,67	2,93	1,031	1,02	0,731	0,531	0,31	0,21	0,131	25,08
1962	5,75	4,54	3,1	3,31	2,32	1,11	4,71	3,17	0,65	0,31	0,31	0,62	29,90
1963	4,54	4,25	3,35	4,87	5,24	2,04	2,61	0,51	0,2	0,06	0,06	0,08	27,81
1964	4,72	3,67	3,31	2,73	1,35	1,35	0,18	0,91	0,51	0,24	0,02	0,18	19,17
1965	7,31	6,01	5,67	5,13	0,73	1,73	0,73	1,35	0,18	0,09	0,04	0,64	29,61
1966	8,02	1,9	3,18	3,81	0,41	2,61	1,6	0,51	0,08	0,44	0,08	2,67	25,31
1967	4,54	2,75	3,31	4,67	0,66	0,11	3,97	0,23	0,04	0,42	0,23	1,46	22,39
1968	5,35	7,74	4,94	1,02	2,98	0,86	0,37	0,51	0	0,11	0,07	0,13	24,08
1969	4,25	5,16	4,67	3,07	1,31	1,19	0,23	0,99	0,13	0,09	0,01	0,07	21,17
1970	3,31	4,54	1,88	7,69	8,02	2,61	0,87	0,16	0,46	0,64	0,12	0,39	30,69
1971	3,53	2,35	2,73	1,73	0,89	1,73	0,57	0,18	0,73	0,1	0,05	0,02	14,61
1972	2,75	2,16	1,87	2,16	1,31	1,71	1,29	0,89	0,34	0,32	0,03	0,12	14,94
1973	4,78	2,32	1,31	5,05	1,87	1,87	1,92	0,91	0,02	0,06	0	0,33	20,44
1974	2,42	1,49	1,35	2,16	1,35	3,31	1,154	1,71	0,91	0,07	0,3	0,08	16,30
1975	4,31	5,57	4,31	3,31	1,31	1,549	2,42	0,51	0,42	0,1	0,24	0	24,06
1976	4,5	2,42	1,87	2,42	1,49	4,504	1,19	1,92	0,55	0,03	0,09	0	21,00
1977	5,86	1,04	4,5	2,16	2,23	0,18	0,07	1,21	0,49	0,18	0,1	0	18,02
1978	4,54	3,31	1,87	2,16	0,21	0,32	0,37	1,35	1,19	0,09	0	0,18	15,59
1979	5,15	4,31	1,71	0,69	0,72	2,35	0,731	0,23	0,06	0,1	0,1	0,09	16,24
1980	10,00	4,5	2,16	1,35	1,87	0,18	2,22	0,51	5,28	0,53	0,04	0,05	28,70
1981	4,25	4,5	3,44	1,49	1,55	2,731	0,543	1,74	0,07	0,02	0,09	0,49	20,91
1982	1,35	1,9	5,05	7,73	5,52	3,51	3,26	1,02	0,87	0,46	0,2	1,18	32,05
1983	4,31	2,42	1,71	1,19	0,25	1,83	0,99	0,51	0,82	0,33	0,26	1,2	15,83
1984	5,57	1,04	1,47	1,15	2,36	1,471	4,192	1,529	1,819	1,004	0,354	0,39	22,34
1985	2,9	5,03	1,52	2,95	3,04	4,805	19,61	2,992	1,371	1,41	0,308	0,31	46,26
1986	5,7	2,37	1,86	5,08	3,44	9,942	6,81	1,734	1,771	1,641	3,783	0,217	44,34
1987	0,52	1,24	1,75	6,9	1,49	0,848	1,225	0,785	0,631	0,866	0,136	0,216	16,61
1988	0,23	0,36	6,33	2,51	0,67	0,102	0,159	3,976	0,96	3,251	2,169	2,25	22,97
1989	1,90	1,35	1,74	1,46	1,87	0,48	2,42	0,55	0,66	0,49	0,2	0,17	13,29
1990	2,05	2,14	2,42	1,15	2,90	1,35	1,87	0,66	1,71	1,49	0,13	0,00	17,86
1991	6,47	11,8	1,47	1,33	2,57	2,142	5,572	4,312	4,778	4,504	2,693	0,576	48,18
1992	3,79	1,11	5,15	4,25	1,63	1,154	1,549	0,686	2,445	1,217	0,52	0,377	23,89
1993	3,87	10,00	4,19	4,35	2,16	0,543	1,92	0,51	0,01	0,12	0,09	0,10	27,88
1994	4,35	2,91	2,42	0,73	0,50	0,91	0,73	0,37	14,26	2,42	0,16	0,20	29,95
1995	6,34	5,88	9,47	1,57	0,75	0,874	0,731	0,825	0,159	0,101	0,543	0,17	27,42
1996	4,54	4,46	3,76	1,35	1,19	2,00	2,731	3,81	1,74	0,101	0,543	0,17	26,39
moyenne	4,42	3,75	3,21	2,95	2,27	2,00	2,38	1,27	1,19	0,67	0,36	0,38	24,84

Source : A.N.R.H.

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m3/s).

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1967	42	0,53	98	46	0,43	3,08	19,84	1,4	3,08	16,6	0	52	98
1968	0,16	0	0	30	16,6	3,29	39	7,7	0,53	0	0	37	39
1969	3,5	30	1,8	1,82	13,84	0,37	0,77	7,7	0	0	0	1,4	30
1970	8,56	82	0	0	10,28	0	2,87	82	2,87	0	0,98	0	82
1971	0,11	0	42	15	72	9,42	11,14	1,19	12	16,6	0,12	30	72
1972	8,56	30	0,7	0,98	4,82	1,82	3,8	0,48	0,06	2,78	0,06	0,03	30
1973	15,96	0,09	0,1	8,23	0,1846	0,185	3,22	0,24	0,1012	0,0858	0,055	0,07	15,96
1974	1,158	0,1	0,1	0,101	0,1166	1,02	0,101	0,76	0,24	0,1012	0,0858	0,086	1,158
1975	3,82	0,35	0,1	0,55	0,0858	4,02	0,55	4,02	0,736	6,18	1,234	2,628	6,18
1976	1,204	6,18	0,9	0,197	24,8	0,375	0,24	0,24	0,718	0,1352	0,0818	0,377	24,8
1977	17,08	0,12	0,5	0,171	0,1708	0,171	0,171	0,674	0,266	0,0836	0,0836	62,52	62,52
1978	2,912	3,07	0,1	0,12	11,32	0,1	0,22	0,39	0,51	0,43	0,046	0,046	11,32
1979	91	1,2	0,1	0,12	0,21	0,095	0,11	0,07	0,155	0,082	0,024	0,105	91
1980	3,42	0,09	6,3	0,618	0,41	1,95	0,21	0,21	0,12	4,94	0,12	20	20
1981	18,2	218	0,1	0,618	0,12	0,28	5,31	28,1	75,6	1,482	0,062	0,048	218
1982	114	23,4	17	0,186	0,1306	0,131	0,131	0,112	1,26	0,088	0,1	4,4	114
1983	0,088	0,13	0,1	0,088	0,1	0,416	0,1	0,584	1,704	0,088	0,088	0,64	1,704
1984	0,088	2,42	1,9	0,076	0,298	0,236	1,012	2,42	0,584	0,112	0,1306	0,076	2,42
1985	20,14	36,2	1,1	2	6	1,704	4,4	0,472	0,36	0,36	0,267	0,329	36,16
1986	36,16	5,04	1,4	2,84	0,298	1,26	0,36	0,329	1,556	0,236	0,267	0,528	36,16
1987	0,205	7,6	7,3	115,2	0,143	0,143	0,162	0,2	2,95	11,06	0,072	0,094	115,2
1988	5,38	0,11	18	0,354	0,07	0,152	0,081	5,46	6,34	7,28	0,0638	0,183	18,2
1989	6,96	0,1	0,4	0,183	0,452	0,117	0,764	4,4	13,96	0,2	0,188	1,408	13,96
1990	0,64	0,18	5,7	4,72	0,0908	0,132	1,136	0,34	6,32	0,34	0,099	0,34	6,32
1991	8,48	40	0,1	0,083	0,099	0,091	0,164	0,083	0,236	0,0428	0,14	0,039	39,96
1992	3,32	0,07	11	0,035	0,039	0,043	0,05	0,039	0,152	0,0238	0,0238	0,018	10,68
1993	0,031	1,7	2,8	0,236	0,0352	0,043	0,031	0,031	0,0314	0,0238	0,0276	0,039	2,84
1994	230	47,6	0,1	0,047	0,0504	0,047	0,584	0,047	0,039	0,0352	0,0314	0,035	230
1995	0,248	65,7	0	0,176	3,32	7,28	0,528	0,236	0,472	0,36	0,164	0,132	65,7
1996	42,52	0,07	0,1	0,074	0,416	0,066	0,058	0,212	0,416	2,84	0,058	0,152	42,52
1997	61,24	16,4	0,3	0,107	0,64	0,416	0,091	15,43	4,8	0,176	0,0542	0,054	61,24
1998	25	0,16	0,1	0,074	0,099	0,074	0,066	0,074	0,14	0,3	0,0826	20,95	25

Source : A.N.R.H.

Figure 01 : La courbe capacité Hauteurs

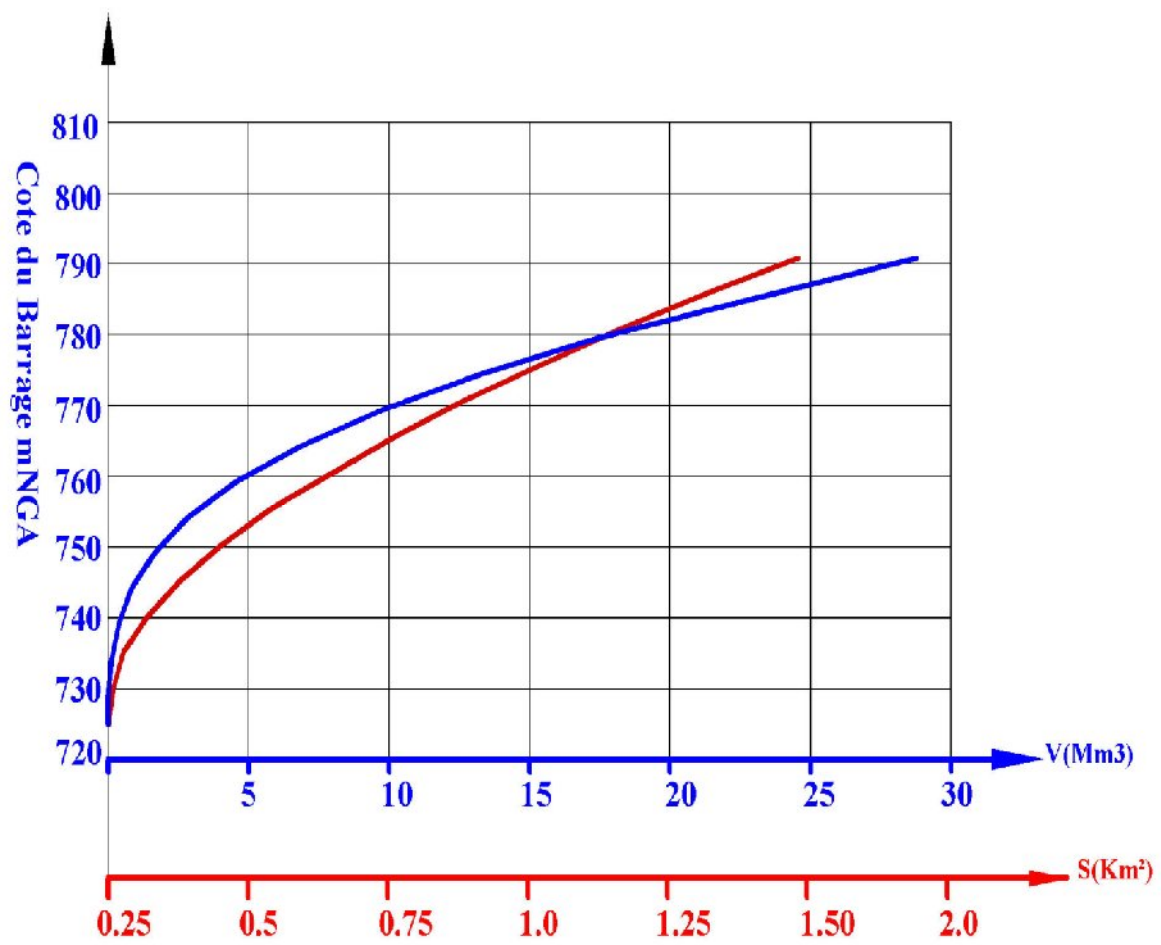


Figure I :La courbe Capacités Hauteurs

ANNEXE II

1. volumes des matériaux pour la variante de la digue en terre homogène :

Profil	Li(m)	Gravier			Sable			Filtre			Drain			Recharge		
		Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)	Si(m2)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)	Si(m2)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m²)	V(m3)
1	10	11,32	14,78	147,80	9,70	13,64	136,40	13,44	18,48	184,80	45,02	57,96	579,60	585,32	931,34	9313,39
2	10	18,24	22,88	228,80	17,58	21,40	214,00	23,52	29,90	299,04	70,90	89,93	899,28	1277,36	1968,09	19680,88
3	10	27,52	30,30	303,00	25,22	28,92	289,20	36,29	37,73	377,28	108,96	123,65	1236,48	2658,78	3338,54	33385,40
4	10	33,08	34,28	342,80	32,62	33,10	331,00	39,17	46,03	460,32	138,34	150,41	1504,08	4018,30	4379,26	43792,58
5	10	35,48	36,92	369,20	33,56	34,38	343,80	52,90	45,70	456,96	162,48	140,06	1400,64	4740,17	4400,91	44009,05
6	10	38,34	45,32	453,20	35,20	42,98	429,80	38,50	43,87	438,72	117,65	132,24	1322,40	4061,60	4974,56	49745,63
7	10	52,28	54,80	548,00	50,74	53,48	534,80	49,25	65,90	659,04	146,83	183,05	1830,48	5887,53	7904,60	79045,98
8	10	57,30	58,76	587,60	56,20	57,40	574,00	82,56	79,73	797,28	219,26	224,14	2241,36	9921,67	10370,48	103704,78
9	10	60,20	60,16	601,60	58,58	57,90	579,00	76,90	75,17	751,68	229,01	177,14	1771,44	10819,25	10294,08	102940,81
10	10	60,10	60,26	602,60	57,20	57,56	575,60	73,44	73,49	734,88	125,28	174,77	1747,68	9768,91	9948,96	99489,61
11	10	60,40	58,72	587,20	57,92	57,12	571,20	73,49	68,45	684,48	224,26	206,62	2066,16	10128,97	8897,77	88977,68
12	10	57,02	56,72	567,20	56,30	56,14	561,40	63,36	62,74	627,36	188,98	188,86	1888,56	7666,53	7662,43	76624,34
13	10	56,40	55,42	554,20	55,96	54,88	548,80	62,11	63,26	632,64	188,74	193,97	1939,68	7658,34	7754,99	77549,95
14	10	54,42	49,68	496,80	53,78	48,48	484,80	64,37	63,12	631,20	199,20	192,36	1923,60	7851,61	7375,42	73754,21
15	10	44,92	41,76	417,60	43,16	40,80	408,00	61,82	58,08	580,80	185,52	175,87	1758,72	6899,23	6241,40	62414,05
16	10	38,60	36,98	369,80	38,42	34,54	345,40	54,29	52,22	522,24	166,22	164,69	1646,88	5583,57	5130,35	51303,45
17	10	35,36	34,00	340,00	30,64	29,64	296,40	50,11	48,72	487,20	163,15	158,74	1587,36	4677,07	4638,49	46384,87
18	10	32,64	31,38	313,80	28,64	29,30	293,00	47,28	43,87	438,72	154,32	137,95	1379,52	4599,90	3902,13	39021,31
19	10	30,12	29,34	293,40	29,96	29,12	291,20	40,42	37,97	379,68	121,58	111,55	1115,52	3204,32	2831,50	28315,00
20	10	28,54	27,32	273,20	28,26	27,12	271,20	35,52	32,88	328,80	101,52	96,10	960,96	2458,64	2225,43	22254,34
21	10	26,10	21,00	210,00	25,96	19,24	192,40	30,24	23,33	233,28	90,67	72,94	729,36	1992,23	1482,12	14821,22
22	10	15,88	11,90	119,00	12,50	9,50	95,00	16,42	16,18	161,76	55,20	50,78	507,84	972,01	765,20	7652,04
23	10	7,90	6,44	64,40	6,50	5,50	55,00	15,94	11,47	114,72	46,37	33,98	339,84	558,35	399,54	3995,43
24	10	4,96	7,56	75,60	4,48	6,92	69,20	6,96	10,37	103,68	21,60	31,56	315,60	240,69	401,96	4019,57
25	10	10,16	8,12	81,20	9,36	7,58	75,80	13,73	8,78	87,84	41,52	26,40	264,00	563,18	361,61	3616,10
26	10	6,06	4,76	47,60	5,78	4,54	45,40	3,84	3,60	36,00	11,28	10,87	108,72	160,00	145,23	1452,25
27	5	3,44	1,72	8,60	3,30	1,66	8,30	3,36	1,68	8,40	10,46	5,23	26,16	130,41	65,23	326,13
Volume en m3		9004,20			8620,10			11218,80			33091,92			1187590,06		

Profil	Li(m)	Rip-rap amont			Rip-rap aval			Terre végétal			Gravier- bitume		
		Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)	Si(m2)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)
1	10	25,38	34,95	349,50	30,78	38,22	382,20	20,13	24,72	247,20	7,00	7,00	70,00
2	10	44,52	57,72	577,20	45,63	43,71	437,10	29,31	30,13	301,30	7,00	7,00	70,00
3	10	70,89	78,27	782,70	41,79	44,73	447,30	30,95	38,39	383,90	7,00	7,00	70,00
4	10	85,62	86,61	866,10	47,64	51,03	510,30	45,82	41,20	412,00	7,00	7,00	70,00
5	10	87,60	89,43	894,30	54,42	54,75	547,50	36,57	35,58	355,80	7,00	7,00	70,00
6	10	91,26	84,18	841,80	55,08	47,28	472,80	34,59	40,98	409,80	7,00	7,00	70,00
7	10	77,10	111,60	1116,00	39,45	68,55	685,50	47,36	44,79	447,90	7,00	7,00	70,00
8	10	146,07	152,76	1527,60	97,62	107,70	1077,00	42,21	50,17	501,70	7,00	7,00	70,00
9	10	159,42	153,51	1535,10	117,75	105,78	1057,80	58,12	104,53	1045,30	7,00	7,00	70,00
10	10	147,60	149,70	1497,00	93,78	95,76	957,60	150,94	106,39	1063,90	7,00	7,00	70,00
11	10	151,80	148,26	1482,60	97,74	91,32	913,20	61,84	54,05	540,50	7,00	7,00	70,00
12	10	144,72	144,87	1448,70	84,90	84,60	846,00	46,26	53,96	539,60	7,00	7,00	70,00
13	10	145,02	141,12	1411,20	84,30	90,39	903,90	61,66	74,52	745,20	7,00	7,00	70,00
14	10	137,19	125,73	1257,30	96,48	81,78	817,80	87,38	69,86	698,60	7,00	7,00	70,00
15	10	114,24	106,56	1065,60	67,08	68,28	682,80	52,33	46,99	469,90	7,00	7,00	70,00
16	10	98,85	94,41	944,10	69,45	62,10	621,00	41,65	39,67	396,70	7,00	7,00	70,00
17	10	89,94	84,51	845,10	54,75	57,75	577,50	37,69	36,21	362,10	7,00	7,00	70,00
18	10	79,08	78,06	780,60	60,75	59,25	592,50	34,74	29,85	298,50	7,00	7,00	70,00
19	10	77,04	75,06	750,60	57,75	56,43	564,30	24,97	28,08	280,80	7,00	7,00	70,00
20	10	73,08	70,02	700,20	55,08	41,13	411,30	31,20	32,00	320,00	7,00	7,00	70,00
21	10	66,96	54,30	543,00	27,18	26,55	265,50	32,80	29,51	295,10	7,00	7,00	70,00
22	10	41,61	31,23	312,30	25,89	21,06	210,60	26,22	18,26	182,60	7,00	7,00	70,00
23	10	20,85	17,34	173,40	16,23	14,73	147,30	10,31	8,61	86,10	7,00	7,00	70,00
24	10	13,83	20,34	203,40	13,20	15,81	158,10	6,92	10,57	105,70	7,00	7,00	70,00
25	10	26,82	21,99	219,90	18,39	15,72	157,20	14,22	17,25	172,50	7,00	7,00	70,00
26	10	17,16	13,89	138,90	13,05	9,99	99,90	20,29	18,20	182,00	7,00	7,00	70,00
27	5	10,59	5,31	26,55	6,93	3,48	17,40	16,12	8,06	40,30	7,00	3,50	17,50
Volume en m3				22290,75			14561,40			10885,00			1837,50

2- volumes des matériaux pour la variante de la digue zonée à noyau d'argile :

Profil	Li(m)	Rip-rap amont			Rip-rap aval			Gravier			Sable			Argile		
		Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)	Si(m2)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m2)	V(m3)	Si(m2)	Smoy(m²)	V(m3)	Si(m²)	Smoy(m²)	V(m3)
1	10	20,1	27,78	277,8	29,61	35,85	358,5	71,26	99,4	994	66,82	91,78	917,8	203,59	294,548	2945,48
2	10	35,46	45,66	456,6	42,06	52,38	523,8	127,4	170,52	1705,2	116,61	146,25	1462,5	385,505	550,81	5508,1
3	10	55,83	64,11	641,1	62,67	66,12	661,2	213,64	239,96	2399,6	175,89	203,19	2031,9	716,053	865,612	8656,12
4	10	72,39	71,19	711,9	69,57	75,09	750,9	266,14	279,02	2790,2	230,36	235,3	2353	1015,11	1109,52	11095,2
5	10	69,96	69,48	694,8	80,58	78,12	781,2	291,76	277,06	2770,6	240,11	236,34	2363,4	1203,94	1012,45	10124,5
6	10	69	86,85	868,5	75,63	92,19	921,9	262,22	294	2940	232,57	252,33	2523,3	820,905	1022,09	10220,9
7	10	104,7	110,7	1107	108,75	114,57	1145,7	325,64	369,04	3690,4	272,09	306,41	3064,1	1223,27	1686,82	16868,2
8	10	116,7	156,06	1560,6	120,36	99,6	996	412,44	428,54	4285,4	340,6	372,97	3729,7	2150,38	2228,99	22289,9
9	10	195,42	158,4	1584	78,84	102,96	1029,6	444,5	442,26	4422,6	405,34	400,66	4006,6	2307,54	2248,07	22480,7
10	10	121,38	119,43	1194,3	127,08	123,93	1239,3	439,88	439,88	4398,8	395,98	398,19	3981,9	2188,61	2187,49	21874,9
11	10	117,48	116,52	1165,2	120,78	120,18	1201,8	439,74	417,2	4172	400,4	373,1	3731	2186,38	2125,56	21255,6
12	10	115,56	115,71	1157,1	119,55	118,68	1186,8	394,66	391,02	3910,2	345,8	349,05	3490,5	2064,73	1759,26	17592,6
13	10	115,83	109,89	1098,9	117,78	113,31	1133,1	387,38	387,38	3873,8	352,3	347,88	3478,8	1453,78	1581,73	15817,3
14	10	103,92	97,56	975,6	108,84	102,66	1026,6	387,38	356,86	3568,6	343,46	321,62	3216,2	1709,61	1648,35	16483,5
15	10	91,2	85,05	850,5	96,45	89,4	894	326,34	312,34	3123,4	299,65	290,94	2909,4	1587,04	1458,84	14588,4
16	10	78,87	76,23	762,3	82,35	77,61	776,1	298,34	294,7	2947	282,23	267,28	2672,8	1330,59	1238,03	12380,3
17	10	73,59	69,21	692,1	72,87	74,4	744	291,06	264,46	2644,6	252,33	232,57	2325,7	1145,46	1042,71	10427,1
18	10	64,8	63,12	631,2	75,9	71,79	717,9	237,86	231,42	2314,2	212,68	204,75	2047,5	939,959	884,939	8849,39
19	10	61,44	59,88	598,8	67,68	64,05	640,5	224,98	216,72	2167,2	196,69	191,75	1917,5	829,92	737,851	7378,51
20	10	58,29	55,86	558,6	60,42	58,02	580,2	208,46	197,26	1972,6	186,81	161,72	1617,2	645,782	606,385	6063,85
21	10	53,4	43,26	432,6	55,59	46,56	465,6	185,92	152,46	1524,6	136,5	120,12	1201,2	566,989	428,916	4289,16
22	10	33,09	24,84	248,4	37,5	29,61	296,1	119	92,96	929,6	103,74	81,9	819	290,843	263,055	2630,55
23	10	16,59	13,77	137,7	21,72	18,24	182,4	66,92	52,22	522,2	59,93	46,28	462,8	235,206	157,771	1577,71
24	10	10,92	16,11	161,1	14,76	19,77	197,7	37,52	55,58	555,8	32,5	48,75	487,5	80,275	135,233	1352,33
25	10	21,3	17,43	174,3	24,75	20,07	200,7	73,64	55,3	553	64,87	49,14	491,4	190,19	118,19	1181,9
26	10	13,53	10,92	109,2	15,36	11,61	116,1	36,96	34,86	348,6	33,28	30,42	304,2	46,189	40,0758	400,758
27	5	8,31	4,17	20,85	7,83	3,93	19,65	32,62	16,38	81,9	27,56	13,78	68,9	33,9008	16,9813	84,9063
Volumes		18871			18787,4			65606,1			57675,8			274418		

Profil	Li(m)	Recharge			Terre végétal			Gravier- bitume		
		Si(m²)	Smoy(m²)	V (m3)	Si(m²)	Smoy(m²)	V (m3)	Si(m²)	Smoy(m2)	V (m3)
1	10	359,424	565,799	5657,99	24,72	27,43	274,3	7	7	70
2	10	772,173	1208,736	12087,36	30,13	34,26	342,6	7	7	70
3	10	1645,299	2063,286	20632,86	38,39	39,79	397,9	7	7	70
4	10	2481,246	2724,678	27246,78	41,2	38,39	383,9	7	7	70
5	10	2968,083	2830,626	28306,26	35,58	38,28	382,8	7	7	70
6	10	2693,142	3248,208	32482,08	40,98	42,88	428,8	7	7	70
7	10	3803,247	4948,344	49483,44	44,79	47,48	474,8	7	7	70
8	10	6093,414	6411,069	64110,69	50,17	77,35	773,5	7	7	70
9	10	6728,697	6623,478	66234,78	104,53	105,46	1054,6	7	7	70
10	10	6518,259	6512,4	65124	106,39	80,22	802,2	7	7	70
11	10	6506,514	5951,232	59512,32	54,05	54	540	7	7	70
12	10	5395,923	5404,86	54048,6	53,96	64,24	642,4	7	7	70
13	10	5413,797	5308,254	53082,54	74,52	72,19	721,9	7	7	70
14	10	5202,711	4830,732	48307,32	69,86	58,42	584,2	7	7	70
15	10	4458,753	4008,906	40089,06	46,99	43,33	433,3	7	7	70
16	10	3559,059	3276,045	32760,45	39,67	37,94	379,4	7	7	70
17	10	2993,004	2681,262	26812,62	36,21	33,03	330,3	7	7	70
18	10	2369,52	2186,622	21866,22	29,85	28,97	289,7	7	7	70
19	10	2003,724	1799,577	17995,77	28,08	30,04	300,4	7	7	70
20	10	1595,43	1420,173	14201,73	32	30,76	307,6	7	7	70
21	10	1244,916	930,96	9309,6	29,51	23,89	238,9	7	7	70
22	10	617,004	463,104	4631,04	18,26	13,44	134,4	7	7	70
23	10	309,204	231,714	2317,14	8,61	9,59	95,9	7	7	70
24	10	154,224	244,89	2448,9	10,57	13,91	139,1	7	7	70
25	10	335,529	214,893	2148,93	17,25	17,73	177,3	7	7	70
26	10	94,23	89,802	898,02	18,2	13,13	131,3	7	7	70
27	5	85,374	42,687	213,435	8,06	4,03	20,15	7	3,5	17,5
Volumes (m3)		762009,935			10781,65			1837,5		

3- volumes des matériaux pour la variante de la digue en enrochement avec masque en béton :

Profil	Li(m)	Recharge			terre végétal			Rip-rap			Béton			Gravier- bitume		
		Si(m²)	Smoy(m²)	V(m³)	Si(m²)	Smoy(m²)	V(m³)	Si(m²)	Smoy(m²)	V (m³)	Si(m²)	Smoy(m²)	V(m³)	Si(m²)	Smoy(m²)	V (m³)
1	10	622,84	945,52	9455,2	100,65	123,6	1236	18,72	22,68	226,8	21,93	29,91	299,1	7	7	70
2	10	1268,16	1905,8	19058	146,55	150,65	1506,5	26,61	33,48	334,8	37,89	47,04	470,4	7	7	70
3	10	2543,4	3145,88	31458,8	154,75	191,95	1919,5	40,32	45,18	451,8	56,19	66,09	660,9	7	7	70
4	10	3748,36	4115,84	41158,4	229,1	206	2060	50,01	51,69	516,9	75,99	74,13	741,3	7	7	70
5	10	4483,32	4134,4	41344	182,85	177,9	1779	53,34	54,66	546,6	72,24	71,73	717,3	7	7	70
6	10	3785,48	4470,32	44703,2	172,95	204,9	2049	55,98	58,23	582,3	71,22	86,76	867,6	7	7	70
7	10	5155,12	7089	70890	236,8	223,95	2239,5	60,48	66,48	664,8	102,27	108,9	1089	7	7	70
8	10	9022,84	9354	93540	211,05	250,85	2508,5	72,48	74,37	743,7	115,53	118,02	1180,2	7	7	70
9	10	9685,12	9385,6	93856	290,6	522,65	5226,5	76,23	75,36	753,6	120,51	121,05	1210,5	7	7	70
10	10	9086,08	9091,64	90916,4	754,7	531,95	5319,5	74,49	71,88	718,8	121,59	120,69	1206,9	7	7	70
11	10	9097,2	7929,72	79297,2	309,2	270,25	2702,5	69,27	71,19	711,9	119,76	118,53	1185,3	7	7	70
12	10	6762,2	6742,04	67420,4	231,3	269,8	2698	73,08	65,76	657,6	117,27	113,67	1136,7	7	7	70
13	10	6721,88	6827,12	68271,2	308,3	372,6	3726	58,41	64,08	640,8	110,04	105,93	1059,3	7	7	70
14	10	6932,32	6668,88	66688,8	436,9	349,3	3493	69,75	68,58	685,8	101,82	96,09	960,9	7	7	70
15	10	6405,44	5825	58250	261,65	234,95	2349,5	67,38	63,24	632,4	90,36	85,14	851,4	7	7	70
16	10	5244,52	4950,44	49504,4	208,25	198,35	1983,5	59,07	56,49	564,9	79,92	76,62	766,2	7	7	70
17	10	4656,32	4076,8	40768	188,45	181,05	1810,5	53,88	50,79	507,9	73,32	69,57	695,7	7	7	70
18	10	3497,24	3278,04	32780,4	173,7	149,25	1492,5	47,7	46,17	461,7	65,79	63,51	635,1	7	7	70
19	10	3058,84	2716,04	27160,4	124,85	140,4	1404	44,64	41,61	416,1	61,2	59,19	591,9	7	7	70
20	10	2373,2	2144,12	21441,2	156	160	1600	38,55	35,67	356,7	57,15	54,69	546,9	7	7	70
21	10	1915,04	1435,04	14350,4	164	147,55	1475,5	32,79	29,19	291,9	52,2	43,47	434,7	7	7	70
22	10	955	770,44	7704,4	131,1	91,3	913	25,56	20,79	207,9	34,74	26,7	267	7	7	70
23	10	585,88	427	4270	51,55	43,05	430,5	16,02	14,58	145,8	18,66	15,27	152,7	7	7	70
24	10	268,12	428,36	4283,6	34,6	52,85	528,5	13,11	12,78	127,8	11,88	19,05	190,5	7	7	70
25	10	588,6	378	3780	71,1	86,25	862,5	12,45	9,69	96,9	26,19	20,07	200,7	7	7	70
26	10	167,4	152,48	1524,8	101,45	91	910	6,9	7,8	78	13,92	11,4	114	7	7	70
27	10	137,56	68,8	688	80,6	40,3	403	8,67	4,35	43,5	8,85	4,44	44,4	7	3,5	35
Volumes (m³)																
		1084563			54626,5			12167,7			18276,6			1855		

ANNEXE III

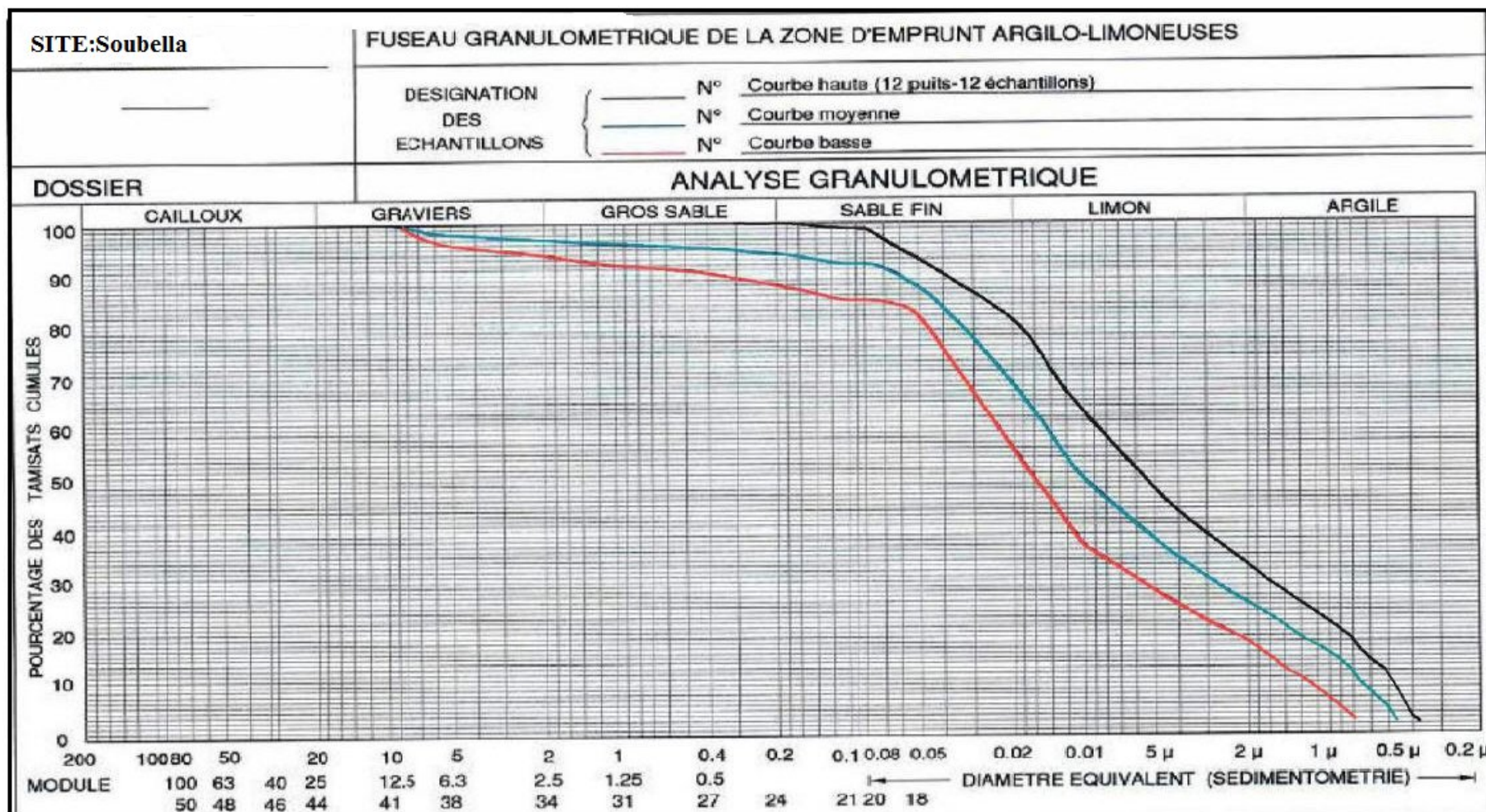
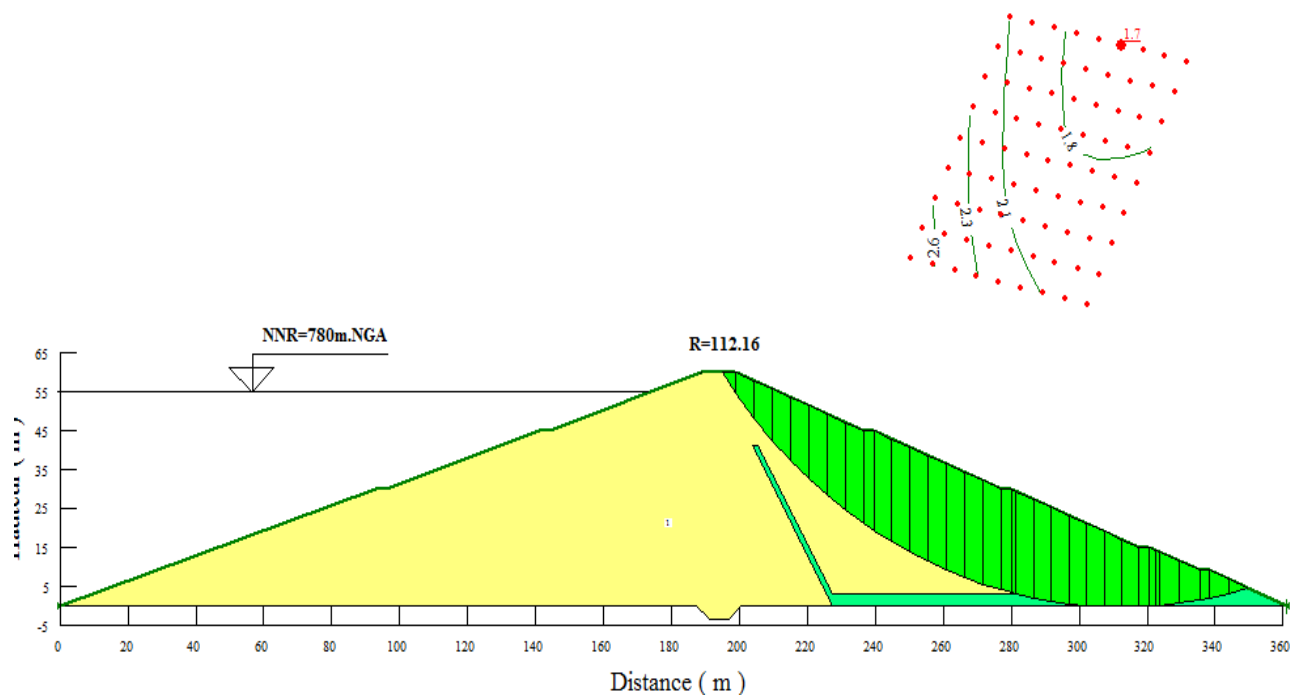


Figure 01 : la courbes craniométrique de la zone d'emprunte des filtres et drains.

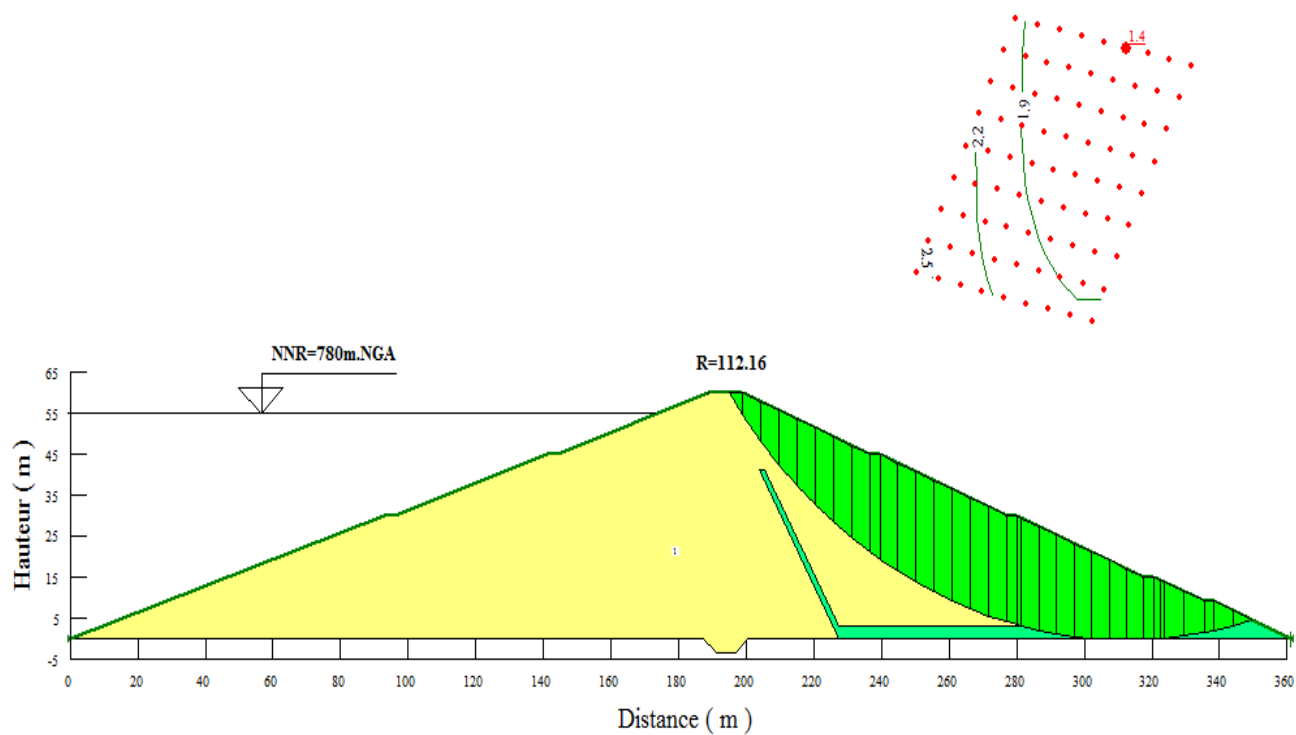
ANNEXE IV

Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 112.16 m)

- Sans séisme :

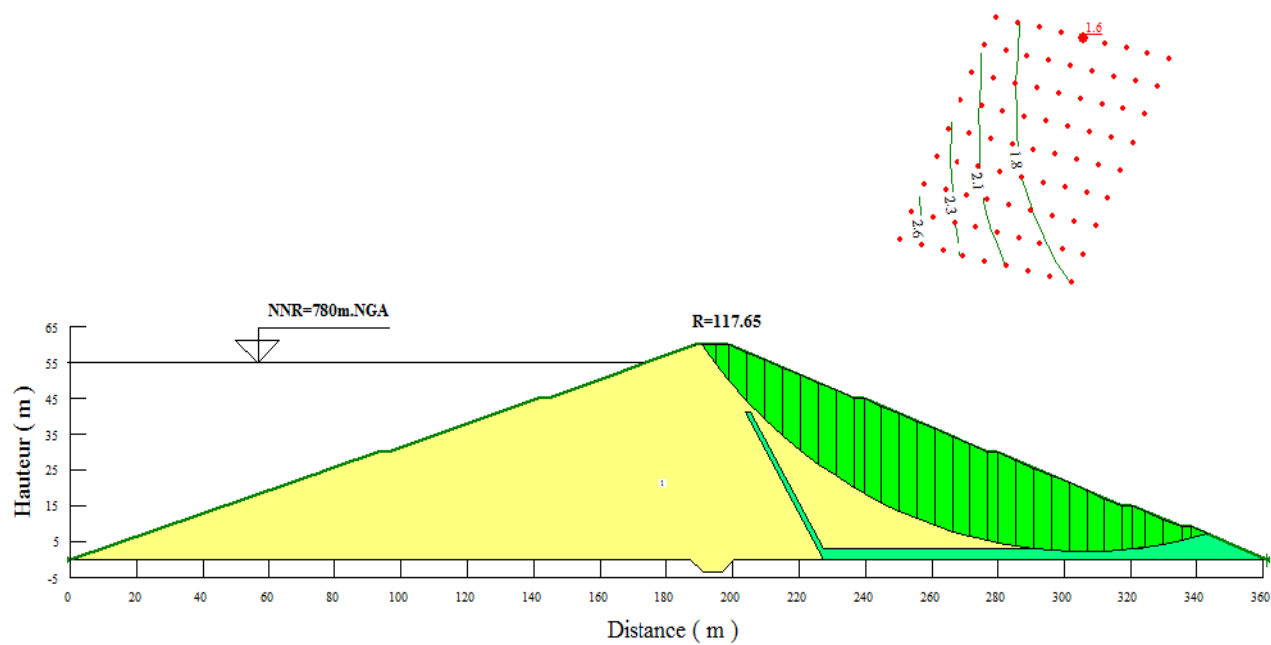


- Avec séisme :

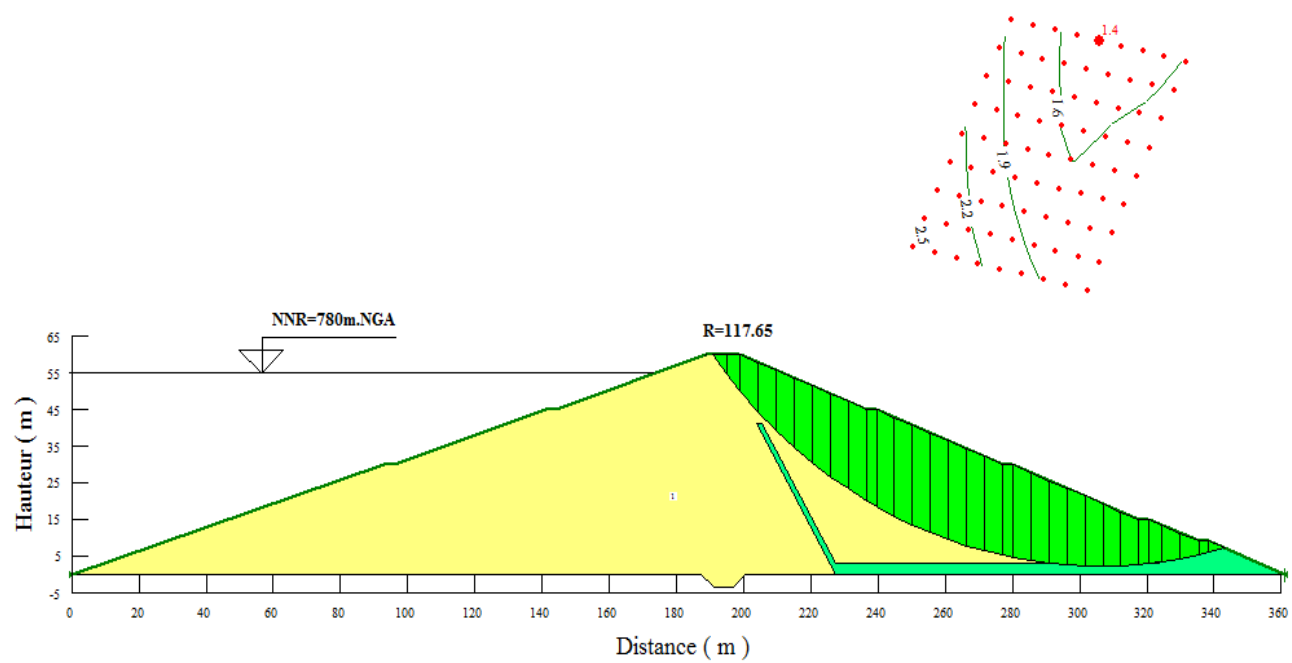


Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 117.65 m)

- Sans séisme :

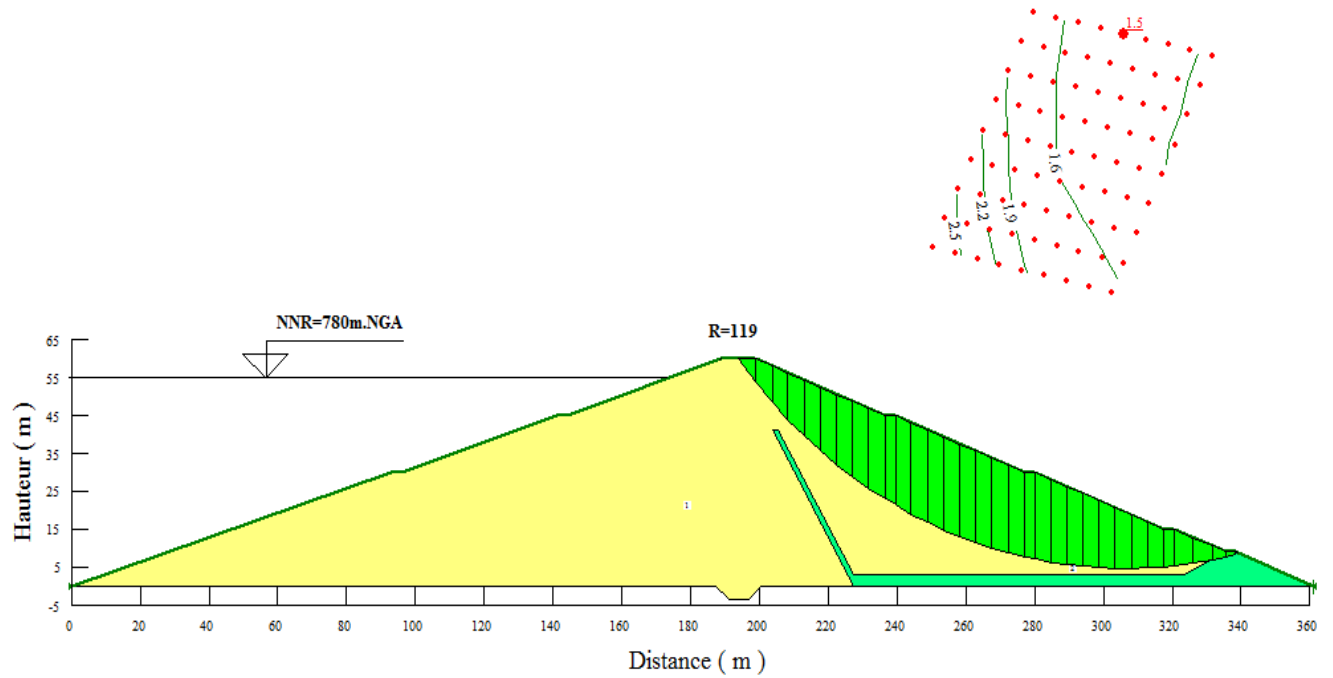


- Avec séisme :

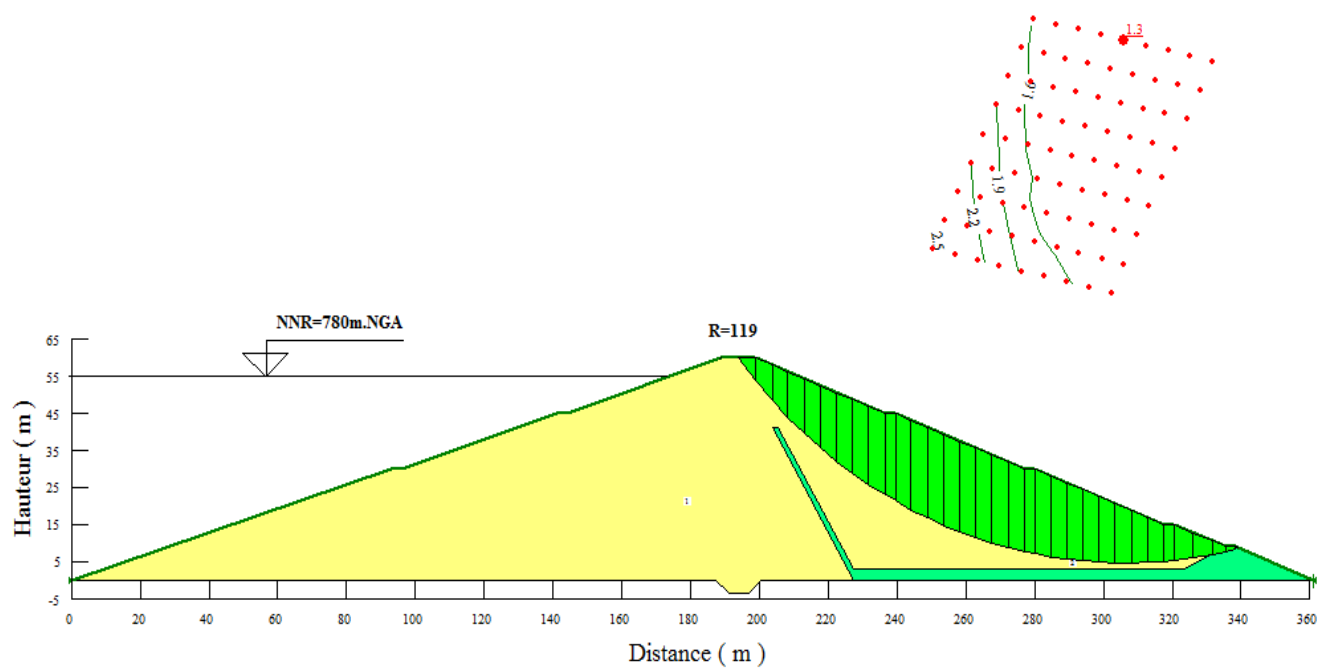


Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 119 m)

- Sans séisme :

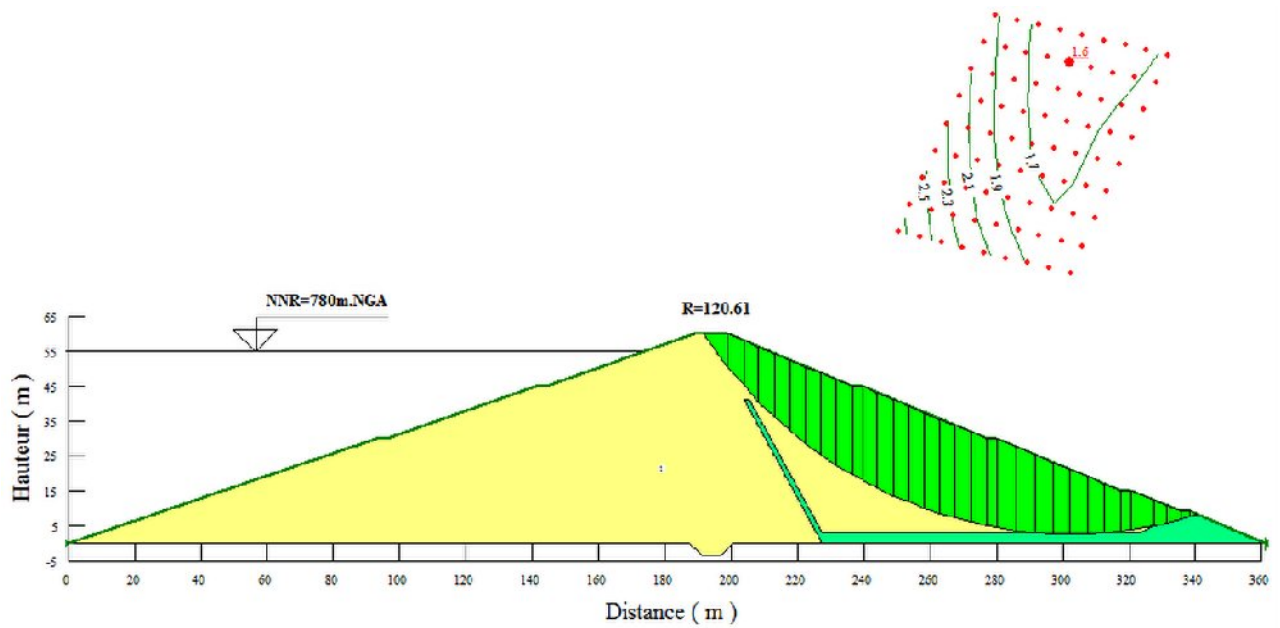


- Avec séisme :

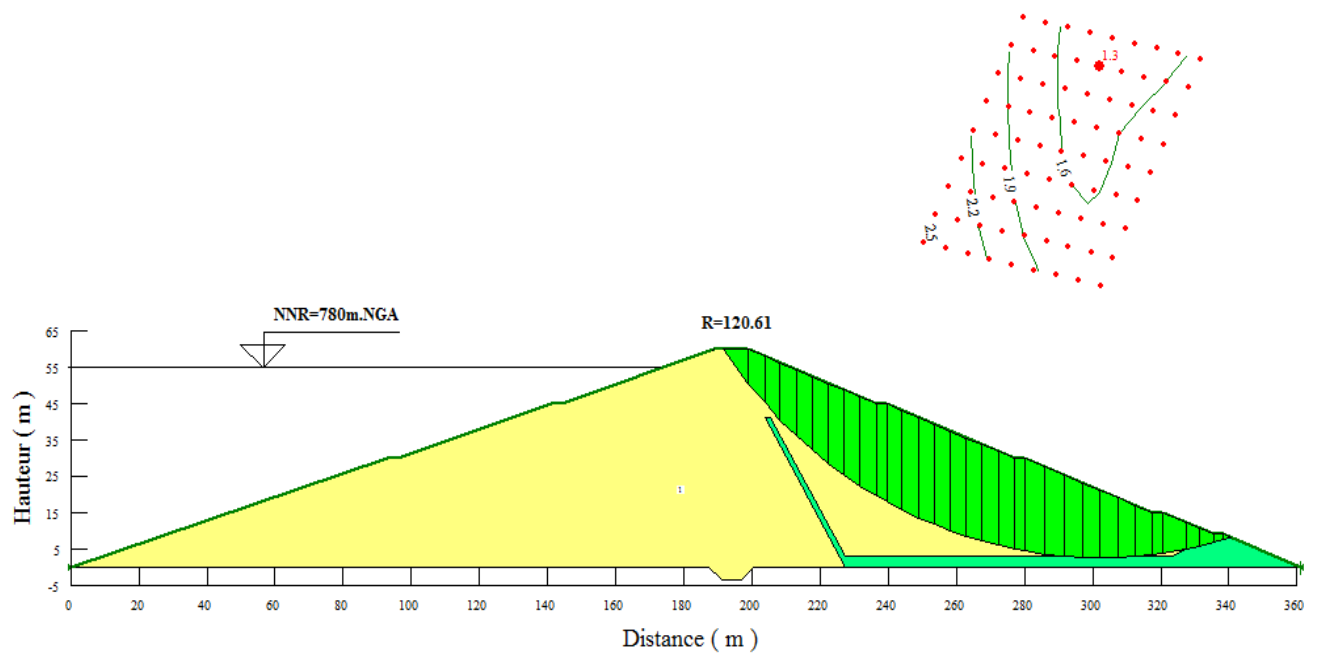


Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval ($R = 120.61$ m)

- Sans séisme :

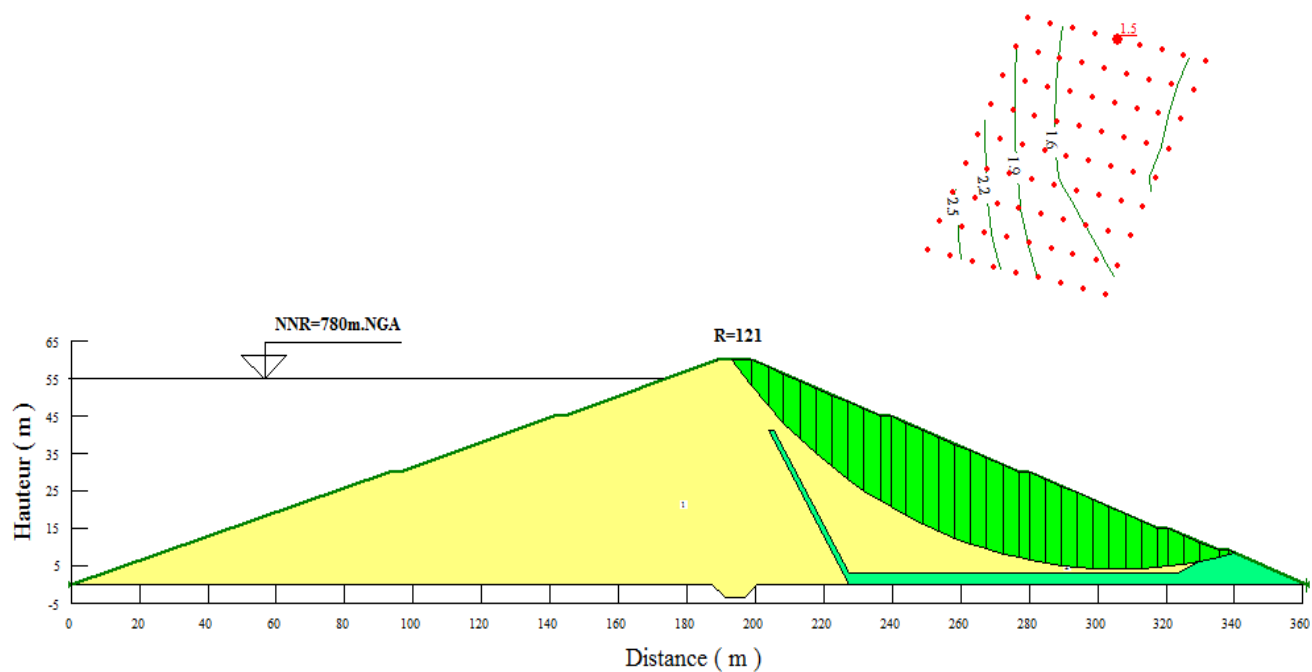


- Avec séisme :

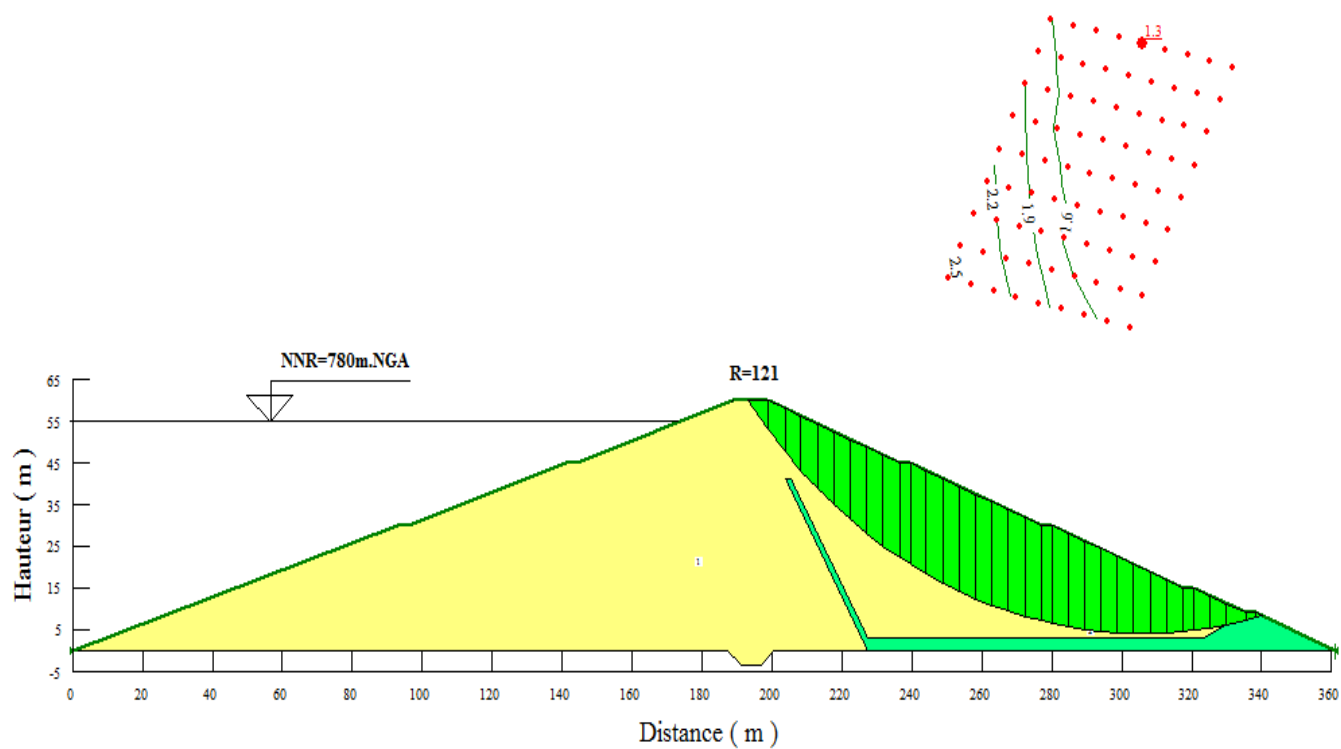


Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 121m)

- Sans séisme :

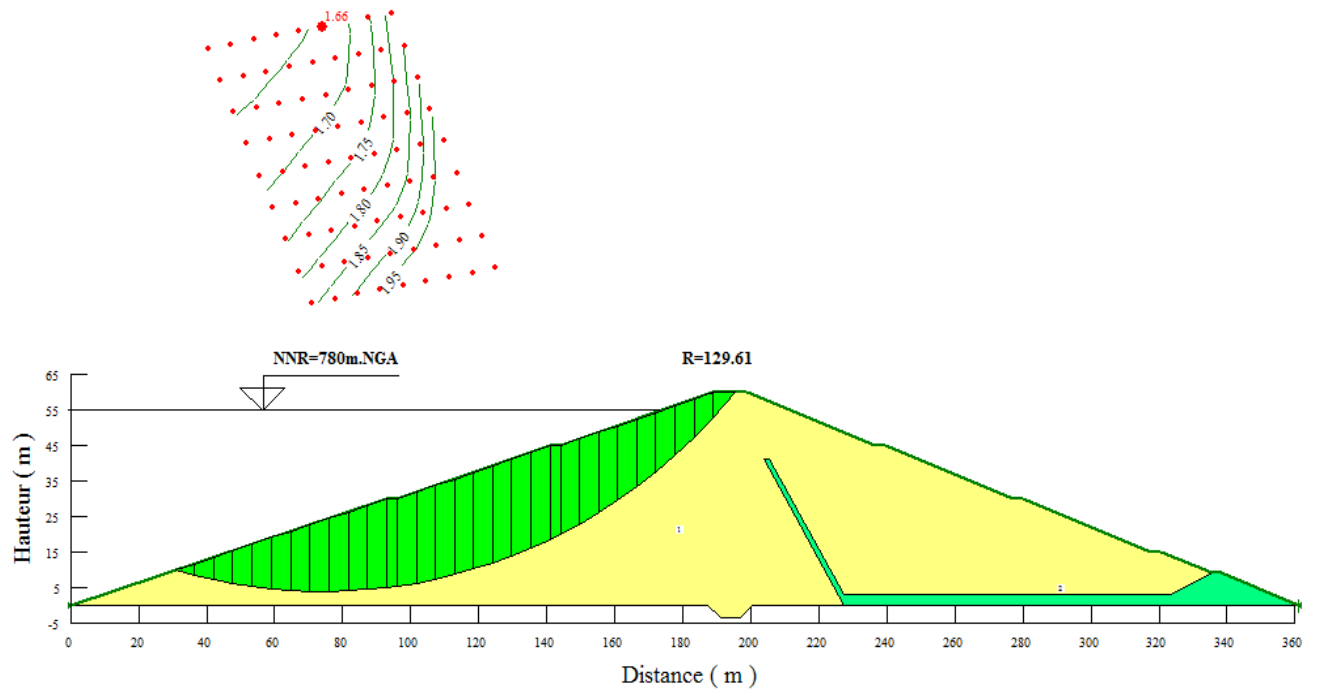


- Avec séisme :

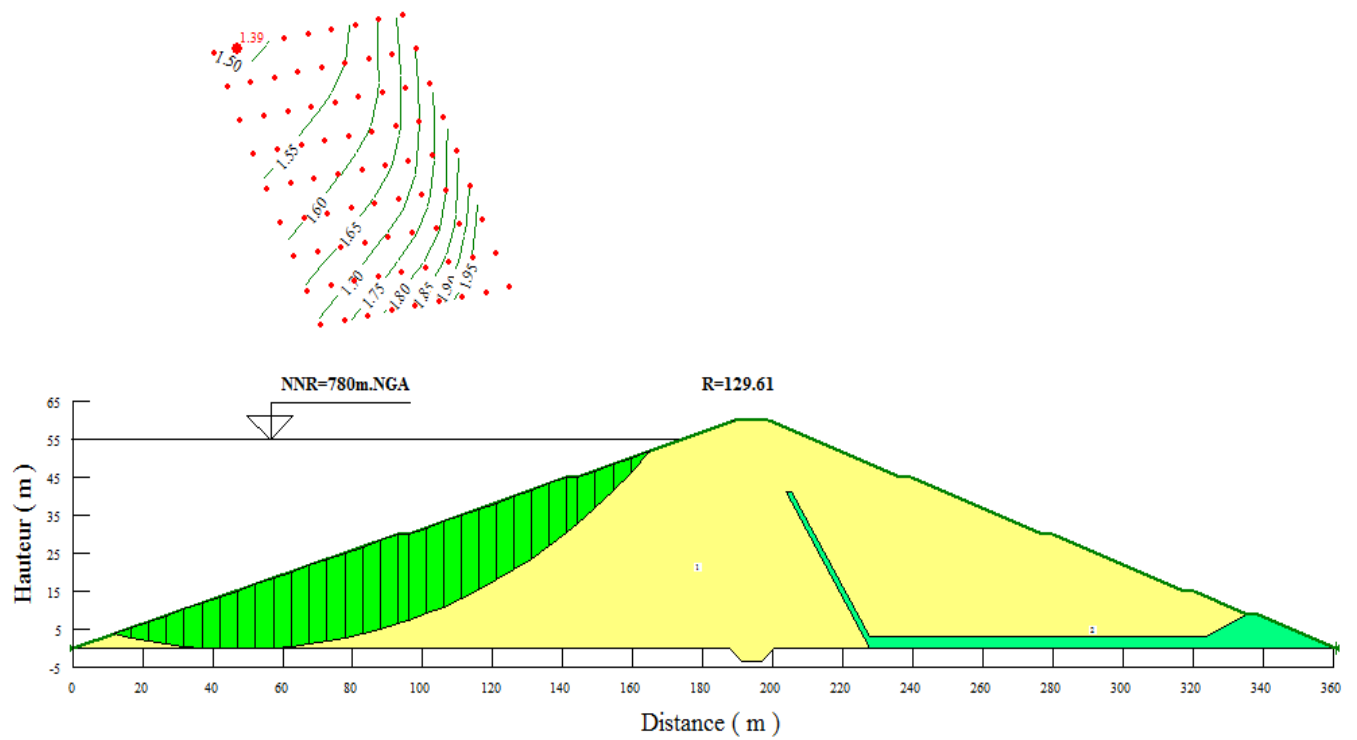


Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 129.61m)

- Sans séisme :

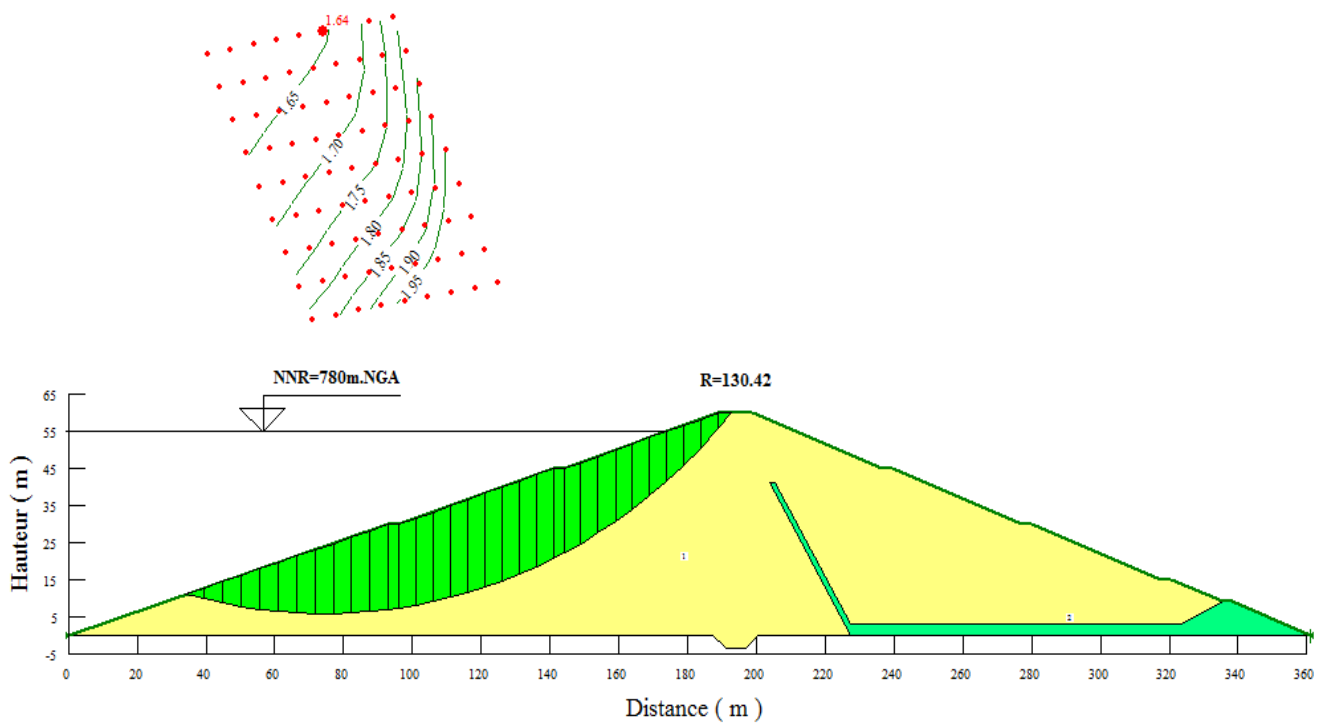


- Avec séisme :

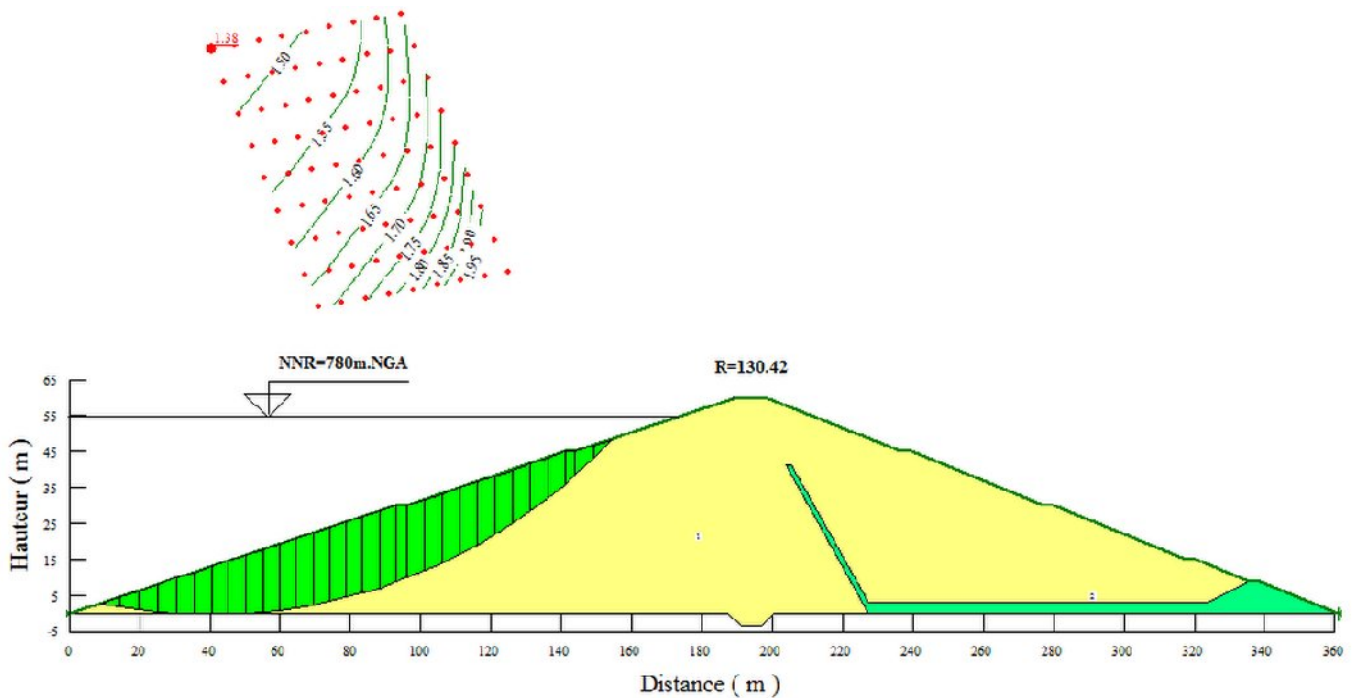


Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 130.42m)

- Sans séisme :

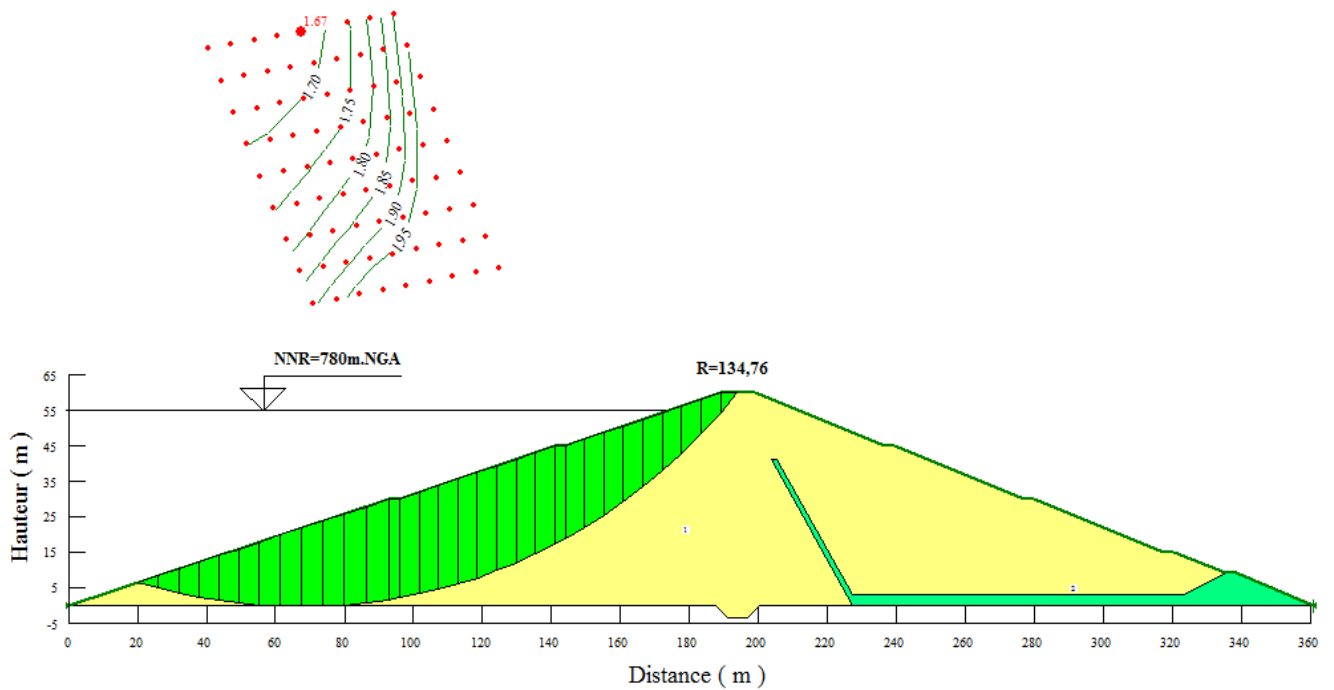


- Avec séisme :

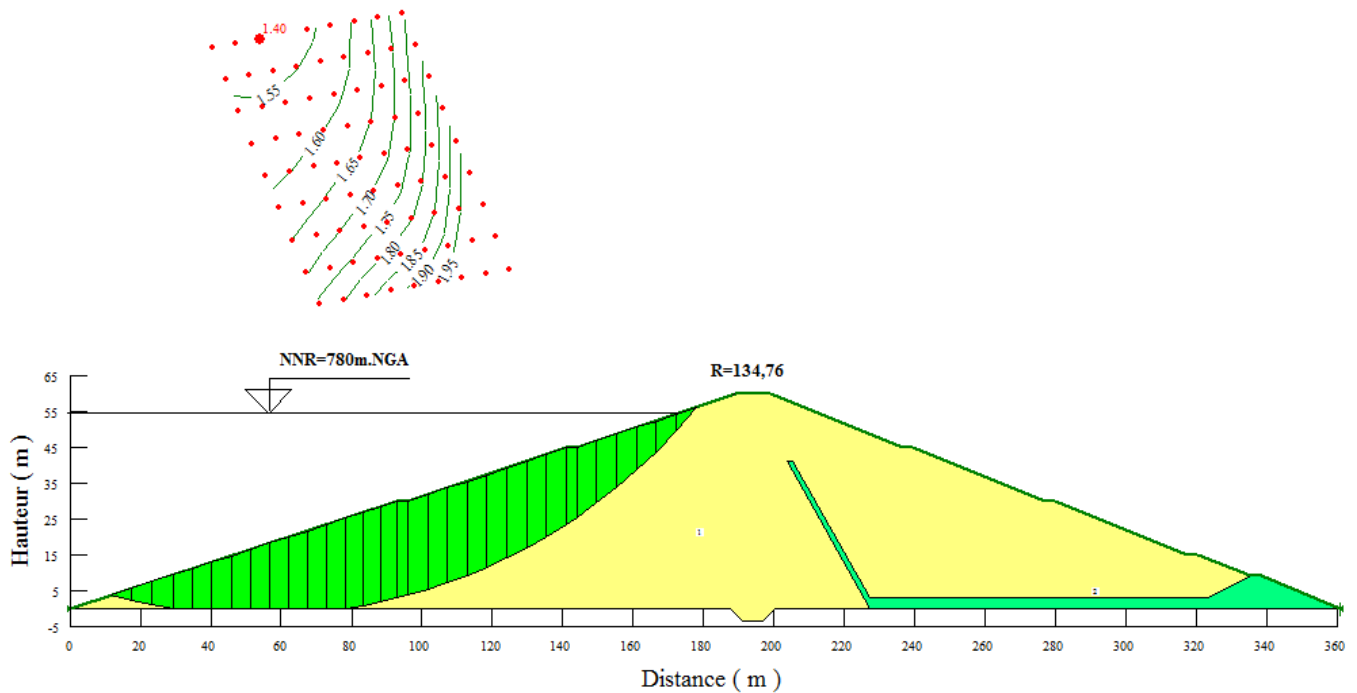


Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 134.76m)

- Sans séisme :

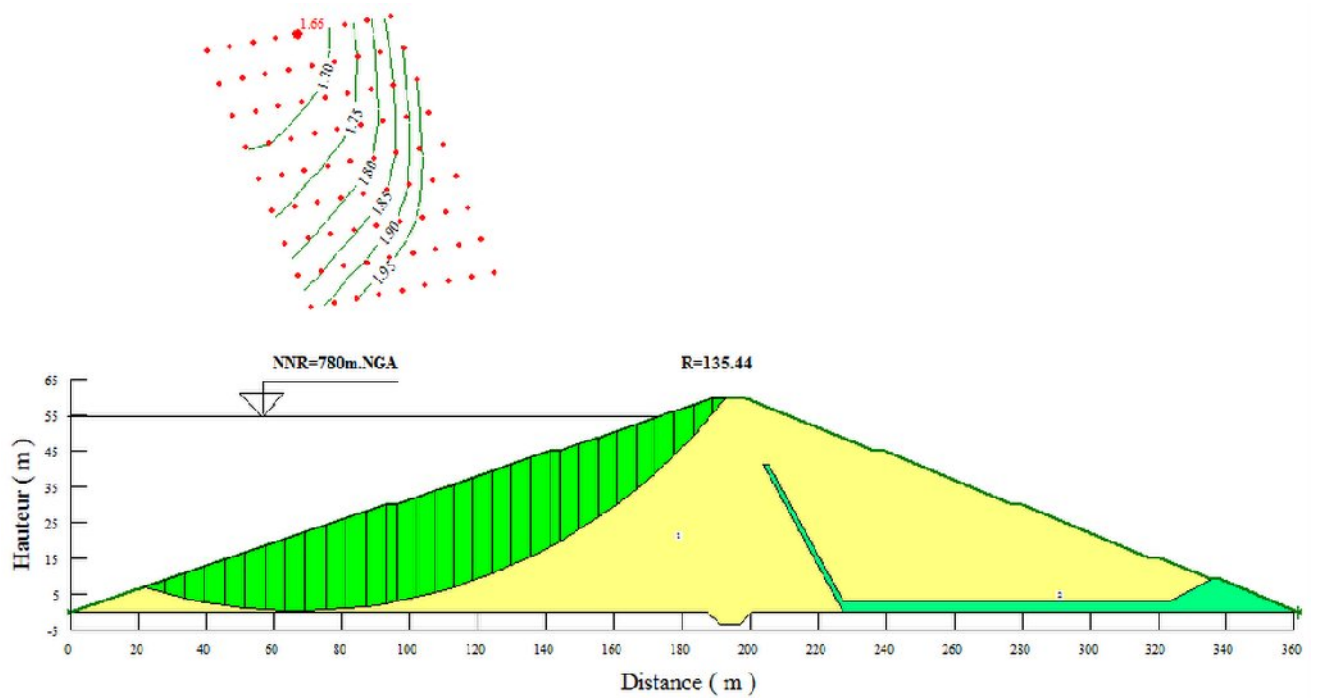


- Avec séisme :

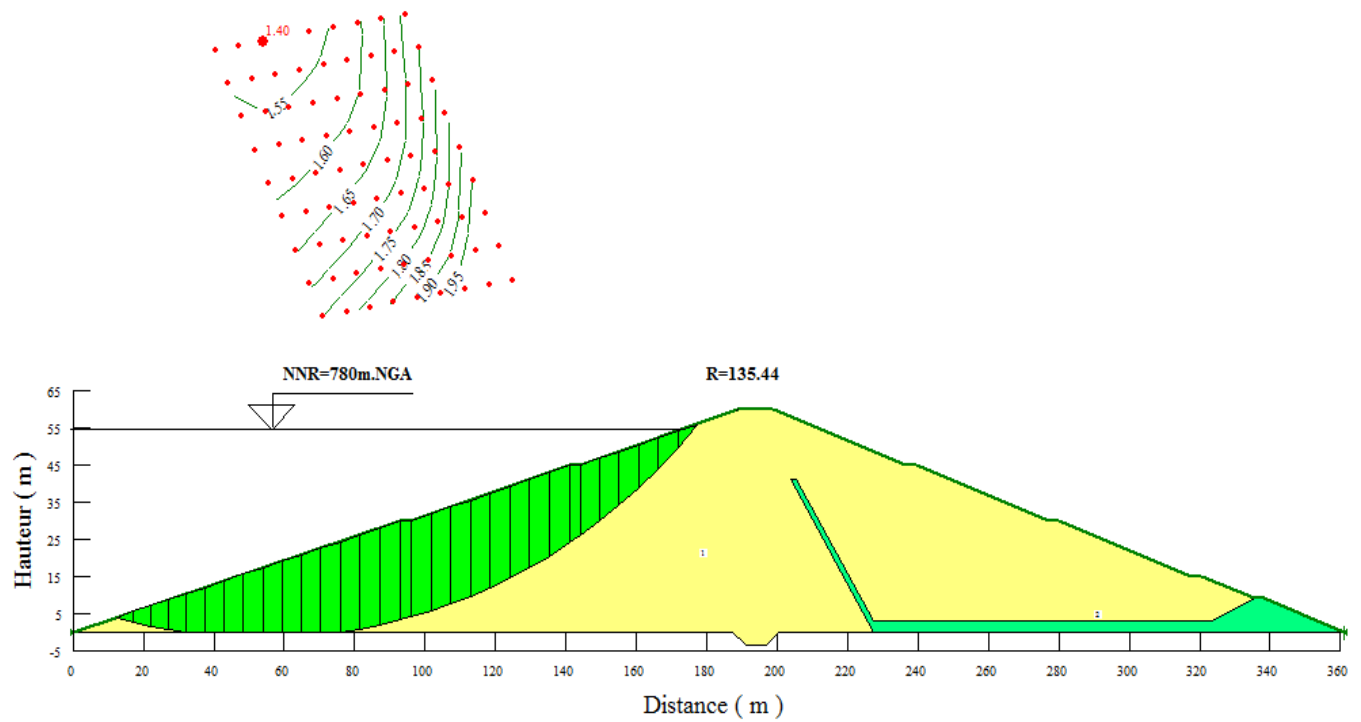


Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 135.44m)

- Sans séisme :

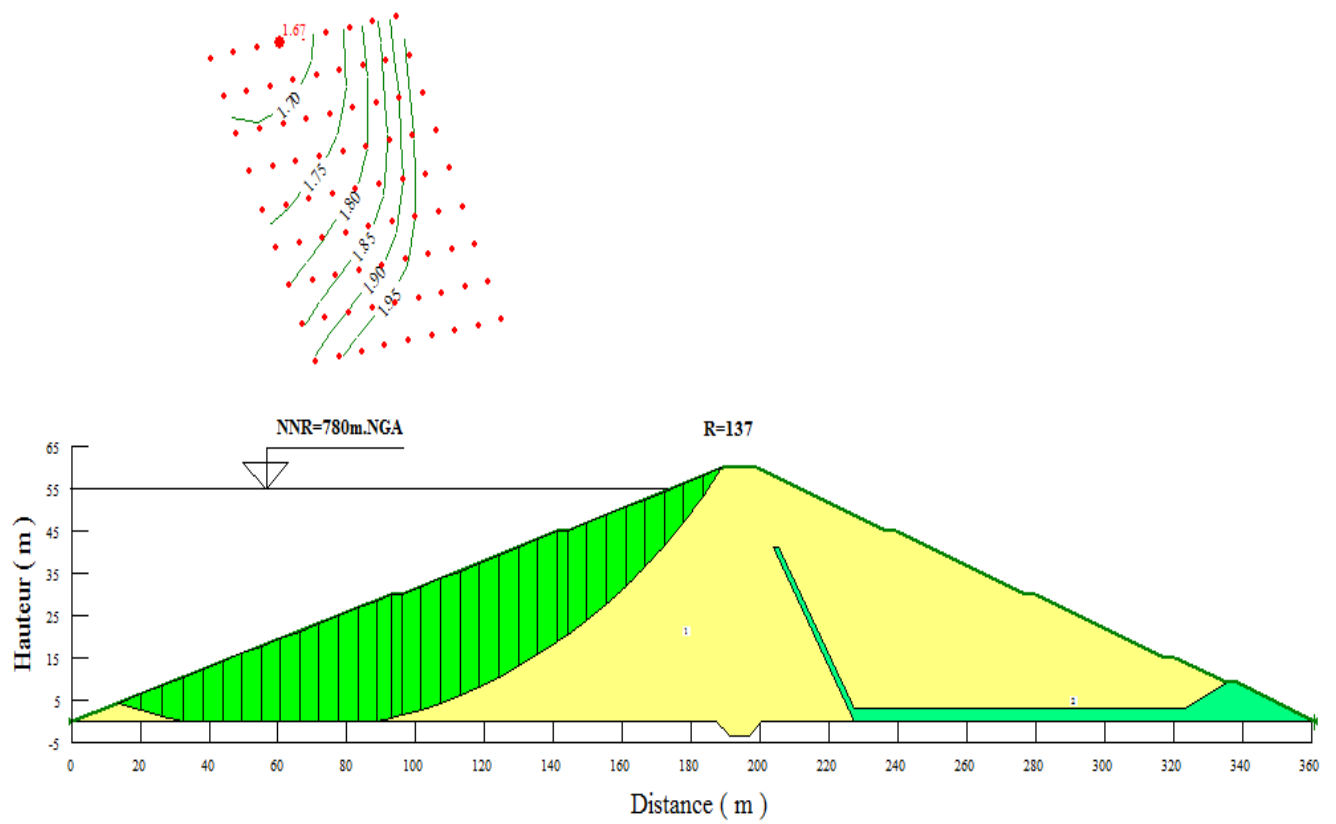


- Avec séisme :

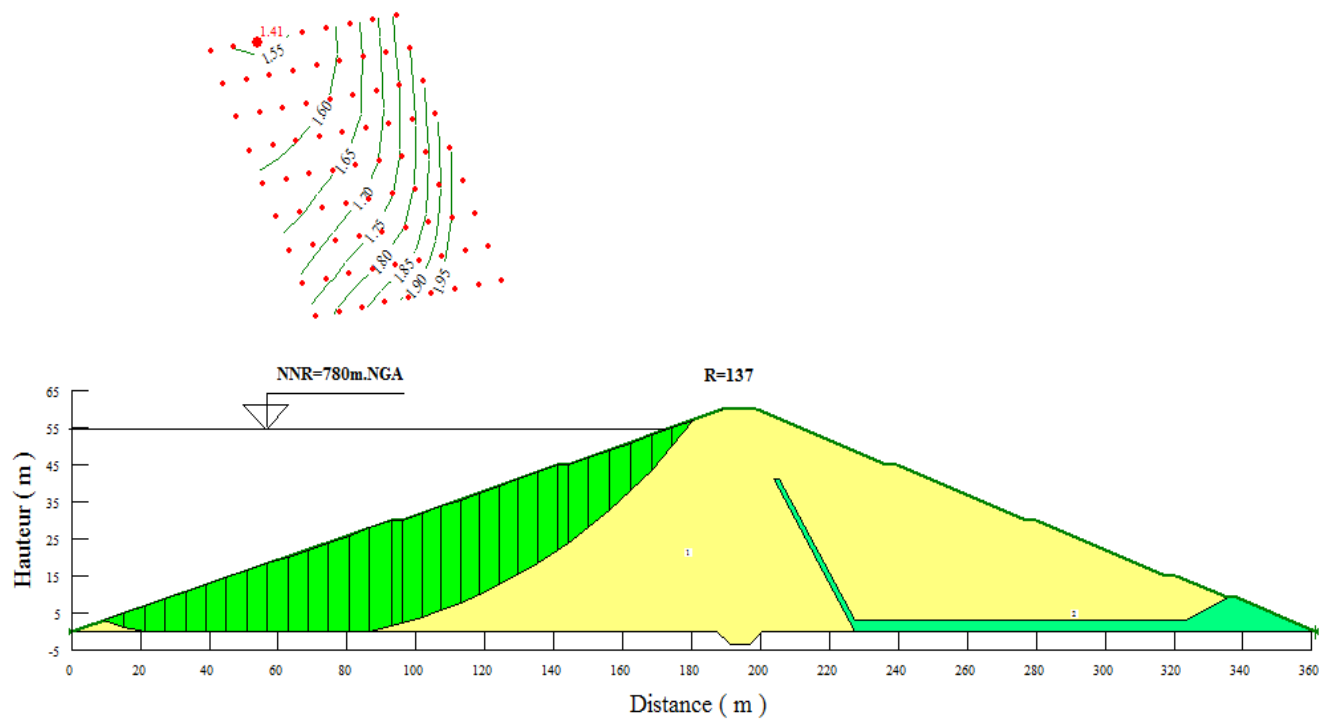


Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 137 m)

- Sans séisme :

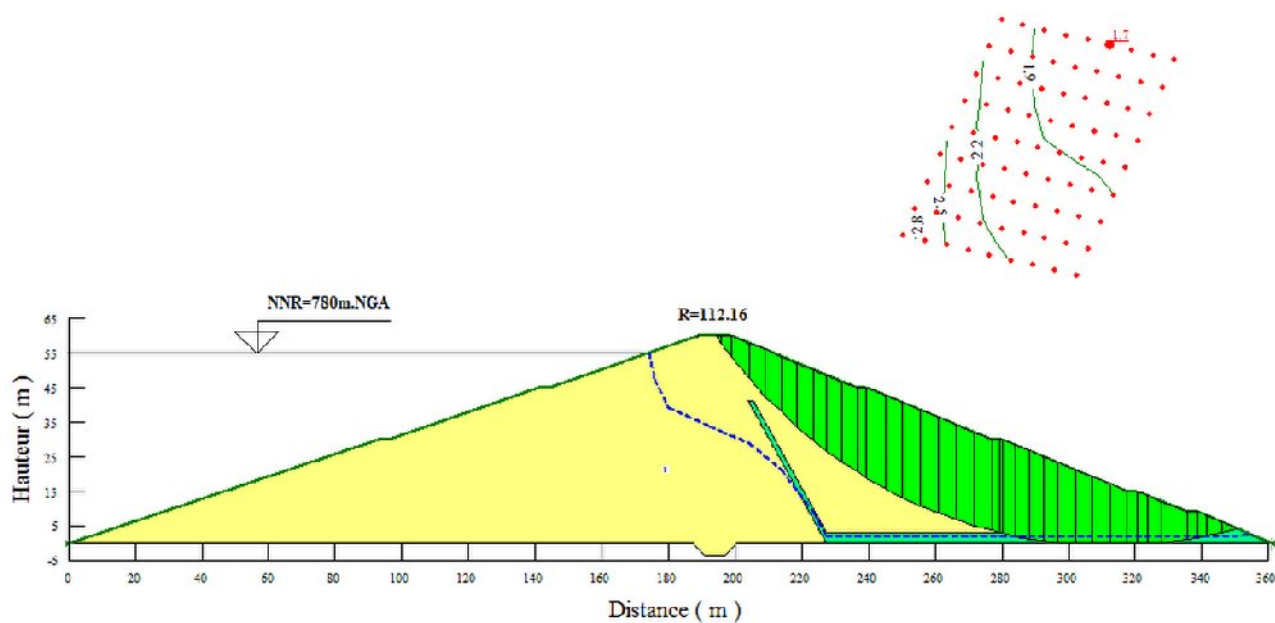


- Avec séisme :

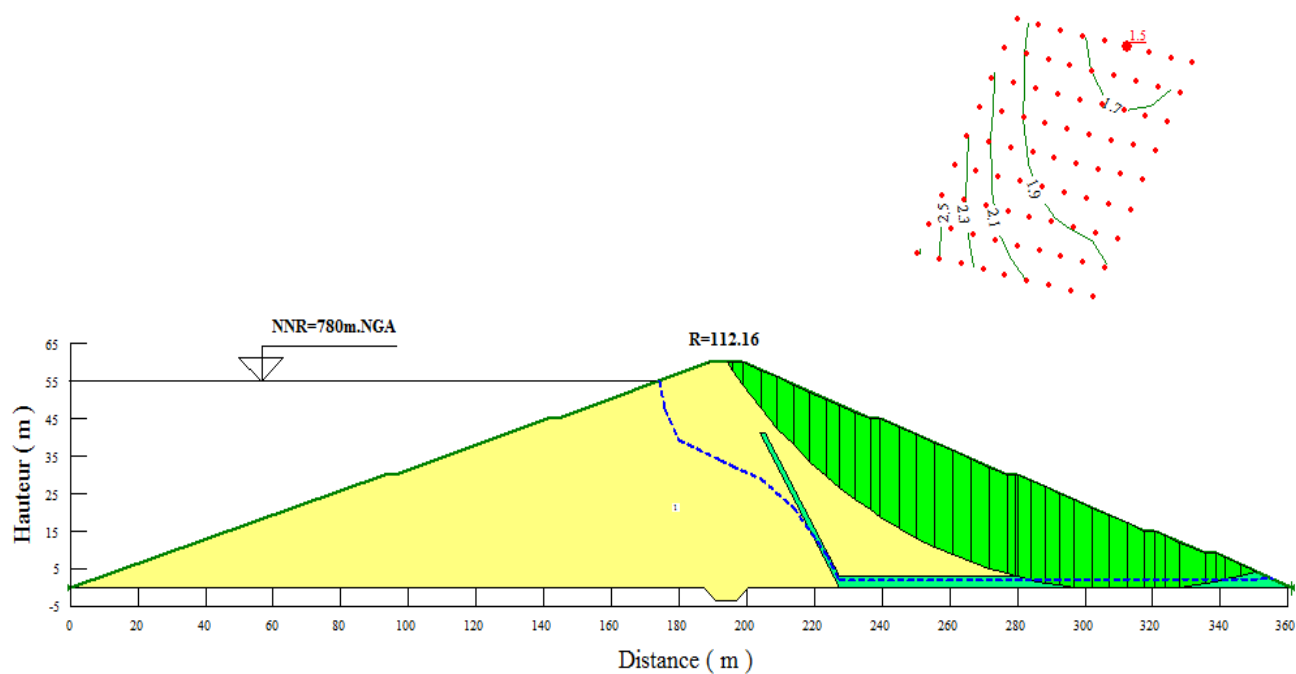


Stabilité pour le cas de fonctionnement normal ($R = 112.16$ m)

- Sans séisme :

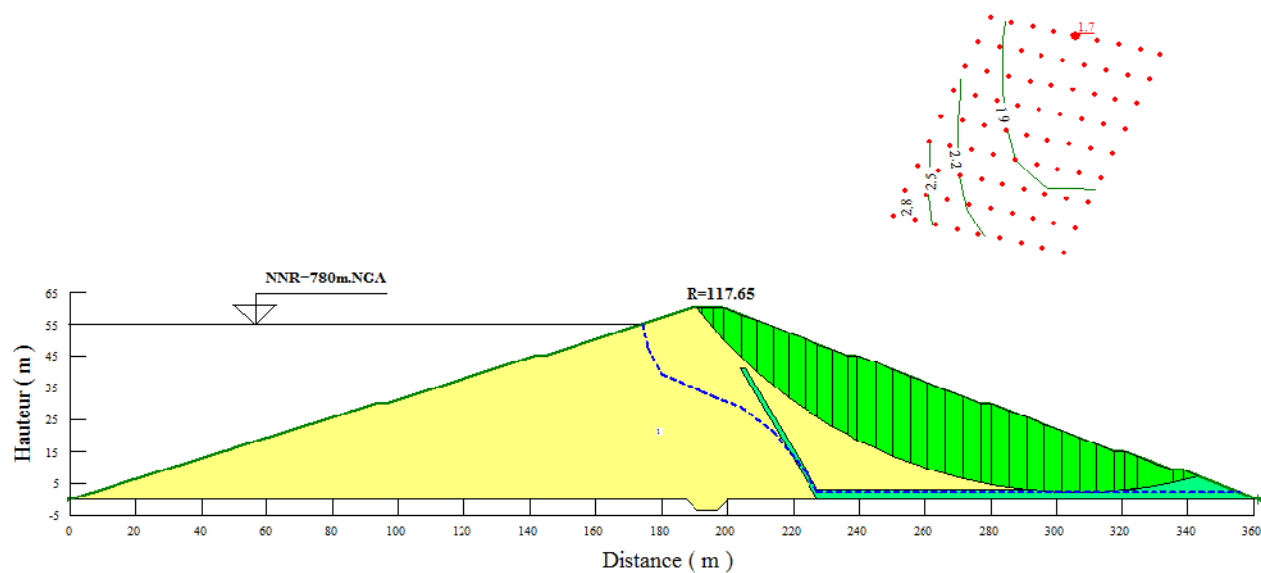


- Avec séisme :

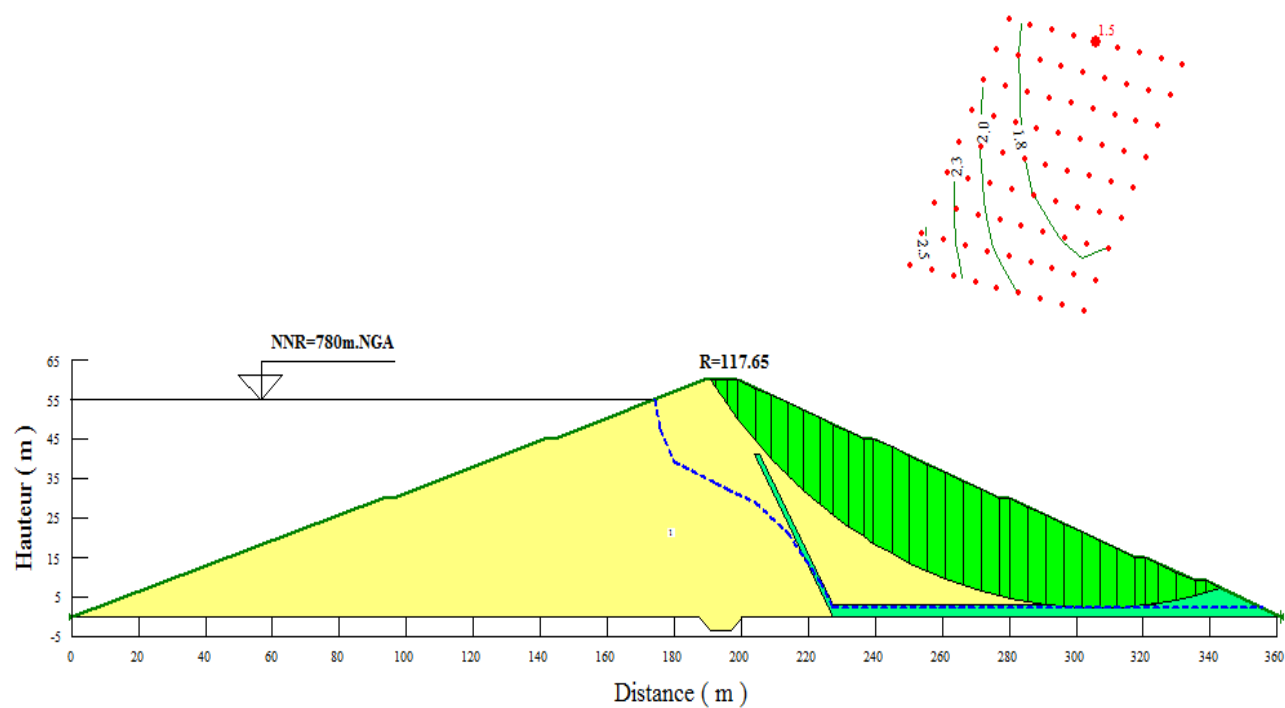


Stabilité pour le cas de fonctionnement normal ($R = 117.65$ m)

- Sans séisme :

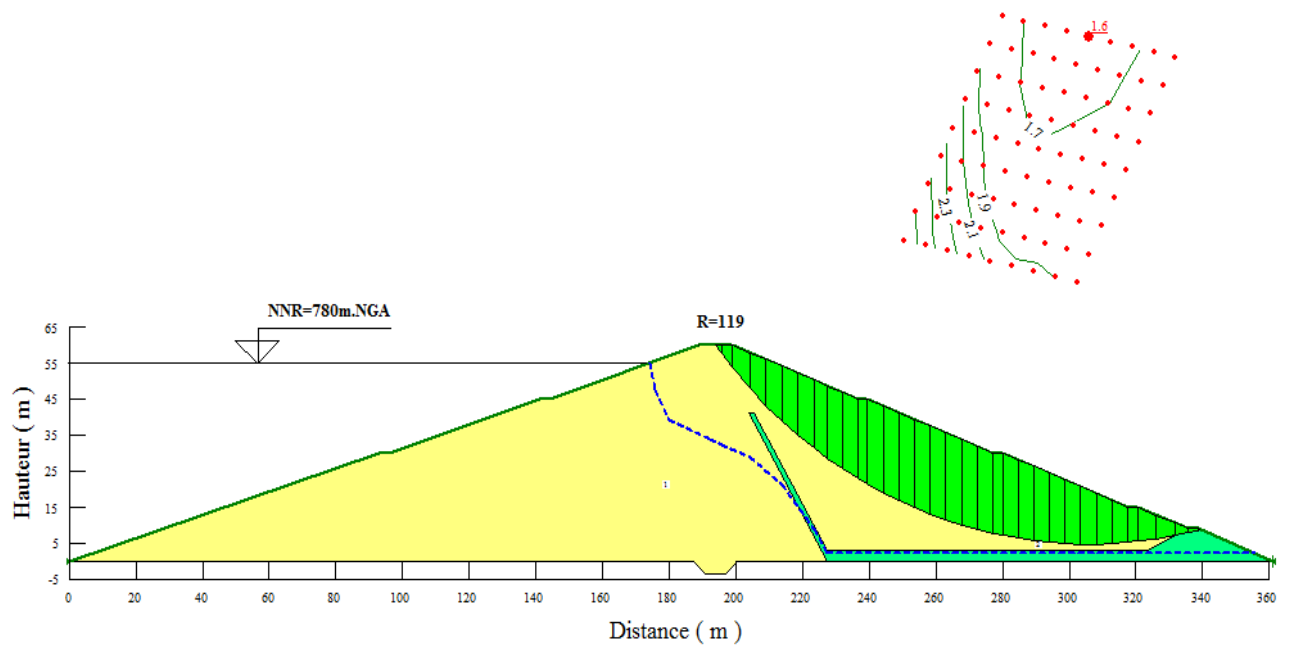


- Avec séisme :

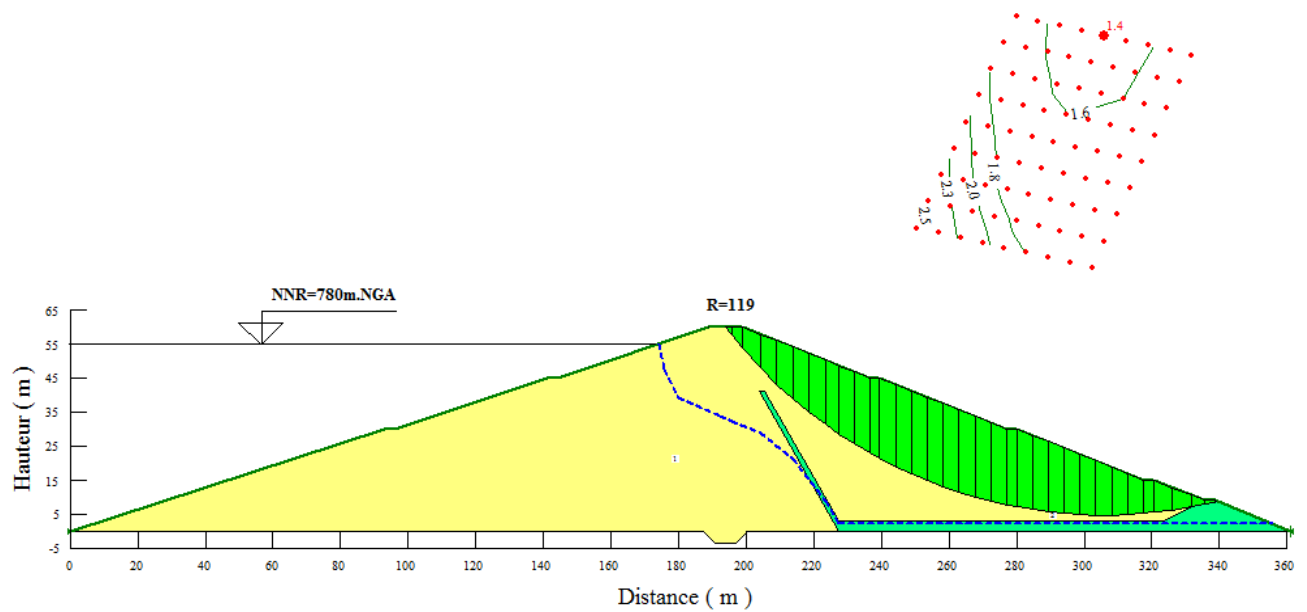


Stabilité pour le cas de fonctionnement normal ($R = 119\text{m}$)

- Sans séisme :

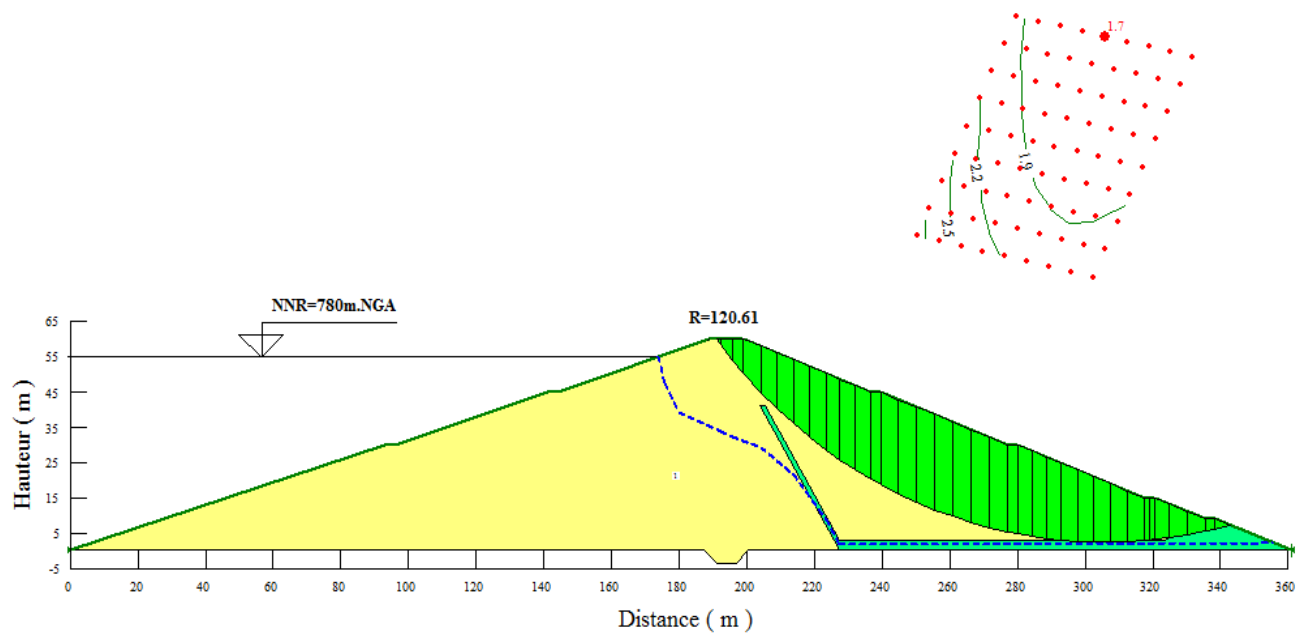


- Avec séisme :

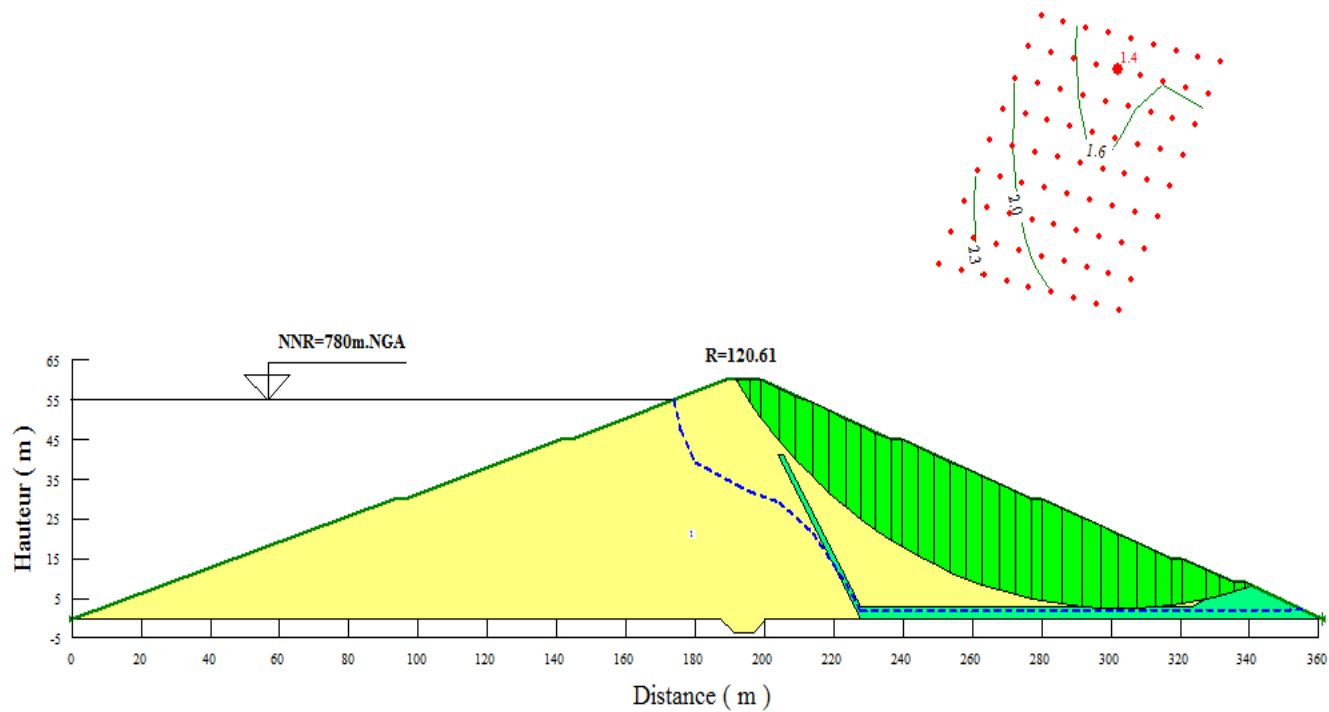


Stabilité pour le cas de fonctionnement normal ($R = 120.61\text{m}$)

- Sans séisme :

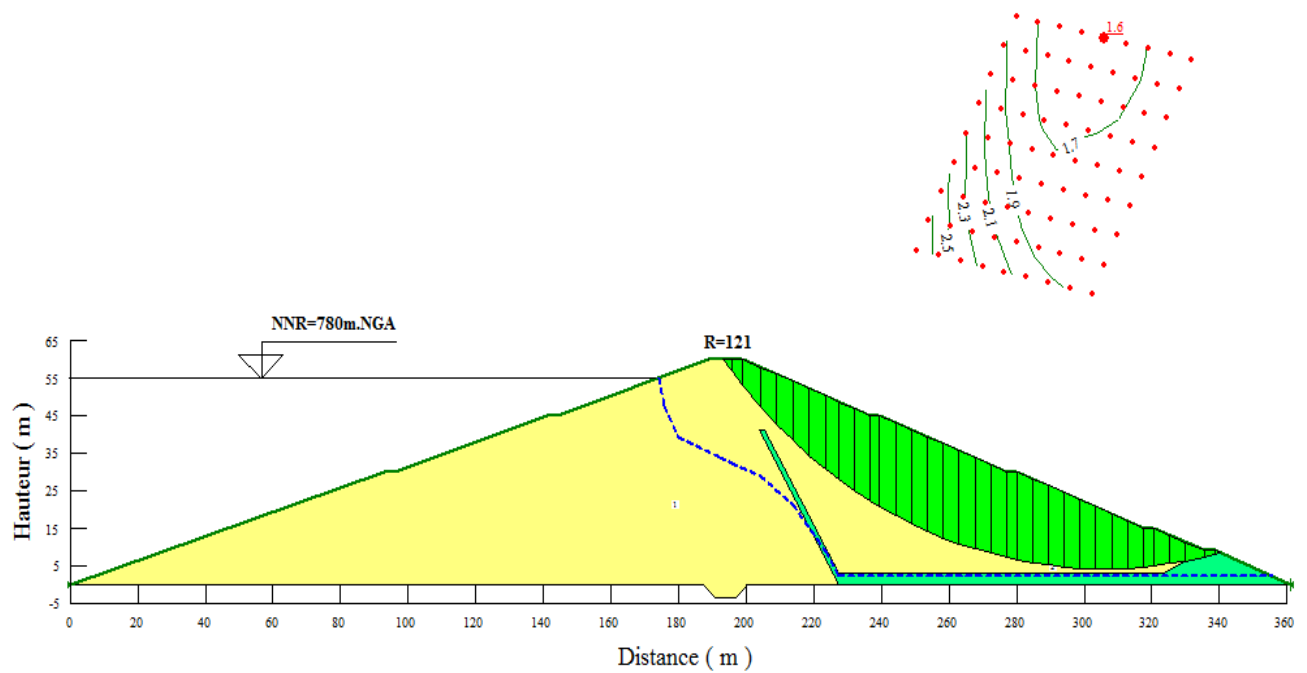


- Avec séisme :

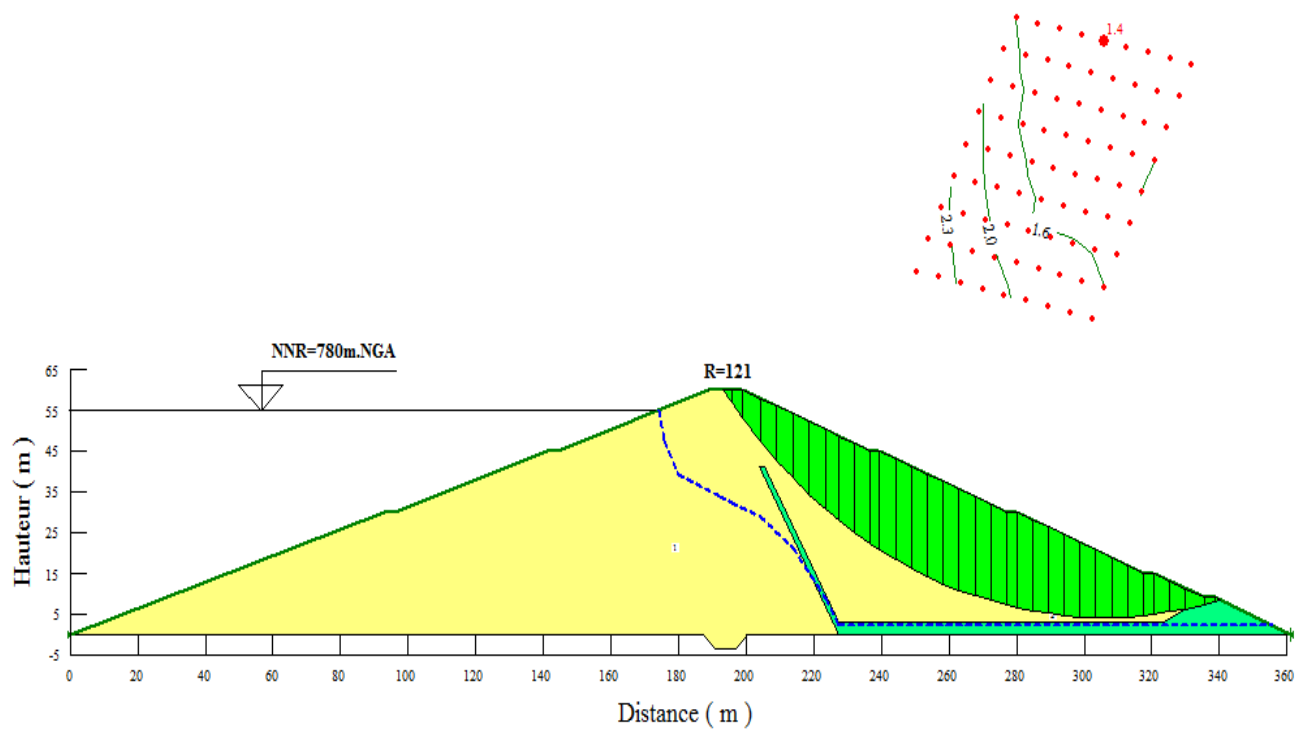


Stabilité pour le cas de fonctionnement normal ($R = 121\text{m}$)

- Sans séisme :

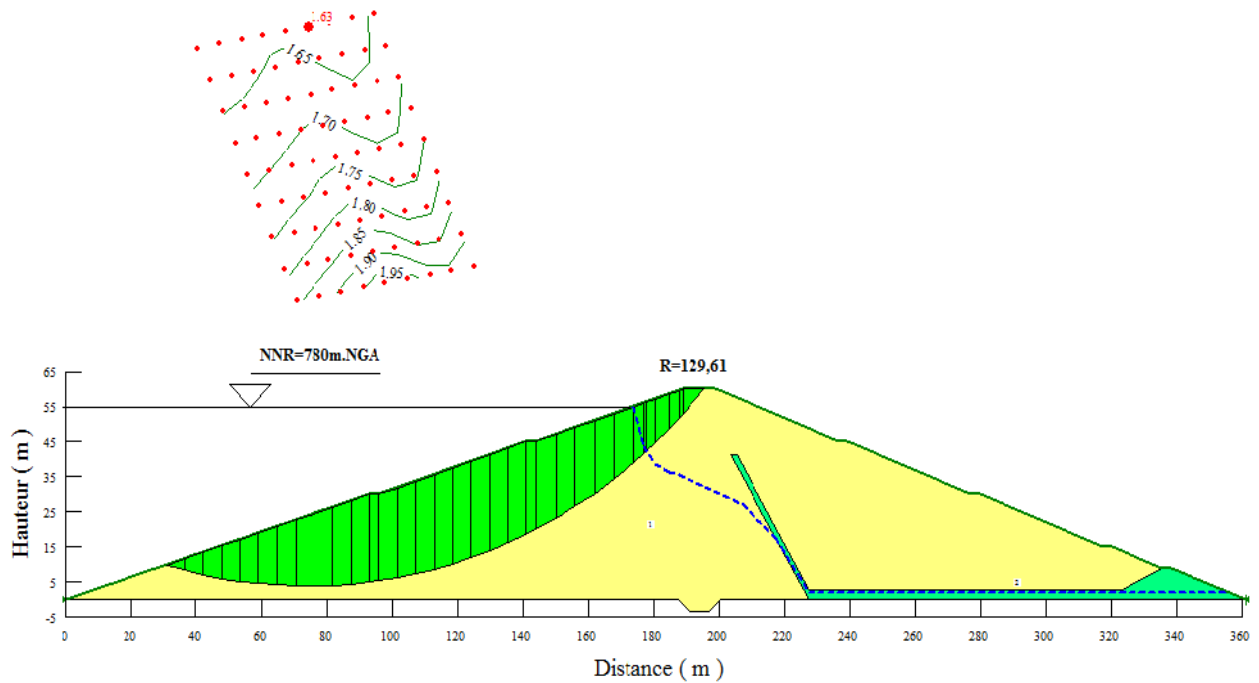


- Avec séisme :

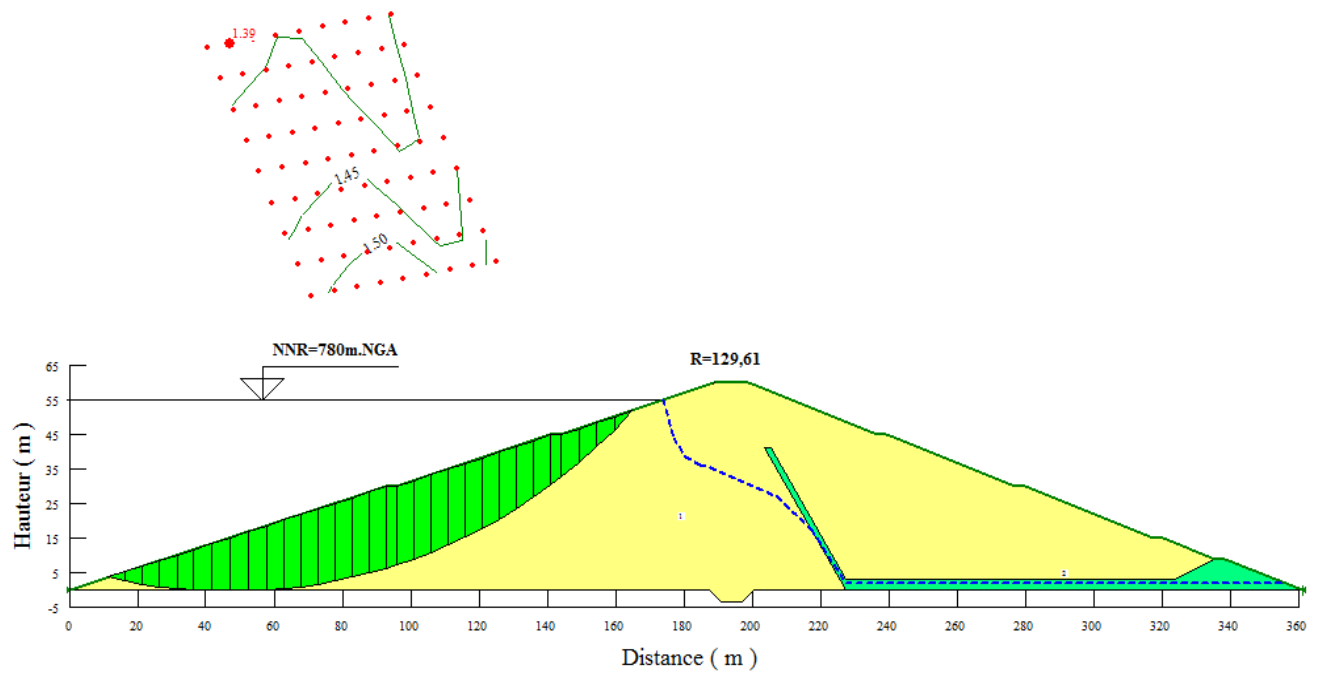


Stabilité pour le cas de vidange rapide ($R = 129.61$ m)

- Sans séisme :

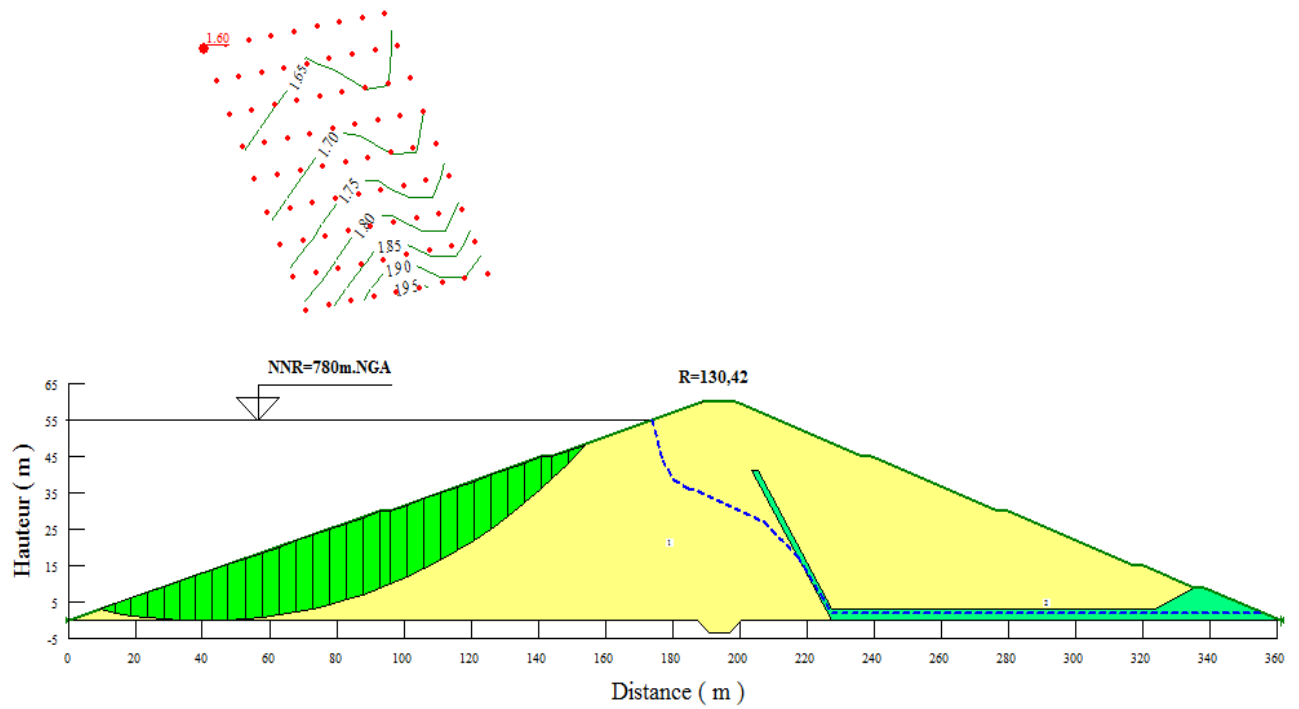


- Avec séisme :

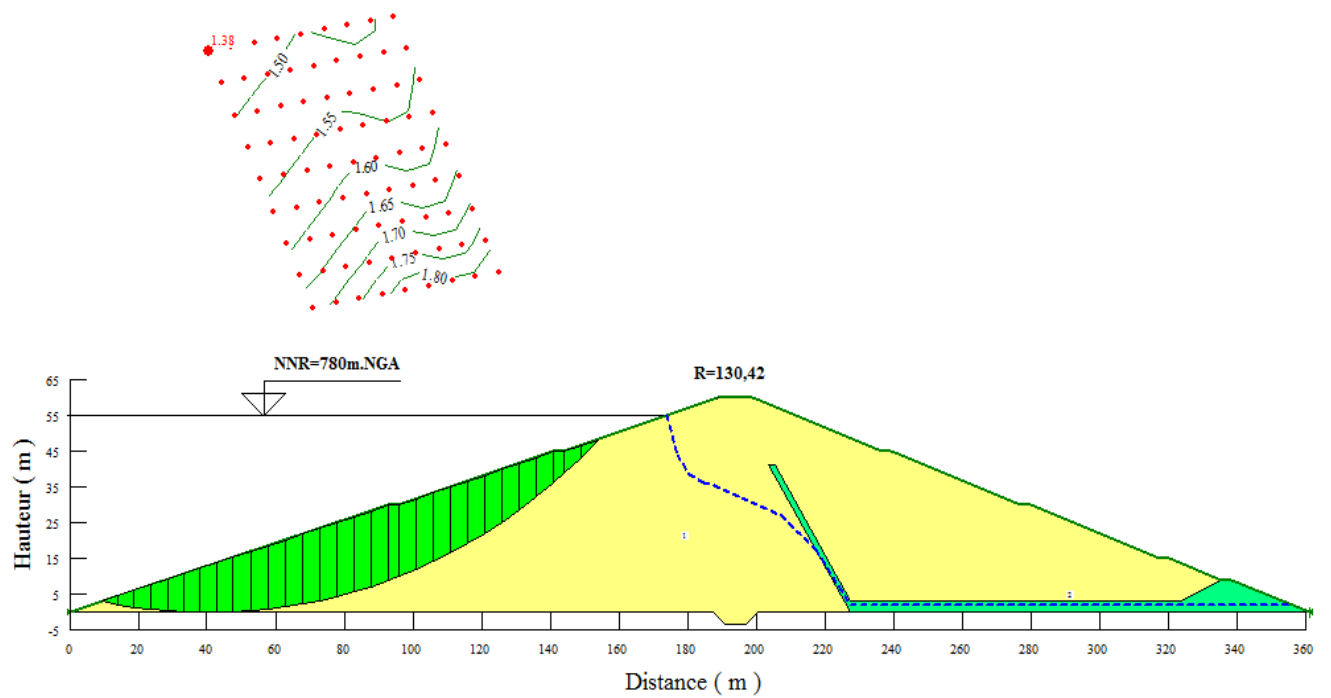


Stabilité pour le cas de vidange rapide ($R = 130.42$ m)

- Sans séisme :

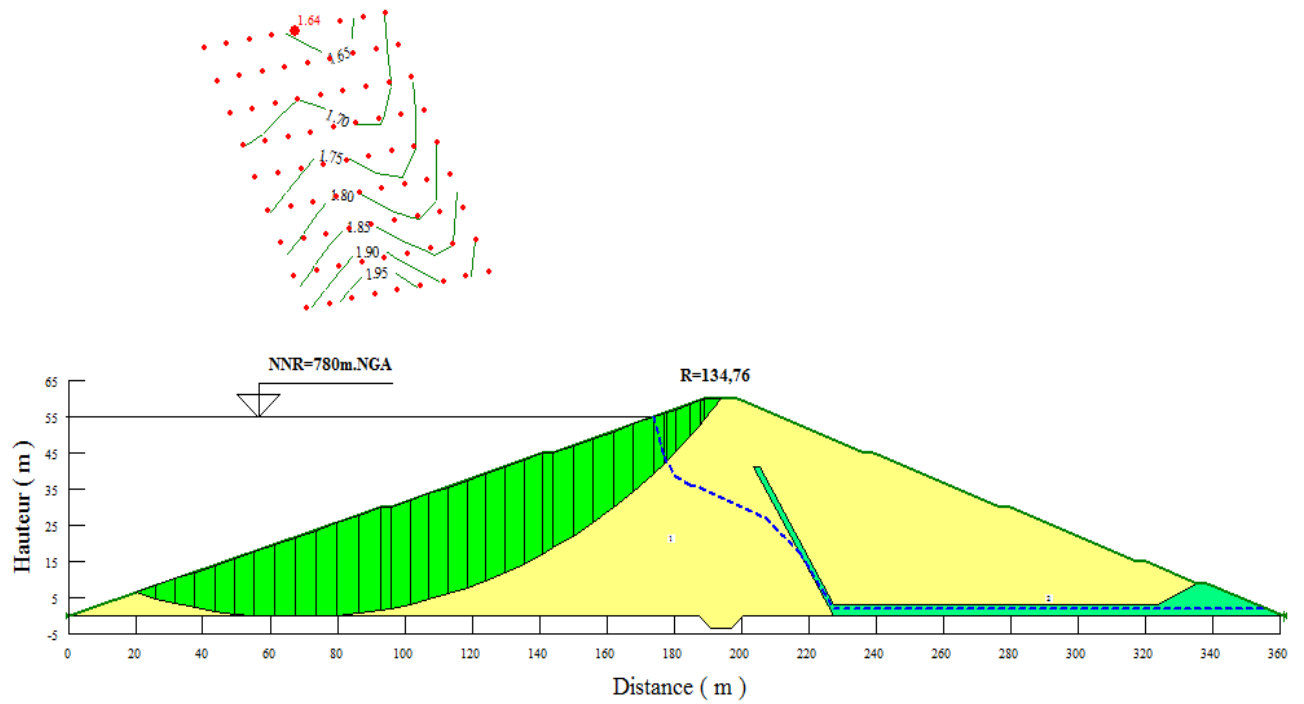


- Avec séisme :

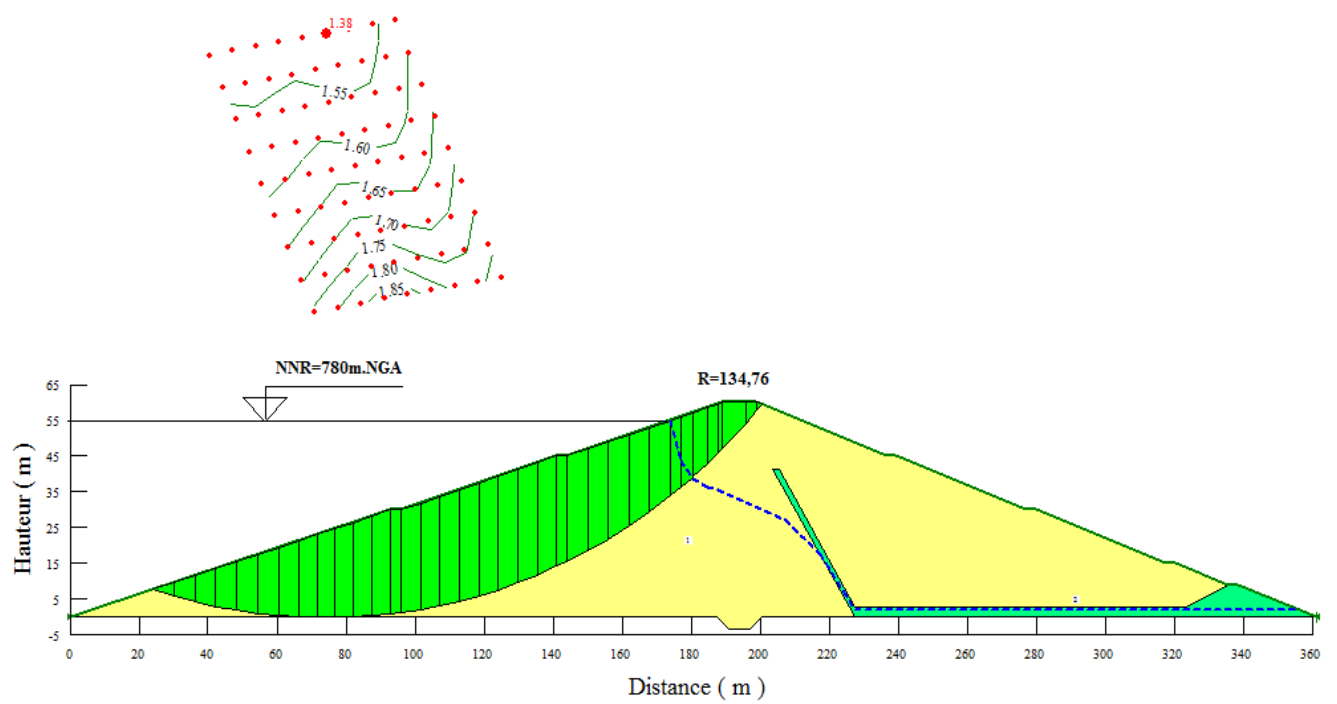


Stabilité pour le cas de vidange rapide ($R = 134.76$ m)

- Sans séisme :

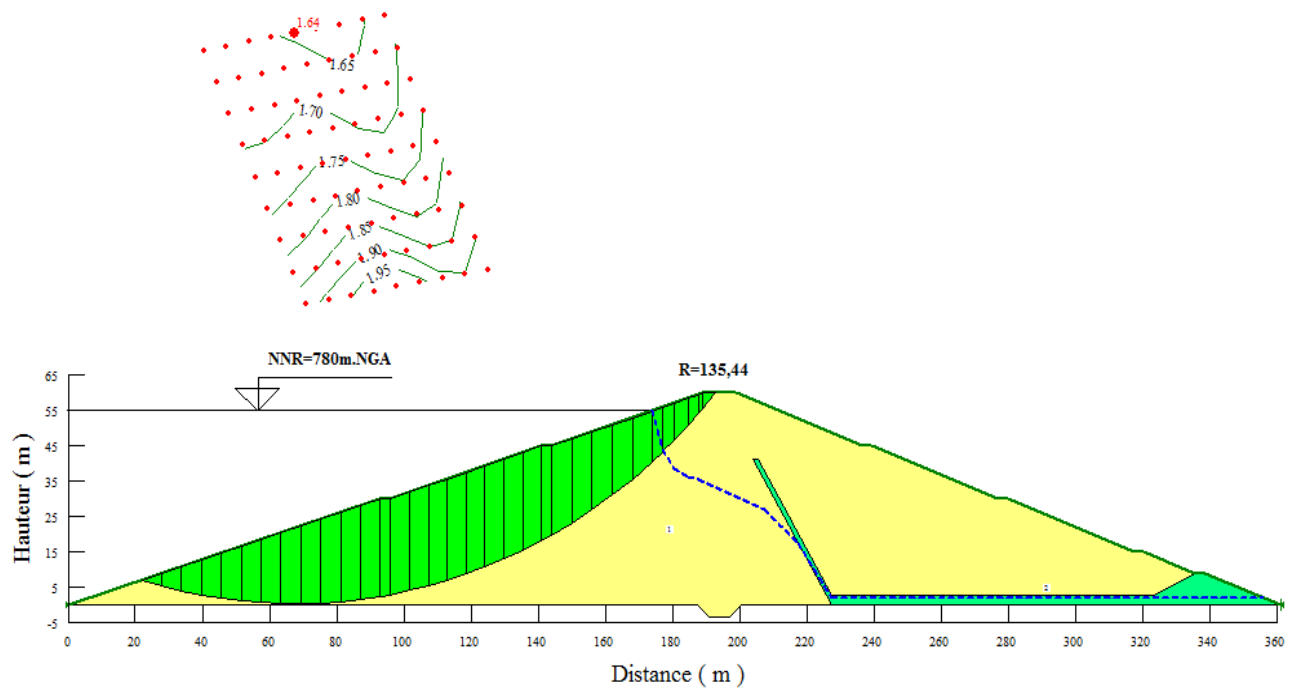


- Avec séisme :

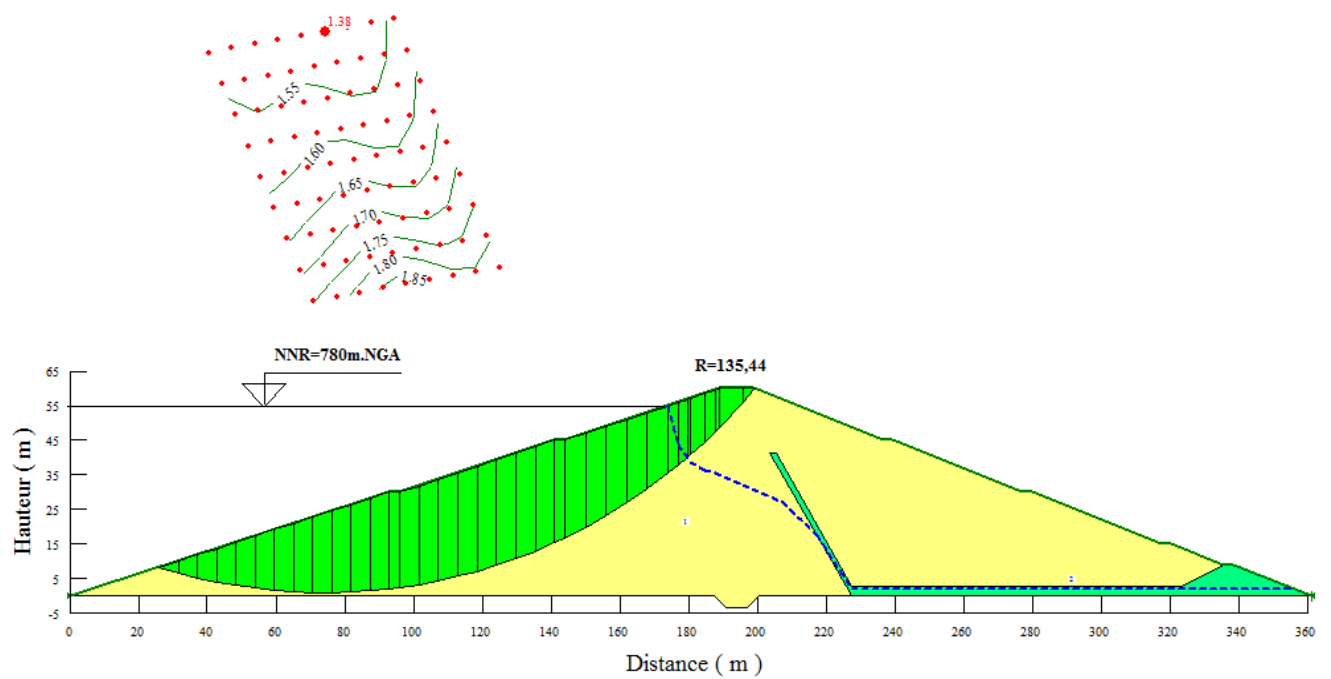


Stabilité pour le cas de vidange rapide ($R = 135.44$ m)

- Sans séisme :

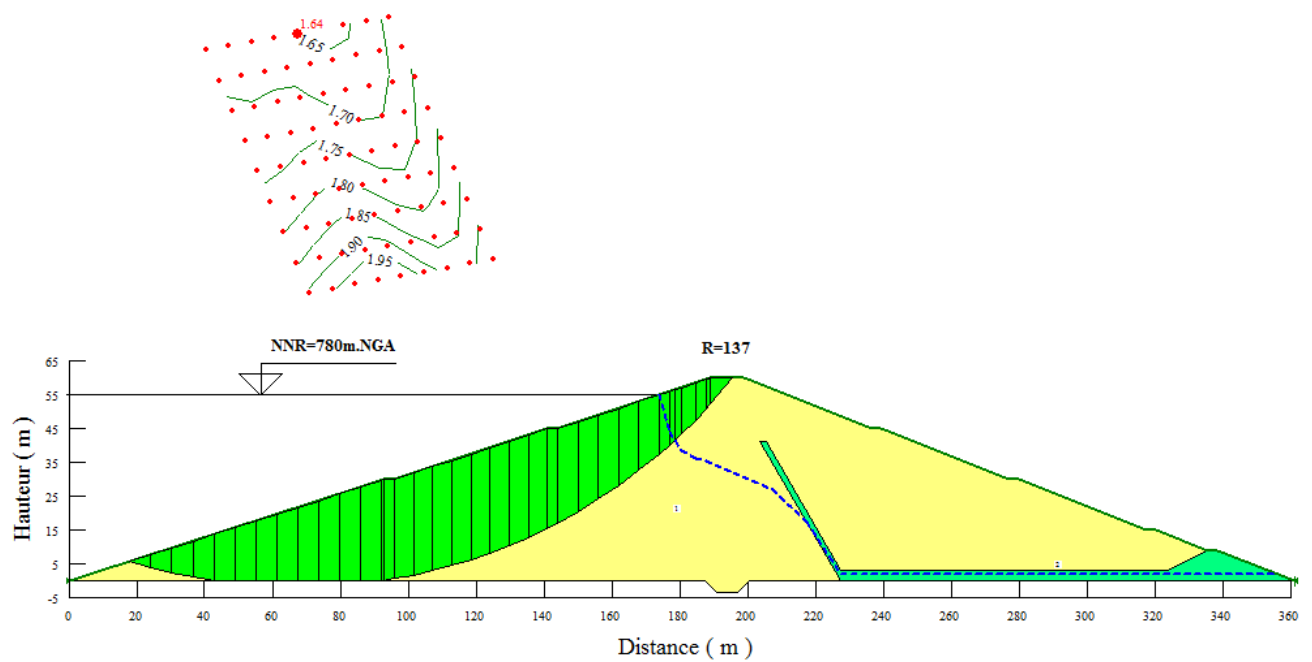


- Avec séisme :

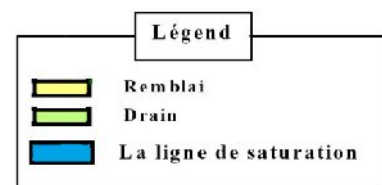
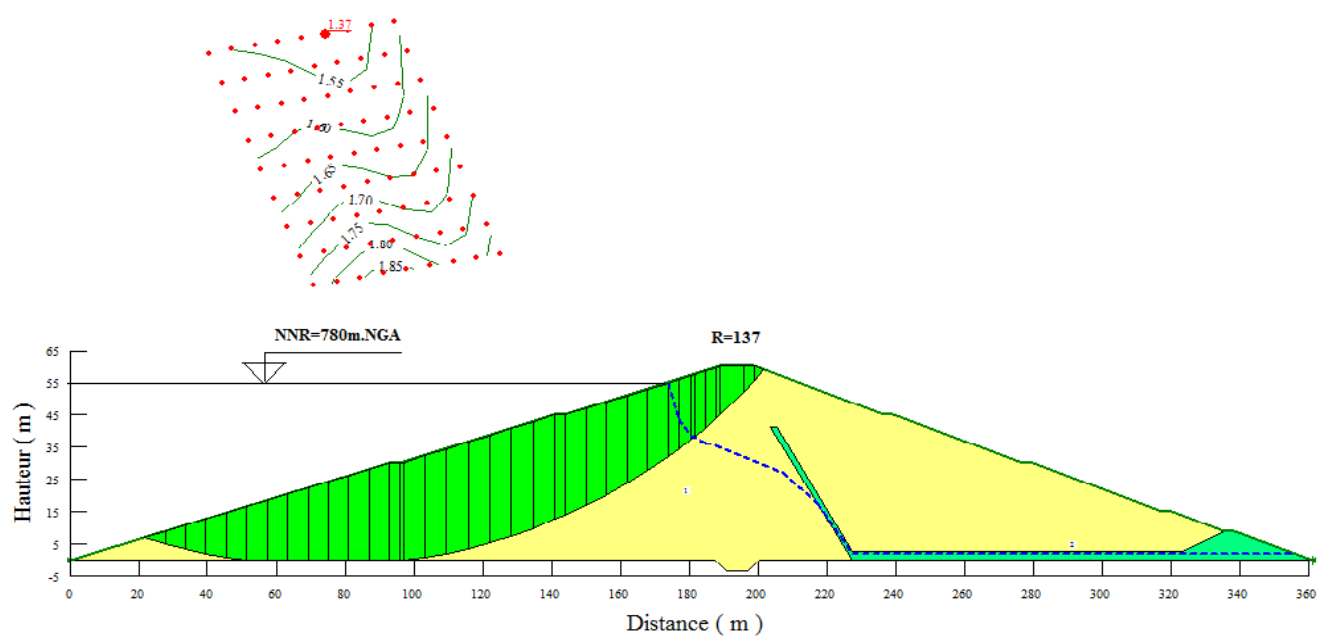


Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 137m)

- Sans séisme :



- Avec séisme :



Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 112.16 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3,0	8,6	6,1	0,0	-0,3	1,0	151,2	-37,79	146,38	11,7	29,23	0,62	90,75	6,09	71,19	44,14	94,77	1432,72
-2,0	11,8	13,1	0,0	-0,2	1,0	448,3	-74,72	442,05	11,5	28,75	0,62	274,07	13,14	151,11	93,69	94,77	4248,70
-1,0	11,8	19,0	0,0	-0,1	1,0	648,3	-54,02	646,00	11,3	28,18	0,62	400,52	19,00	214,13	132,76	94,77	6143,48
0,0	11,8	23,7	0,0	0,0	1,0	809,3	0,00	809,29	11,2	28,05	0,62	501,76	23,72	266,14	165,01	94,77	7669,65
1,0	11,8	27,3	0,0	0,1	1,0	931,8	77,65	928,54	11,3	28,18	0,62	575,69	27,31	307,78	190,83	94,77	8830,44
2,0	11,8	29,8	0,0	0,2	1,0	1015,4	169,23	1001,16	11,5	28,63	0,62	620,72	29,76	340,75	211,27	94,77	9622,63
3,0	11,8	31,0	0,0	0,3	1,0	1058,0	264,50	1024,42	11,8	29,40	0,62	635,14	31,01	364,68	226,10	94,77	10026,81
4,0	11,8	31,0	0,0	0,3	0,9	1056,3	352,10	995,90	12,2	30,60	0,62	617,46	30,96	378,95	234,95	94,77	10010,64
5,0	11,8	29,5	0,0	0,4	0,9	1005,1	418,80	913,72	13,0	32,38	0,62	566,51	29,46	381,51	236,53	94,77	9525,63
6,0	11,8	26,2	0,0	0,5	0,9	894,2	447,12	774,44	14,0	35,10	0,62	480,15	26,21	367,99	228,15	94,77	8474,77
7,0	11,8	20,7	0,0	0,6	0,8	707,3	412,58	574,47	15,7	39,35	0,62	356,17	20,73	326,29	202,30	94,77	6702,86
8,0	8,9	12,1	0,0	0,7	0,7	310,0	206,69	231,09	18,8	47,03	0,62	143,27	12,08	227,22	140,88	94,77	2938,18
somme							2182,14	8487,45		384,85		5262,22		3397,74	2106,60		85626,50

Kss	1,62
Kas	1,20

Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 117.65 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	8,56	1,99	0,00	-0,25	0,97	49,4	-12,35	47,83	9,11	22,775	0,62	29,66	1,99	18,13	11,24	101,85	503,14
-2	11,77	9,39	0,00	-0,17	0,99	320,4	-53,40	315,89	12	30	0,62	195,85	9,39	112,68	69,86	101,85	3263,00
-1	11,77	15,51	0,00	-0,08	1,00	529,2	-44,10	527,34	11,82	29,55	0,62	326,95	15,51	183,33	113,66	101,85	5389,68
0	11,77	20,48	0,00	0,00	1,00	698,7	0,00	698,75	11,77	29,425	0,62	433,22	20,48	241,05	149,45	101,85	7116,74
1	11,77	24,23	0,00	0,08	1,00	826,7	68,89	823,82	11,82	29,55	0,62	510,77	24,23	286,40	177,57	101,85	8419,85
2	11,77	26,82	0,00	0,17	0,99	915,1	152,51	902,26	12	30	0,62	559,40	26,82	321,84	199,54	101,85	9319,87
3	11,77	29,78	0,00	0,25	0,97	1016,0	254,01	983,79	12,33	30,825	0,62	609,95	29,78	367,19	227,66	101,85	10348,46
4	11,77	28,13	0,00	0,33	0,94	959,8	319,92	904,86	12,84	32,1	0,62	561,02	28,13	361,19	223,94	101,85	9775,09
5	11,77	28,09	0,00	0,42	0,91	958,4	399,33	871,23	13,59	33,975	0,62	540,16	28,09	381,74	236,68	101,85	9761,19
6	11,77	26,50	0,00	0,50	0,87	904,1	452,07	783,01	14,72	36,8	0,62	485,47	26,50	390,08	241,85	101,85	9208,67
7	11,77	23,09	0,00	0,58	0,81	787,8	459,55	639,87	16,51	41,275	0,62	396,72	23,09	381,22	236,35	101,85	8023,70
8	8,85	8,28	0,00	0,67	0,75	212,5	141,67	158,39	21,99	54,975	0,62	98,20	8,28	182,08	112,89	101,85	2164,38
somme							2138,10	7657,04		401,25		4747,36		3226,92	2000,69		83293,75

Kss	1,47
Kas	1,11

Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 119 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	11,9	3,82	0	-0,25	0,97	131,83	-32,96	127,64	6,45	16,13	0,62	79,14	3,82	24,64	15,28	104,04	1371,54
-2	11,9	7,66	0	-0,167	0,99	264,35	-44,06	260,65	11,9	29,75	0,62	161,60	7,66	91,15	56,52	104,04	2750,26
-1	11,9	13,87	0	-0,083	1,00	478,65	-39,89	476,99	12,21	30,53	0,62	295,73	13,87	169,35	105,00	104,04	4979,91
0	11,9	18,57	0	0	1,00	640,85	0,00	640,85	11,9	29,75	0,62	397,33	18,57	220,98	137,01	104,04	6667,41
1	11,9	22,68	0	0,0833	1,00	782,69	65,22	779,96	11,96	29,90	0,62	483,58	22,68	271,25	168,18	104,04	8143,07
2	11,9	25,29	0	0,1667	0,99	872,76	145,46	860,55	12,15	30,38	0,62	533,54	25,29	307,27	190,51	104,04	9080,17
3	11,9	26,61	0	0,25	0,97	918,31	229,58	889,15	12,48	31,20	0,62	551,27	26,61	332,09	205,90	104,04	9554,11
4	11,9	26,57	0	0,3333	0,94	916,93	305,64	864,49	12,99	32,48	0,62	535,98	26,57	345,14	213,99	104,04	9539,75
5	11,9	24,97	0	0,4167	0,91	861,71	359,05	783,35	13,75	34,38	0,62	485,68	24,97	343,34	212,87	104,04	8965,28
6	11,9	21,51	0	0,5	0,87	742,31	371,16	642,86	14,89	37,23	0,62	398,57	21,51	320,28	198,58	104,04	7722,99
7	11,9	15,71	0	0,5833	0,81	542,15	316,26	440,35	16,7	41,75	0,62	273,02	15,71	262,36	162,66	104,04	5640,55
8	11,9	6,53	0	0,6667	0,75	225,35	150,23	167,97	18,41	46,03	0,62	104,14	6,53	120,22	74,53	104,04	2344,54
somme							1825,69	6934,82		389,48		4299,586		2808,09	1741,01		76759,60

Kss	1,61
Kas	1,19

Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 120.61 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12,06	2,33	0,00	-0,25	0,97	81,496	-20,37	78,91	9,78	24,45	0,62	48,92	2,33	22,79	14,13	104,27	849,76
-2	12,06	9,91	0,00	-0,17	0,99	346,62	-57,77	341,77	12,31	30,775	0,62	211,90	9,91	121,99	75,64	104,27	3614,22
-1	12,06	16,22	0,00	-0,08	1,00	567,33	-47,28	565,35	12,12	30,3	0,62	350,52	16,22	196,59	121,88	104,27	5915,50
0	12,06	21,29	0,00	0,00	1,00	744,66	0,00	744,66	12,06	30,15	0,62	461,69	21,29	256,76	159,19	104,27	7764,55
1	12,06	25,15	0,00	0,08	1,00	879,67	73,31	876,61	12,12	30,3	0,62	543,50	25,15	304,82	188,99	104,27	9172,31
2	12,06	27,79	0,00	0,17	0,99	972,01	162,00	958,41	12,31	30,775	0,62	594,22	27,79	342,09	212,10	104,27	10135,13
3	12,06	29,14	0,00	0,25	0,97	1019,2	254,81	986,86	12,53	31,325	0,62	611,85	29,14	365,12	226,38	104,27	10627,48
4	12,06	29,09	0,00	0,33	0,94	1017,5	339,16	959,29	13,36	33,4	0,62	594,76	29,09	388,64	240,96	104,27	10609,24
5	12,06	27,46	0,00	0,42	0,91	960,47	400,19	873,12	13,93	34,825	0,62	541,33	27,46	382,52	237,16	104,27	10014,78
6	12,06	23,97	0,00	0,50	0,87	838,4	419,20	726,07	15,09	37,725	0,62	450,16	23,97	361,71	224,26	104,27	8741,96
7	12,06	18,08	0,00	0,58	0,81	632,38	368,89	513,64	16,93	42,325	0,62	318,46	18,08	306,09	189,78	104,27	6593,85
8	12,06	8,78	0,00	0,67	0,75	307,1	204,73	228,90	20,23	50,575	0,62	141,92	8,78	177,62	110,12	104,27	3202,10
somme							2096,87	7853,59		406,925		4869,23		3226,74	2000,58		87240,88

Kss	1,56
Kas	1,16

Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 121m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tango	dn	a*Gn*dn
-3	12,1	3,13	0,00	-0,25	0,97	109,8	-27,46	106,34	5,66	14,15	0,62	65,93	3,13	17,72	10,98	106,1	1165,42
-2	12,1	7,20	0,00	-0,17	0,99	252,6	-42,11	249,11	12,35	30,875	0,62	154,45	7,20	88,92	55,13	106,1	2680,85
-1	12,1	13,52	0,00	-0,08	1,00	474,4	-39,53	472,77	12,16	30,4	0,62	293,12	13,52	164,40	101,93	106,1	5034,04
0	12,1	18,60	0,00	0,00	1,00	652,7	0,00	652,67	12,1	30,25	0,62	404,66	18,60	225,06	139,54	106,1	6925,52
1	12,1	22,48	0,00	0,08	1,00	788,8	65,74	786,08	12,16	30,4	0,62	487,37	22,48	273,36	169,48	106,1	8370,20
2	12,1	25,12	0,00	0,17	0,99	881,5	146,91	869,13	12,35	30,875	0,62	538,86	25,12	310,23	192,34	106,1	9353,18
3	12,1	26,43	0,00	0,25	0,97	927,4	231,86	897,98	12,87	32,175	0,62	556,75	26,43	340,15	210,90	106,1	9840,95
4	12,1	26,43	0,00	0,33	0,94	927,4	309,14	874,39	13,21	33,025	0,62	542,12	26,43	349,14	216,47	106,1	9840,95
5	12,1	24,80	0,00	0,42	0,91	870,2	362,60	791,09	13,98	34,95	0,62	490,48	24,8	346,70	214,96	106,1	9234,03
6	12,1	15,39	0,00	0,50	0,87	540,0	270,02	467,68	15,17	37,925	0,62	289,96	15,39	233,47	144,75	106,1	5730,31
7	12,1	15,39	0,00	0,58	0,81	540,0	315,02	438,63	16,98	42,45	0,62	271,95	15,39	261,32	162,02	106,1	5730,31
8	12,1	6,06	0,00	0,67	0,75	212,6	141,76	158,50	18,34	45,85	0,62	98,27	6,06	111,14	68,91	106,1	2256,38
somme							1733,94	6764,3851		393,325		4193,919		2721,62	1687,40		76162,1

Kss	1,67
Kas	1,23

Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 129.61m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12,96	4,43	0	0	-0,25	0,97	166,5	-41,62	161,21	13,63	34,08	0,62	99,95	4,43	60,38	37,44	113,1	1882,58
-2	12,96	11,90	0	0	-0,17	0,99	447,25	-74,54	440,99	13,22	33,05	0,62	273,42	11,9	157,32	97,54	113,1	5057,05
-1	12,96	17,98	0	0	-0,08	1,00	675,76	-56,31	673,41	13,02	32,55	0,62	417,51	17,98	234,10	145,14	113,1	7640,82
0	12,96	22,74	0	0	0	1	854,66	0	854,66	12,96	32,40	0,62	529,89	22,74	294,71	182,72	113,1	9663,64
1	12,96	26,21	0	0	0,083	1,00	985,08	82,09	981,65	13,02	32,55	0,62	608,62	26,21	341,25	211,58	113,1	11138,26
2	12,96	28,36	0	0	0,167	0,99	1065,9	177,65	1050,97	13,23	33,08	0,62	651,60	28,36	375,20	232,63	113,1	12051,93
3	12,96	29,12	0	0	0,25	0,97	1094,4	273,61	1059,69	15,59	38,98	0,62	657,01	29,12	453,98	281,47	113,1	12374,90
4	12,96	28,38	0	0	0,33	0,94	1066,6	355,54	1005,63	14,15	35,38	0,62	623,49	28,38	401,58	248,98	113,1	12060,43
5	12,96	25,95	0	0	0,42	0,91	975,3	406,38	886,61	14,97	37,43	0,62	549,70	25,95	388,47	240,85	113,1	11027,77
6	12,96	21,51	0	0	0,5	0,87	808,43	404,22	700,12	16,23	40,58	0,62	434,08	21,51	349,11	216,45	113,1	9140,94
7	12,96	14,50	0	0	0,58	0,81	544,97	317,90	442,64	18,19	45,48	0,62	274,44	14,5	263,76	163,53	113,1	6161,95
8	12,96	3,82	0	0	0,67	0,75	143,57	95,71	107,01	15,04	37,60	0,62	66,35	3,82	57,45	35,62	113,1	1623,356
somme								1940,62	8364,61		433,13		5186,06		3377,31	2093,93	113,1	99823,64

Kss	1,82
Kas	1,30

Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 130.42m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tango	dn	a*Gn*dn
-3	13,04	2,94	0	-0,25	0,97	111,20	-27,80	107,67	10,67	26,68	0,62	66,75	2,94	31,37	19,45	114,9	1278,09
-2	13,04	9,91	0	-0,17	0,99	374,81	-62,47	369,57	13,31	33,28	0,62	229,13	9,91	131,90	81,78	114,9	4308,11
-1	13,04	16,03	0	-0,08	1,00	606,28	-50,52	604,17	13,11	32,78	0,62	374,59	16,03	210,15	130,30	114,9	6968,62
0	13,04	20,82	0	0	1,00	787,45	0	787,45	13,02	32,55	0,62	488,22	20,82	271,08	168,07	114,9	9050,95
1	13,04	24,31	0	0,08	1,00	919,45	76,62	916,25	13,11	32,78	0,62	568,07	24,31	318,70	197,60	114,9	10568,13
2	13,04	24,47	0	0,17	0,99	925,50	154,25	912,55	13,31	33,28	0,62	565,78	24,47	325,70	201,93	114,9	10637,69
3	13,04	27,24	0	0,25	0,97	1030,3	257,57	997,55	13,67	34,18	0,62	618,48	27,24	372,37	230,87	114,9	11841,88
4	13,04	26,50	0	0,33	0,94	1002,3	334,09	944,96	14,23	35,58	0,62	585,87	26,5	377,10	233,80	114,9	11520,18
5	13,04	24,05	0	0,42	0,91	909,61	379,01	826,89	15,07	37,68	0,62	512,67	24,05	362,43	224,71	114,9	10455,11
6	13,04	19,58	0	0,5	0,87	740,55	370,28	641,34	16,32	40,8	0,62	397,63	19,58	319,55	198,12	114,9	8511,89
7	13,04	12,52	0	0,58	0,81	473,53	276,23	384,62	18,30	45,75	0,62	238,46	12,52	229,12	142,05	114,9	5442,74
8	13,04	1,52	0	0,67	0,75	57,49	38,33	42,85	11,22	28,05	0,62	26,57	1,52	17,05	10,57	114,9	660,78
somme							1735,04	7385,35		358,63		4578,92		2918,09	1809,22		89305,3

Kss	1,80
Kas	1,29

Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 134.76m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	13,48	5,7	0	-0,25	0,97	222,82	-55,71	215,75	14,12	35,3	0,62	133,76	5,7	80,484	49,90008	116,9	2605,7
-2	13,48	13,46	0	-0,17	0,99	526,18	-87,70	518,82	13,75	34,375	0,62	321,67	13,46	185,075	114,7465	116,9	6153,1
-1	13,48	19,79	0	-0,08	1,00	773,63	-64,47	770,94	13,54	33,85	0,62	477,98	19,79	267,957	166,133092	116,9	9046,8
0	13,48	24,74	0	0,00	1,00	967,14	0,00	967,14	13,48	33,7	0,62	599,62	24,74	333,495	206,767024	116,9	11309,7
1	13,48	28,35	0	0,08	1,00	1108,3	92,35	1104,40	13,54	33,85	0,62	684,73	28,35	383,859	237,99258	116,9	12960,0
2	13,48	30,58	0	0,17	0,99	1195,4	199,24	1178,71	13,75	34,375	0,62	730,80	30,58	420,475	260,6945	116,9	13979,4
3	13,48	31,37	0	0,25	0,97	1226,3	306,58	1187,38	14,12	35,3	0,62	736,17	31,37	442,944	274,625528	116,9	14340,5
4	13,48	30,6	0	0,33	0,94	1196,2	398,74	1127,80	14,71	36,775	0,62	699,24	30,6	450,126	279,07812	116,9	13988,5
5	13,48	28,08	0	0,42	0,91	1097,7	457,38	997,88	15,57	38,925	0,62	618,68	28,08	437,206	271,067472	116,9	12836,5
6	13,48	23,46	0	0,50	0,87	917,1	458,55	794,23	16,86	42,15	0,62	492,42	23,46	395,536	245,232072	116,9	10724,5
7	13,48	16,17	0	0,58	0,81	632,12	368,74	513,43	18,92	47,3	0,62	318,32	16,17	305,936	189,680568	116,9	7392,0
8	13,48	5,06	0	0,67	0,75	197,81	131,87	147,44	18,31	45,775	0,62	91,41	5,06	92,6486	57,442132	116,9	2313,1
somme							2205,57	9523,91		451,675		5904,82		3795,74	2353,35967		117650,0

Kss	1,82
Kas	1,30

Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 135.44m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	13,54	6,08	0	-0,167	0,99	238,81	-39,80	235,47	14,2	35,5	0,62	145,99	6,08	86,34	53,53	117,4	2802,65
-1	13,54	13,88	0	-0,083	1,00	545,17	-45,43	543,28	13,82	34,55	0,62	336,83	13,88	191,82	118,93	117,4	6398,15
0	13,54	20,24	0	0	1,00	794,98	0,00	794,98	13,61	34,025	0,62	492,89	20,24	275,47	170,79	117,4	9329,87
1	13,54	25,22	0	0,0833	1,00	990,58	82,55	987,14	13,54	33,85	0,62	612,02	25,22	341,48	211,72	117,4	11625,5
2	13,54	28,84	0	0,1667	0,99	1132,8	188,79	1116,92	13,61	34,025	0,62	692,49	28,84	392,51	243,36	117,4	13294,1
3	13,54	31,88	0	0,25	0,97	1252,2	313,04	1212,41	13,82	34,55	0,62	751,69	31,88	440,58	273,16	117,4	14695,5
4	13,54	31,16	0	0,3333	0,94	1223,9	407,96	1153,89	14,2	35,5	0,62	715,41	31,16	442,47	274,33	117,4	14363,6
5	13,54	28,57	0	0,4167	0,91	1122,2	467,57	1020,11	14,78	36,95	0,62	632,47	28,57	422,26	261,80	117,4	13169,7
6	13,54	23,93	0	0,5	0,87	939,91	469,96	813,99	15,65	39,13	0,62	504,67	23,93	374,50	232,19	117,4	11030,8
7	13,54	16,6	0	0,5833	0,81	652,01	380,34	529,58	16,95	42,38	0,62	328,34	16,6	281,37	174,45	117,4	7651,97
8	13,54	5,54	0	0,6667	0,75	217,6	145,07	162,19	16,31	40,78	0,62	100,56	5,54	90,36	56,02	117,4	2553,73
somme							2370,04	8569,95		401,225		5212,81		3339,17	2014,26		104362

Kss	1,519
Kas	1,146

Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 137 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	13,7	6,86	0	2,52	-0,25	1,0	365,1	-91,27	353,48	14,36	35,9	0,62	219,16	6,86	98,51	61,08	118,3	4318,4
-2	13,7	14,75	0	6,23	-0,17	1,0	814,8	-135,79	803,36	14,02	35,05	0,62	498,08	14,75	206,80	128,21	118,3	9637,8
-1	13,7	21,18	0	8,41	-0,08	1,0	1150,3	-95,86	1146,26	13,72	34,3	0,62	710,68	21,18	290,59	180,17	118,3	13606,5
0	13,7	26,22	0	9,13	0,00	1,0	1350,5	0,00	1350,50	13,7	34,25	0,62	837,31	26,22	359,21	222,71	118,3	15975,1
1	13,7	29,88	0	8,41	0,08	1,0	1522,3	126,86	1517,05	13,77	34,425	0,62	940,57	29,88	411,45	255,10	118,3	18007,9
2	13,7	32,15	0	6,23	0,17	1,0	1586,1	264,35	1563,92	13,97	34,925	0,62	969,63	32,15	449,14	278,46	118,3	18762,0
3	13,7	32,96	0	2,52	0,25	1,0	1538,2	384,56	1489,40	14,36	35,9	0,62	923,43	32,96	473,31	293,45	118,3	18195,9
4	13,7	32,18	0	0	0,33	0,9	1371,0	457,01	1292,62	14,95	37,375	0,62	801,43	32,18	481,09	298,28	118,3	16218,0
5	13,7	29,61	0	0	0,42	0,9	1176,4	490,17	1069,42	15,82	39,55	0,62	663,04	29,61	468,43	290,43	118,3	13915,7
6	13,7	24,91	0	0	0,50	0,9	989,7	494,84	857,08	17,14	42,85	0,62	531,39	24,91	426,96	264,71	118,3	11706,9
7	13,7	17,5	0	0	0,58	0,8	695,3	405,58	564,73	19,23	48,075	0,62	350,13	17,50	336,53	208,65	118,3	8224,4
8	13,7	6,21	0	0	0,67	0,7	246,7	164,48	183,90	19,08	47,7	0,62	114,02	6,21	118,49	73,46	118,3	2918,5
somme								2464,93	12191,73		460,3		7558,87		4120,49	2554,70		151487

Kss	2,21
Kas	1,53

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 112.16 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	8,56	6,09	0	-0,25	0,97	151,18	-37,79	146,38	11,69	29,23	0,62	90,75413	6,09	71,19	44,14	94,77	1432,72
-2	11,77	13,14	0	-0,17	0,99	448,32	-74,72	442,05	11,5	28,75	0,62	274,0689	13,14	151,11	93,69	94,77	4248,70
-1	11,77	17,51	1,49	-0,08	1,00	651,76	-54,31	649,49	11,27	28,18	0,62	402,6841	17,51	197,34	122,35	94,77	6176,71
0	11,77	21,68	2,04	0,00	1,00	814,09	0,00	814,09	11,22	28,05	0,62	504,7364	21,68	243,25	150,81	94,77	7715,14
1	11,77	25,84	1,47	0,08	1,00	935,24	77,94	931,98	11,27	28,18	0,62	577,8289	25,84	291,22	180,55	94,77	8863,22
2	11,77	29,76	0	0,17	0,99	1015,4	169,23	1001,16	11,45	28,63	0,62	620,7223	29,76	340,75	211,27	94,77	9622,63
3	11,77	31,01	0	0,25	0,97	1058,0	264,50	1024,42	11,76	29,40	0,62	635,1394	31,01	364,68	226,10	94,77	10026,81
4	11,77	30,96	0	0,33	0,94	1056,3	352,10	995,90	12,24	30,60	0,62	617,4564	30,96	378,95	234,95	94,77	10010,64
5	11,77	29,46	0	0,42	0,91	1005,1	418,80	913,72	12,95	32,38	0,62	566,5087	29,46	381,51	236,53	94,77	9525,63
6	11,77	26,21	0	0,50	0,87	894,25	447,12	774,44	14,04	35,10	0,62	480,1526	26,21	367,99	228,15	94,77	8474,77
7	11,77	20,73	0	0,58	0,81	707,28	412,58	574,47	15,74	39,35	0,62	356,1734	20,73	326,29	202,30	94,77	6702,86
8	8,85	12,08	0	0,67	0,75	310,03	206,69	231,09	18,81	47,03	0,62	143,2728	12,08	227,22	140,88	94,77	2938,18
somme							2182,14	8499,19		384,85		5269,498		3341,50	2071,73		85738

Kss	1,641794
Kas	1,215864

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 117.65 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	8,56	1,99	0	-0,25	0,9682	49,4	-12,35	47,831	9,11	22,775	0,62	29,655289	1,99	18,1289	11,24	101,9	503,14
-2	11,765	9,39	0	-0,167	0,986	320,37	-53,4	315,89	12	30	0,62	195,85289	9,39	112,68	69,86	101,9	3263,00
-1	11,765	15,51	0	-0,083	0,9965	529,18	-44,1	527,34	11,82	29,55	0,62	326,94913	15,51	183,328	113,66	101,9	5389,68
0	11,765	20,48	0	0	1	698,75	0	698,75	11,77	29,425	0,62	433,22307	20,48	241,05	149,45	101,9	7116,74
1	11,765	24,23	0	0,0833	0,9965	826,69	68,891	823,82	11,82	29,55	0,62	510,7658	24,23	286,399	177,57	101,9	8419,85
2	11,765	26,82	0	0,1667	0,986	915,06	152,51	902,26	12	30	0,62	559,4009	26,82	321,84	199,54	101,9	9319,87
3	11,765	29,78	0	0,25	0,9682	1016	254,01	983,79	12,33	30,825	0,62	609,94679	29,78	367,187	227,66	101,9	10348,46
4	11,765	28,13	0	0,3333	0,9428	959,75	319,92	904,86	12,84	32,1	0,62	561,0158	28,13	361,189	223,94	101,9	9775,09
5	11,765	28,09	0	0,4167	0,9091	958,39	399,33	871,23	13,59	33,975	0,62	540,16395	28,09	381,743	236,68	101,9	9761,19
6	11,765	26,5	0	0,5	0,866	904,14	452,07	783,01	14,72	36,8	0,62	485,46522	26,5	390,08	241,85	101,9	9208,67
7	11,765	23,09	0	0,5833	0,8122	787,8	459,55	639,87	16,51	41,275	0,62	396,72184	23,09	381,216	236,35	101,9	8023,70
8	8,85	8,28	0	0,6667	0,7454	212,51	141,67	158,39	21,99	54,975	0,62	98,203517	8,28	182,077	112,89	101,9	2164,38
somme							2138,1	7657		401,25		4747,3642		3226,92	2000,69		83293,75

Kss	1,47
Kas	1,11

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 119m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	11,90	3,82	0	-0,25	0,97	131,83	-32,96	127,64	6,45	16,13	0,62	79,14	3,82	24,64	15,28	104	1371,54
-2	11,90	7,66	0	-0,17	0,99	264,35	-44,06	260,65	11,9	29,75	0,62	161,60	7,66	91,15	56,52	104	2750,26
-1	11,90	13,87	0	-0,08	1,00	478,65	-39,89	476,99	12,21	30,53	0,62	295,73	13,87	169,35	105,00	104	4979,91
0	11,90	18,57	0	0,00	1,00	640,85	0,00	640,85	11,9	29,75	0,62	397,33	18,57	220,98	137,01	104	6667,41
1	11,90	22,68	0	0,08	1,00	782,69	65,22	779,96	11,96	29,90	0,62	483,58	22,68	271,25	168,18	104	8143,07
2	11,90	25,29	0	0,17	0,99	872,76	145,46	860,55	12,15	30,38	0,62	533,54	25,29	307,27	190,51	104	9080,17
3	11,90	26,61	0	0,25	0,97	918,31	229,58	889,15	12,48	31,20	0,62	551,27	26,61	332,09	205,90	104	9554,11
4	11,90	26,57	0	0,33	0,94	916,93	305,64	864,49	12,99	32,48	0,62	535,98	26,57	345,14	213,99	104	9539,75
5	11,90	24,97	0	0,42	0,91	861,71	359,05	783,35	13,75	34,38	0,62	485,68	24,97	343,34	212,87	104	8965,28
6	11,90	21,51	0	0,50	0,87	742,31	371,16	642,86	14,89	37,23	0,62	398,57	21,51	320,28	198,58	104	7722,99
7	11,90	15,71	0	0,58	0,81	542,15	316,26	440,35	16,7	41,75	0,62	273,02	15,71	262,36	162,66	104	5640,55
8	11,90	6,53	0	0,67	0,75	225,35	150,23	167,97	18,41	46,03	0,62	104,14	6,53	120,22	74,53	104	2344,54
somme							1825,69	6934,82		389,48		4299,59		2808,09	1741,01		76759,60

Kss	1,6148
Kas	1,1932

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 120.61m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12,06	2,33	0	-0,25	0,97	81,496	-20,37	78,91	9,78	24,45	0,62	48,92	2,33	22,79	14,13	104,3	849,76
-2	12,06	9,91	0	-0,17	0,99	346,62	-57,77	341,77	12,31	30,78	0,62	211,90	9,91	121,99	75,64	104,3	3614,22
-1	12,06	16,22	0	-0,08	1,00	567,33	-47,28	565,35	12,12	30,30	0,62	350,52	16,22	196,59	121,88	104,3	5915,50
0	12,06	21,29	0	0	1,00	744,66	0,00	744,66	12,06	30,15	0,62	461,69	21,29	256,76	159,19	104,3	7764,55
1	12,06	25,15	0	0,08	1,00	879,67	73,31	876,61	12,12	30,30	0,62	543,50	25,15	304,82	188,99	104,3	9172,31
2	12,06	27,79	0	0,17	0,99	972,01	162,00	958,41	12,31	30,78	0,62	594,22	27,79	342,09	212,10	104,3	10135,13
3	12,06	29,14	0	0,25	0,97	1019,2	254,81	986,86	12,53	31,33	0,62	611,85	29,14	365,12	226,38	104,3	10627,48
4	12,06	29,09	0	0,33	0,94	1017,5	339,16	959,29	13,36	33,40	0,62	594,76	29,09	388,64	240,96	104,3	10609,24
5	12,06	27,46	0	0,42	0,91	960,47	400,19	873,12	13,93	34,83	0,62	541,33	27,46	382,52	237,16	104,3	10014,78
6	12,06	23,97	0	0,50	0,87	838,4	419,20	726,07	15,09	37,73	0,62	450,16	23,97	361,71	224,26	104,3	8741,96
7	12,06	18,08	0	0,58	0,81	632,38	368,89	513,64	16,93	42,33	0,62	318,46	18,08	306,09	189,78	104,3	6593,85
8	12,06	8,78	0	0,67	0,75	307,1	204,73	228,90	20,23	50,58	0,62	141,92	8,78	177,62	110,12	104,3	3202,10
somme							2096,87	7853,59		406,93		4869,23		3226,74	2000,58		87240,88

Kss	1,56
Kas	1,16

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 121m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12,1	3,13	0	-0,25	0,97	109,83	-27,46	106,34	5,66	14,15	0,62	65,93	3,13	17,72	10,98	106,1	1165,42
-2	12,1	7,2	0	-0,167	0,99	252,65	-42,11	249,11	12,35	30,875	0,62	154,45	7,2	88,92	55,13	106,1	2680,85
-1	12,1	13,52	0	-0,083	1,00	474,42	-39,53	472,77	12,16	30,4	0,62	293,12	13,52	164,40	101,93	106,1	5034,04
0	12,1	18,6	0	0	1,00	652,67	0,00	652,67	12,1	30,25	0,62	404,66	18,6	225,06	139,54	106,1	6925,52
1	12,1	22,48	0	0,0833	1,00	788,82	65,74	786,08	12,16	30,4	0,62	487,37	22,48	273,36	169,48	106,1	8370,2
2	12,1	25,12	0	0,1667	0,99	881,46	146,91	869,13	12,35	30,875	0,62	538,86	25,12	310,23	192,34	106,1	9353,18
3	12,1	26,43	0	0,25	0,97	927,43	231,86	897,98	12,87	32,175	0,62	556,75	26,43	340,15	210,90	106,1	9840,95
4	12,1	26,43	0	0,3333	0,94	927,43	309,14	874,39	13,21	33,025	0,62	542,12	26,43	349,14	216,47	106,1	9840,95
5	12,1	24,8	0	0,4167	0,91	870,23	362,60	791,09	13,98	34,95	0,62	490,48	24,8	346,70	214,96	106,1	9234,03
6	12,1	15,39	0	0,5	0,87	540,04	270,02	467,68	15,17	37,925	0,62	289,96	15,39	233,47	144,75	106,1	5730,31
7	12,1	15,39	0	0,5833	0,81	540,04	315,02	438,63	16,98	42,45	0,62	271,95	15,39	261,32	162,02	106,1	5730,31
8	12,1	6,06	0	0,6667	0,75	212,65	141,76	158,50	18,34	45,85	0,62	98,27	6,06	111,14	68,91	106,1	2256,38
somme							1733,94	6764,39		393,33		4193,92		2721,62	1687,40		76162,1

Kss	1,67
Kas	1,23

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 129.61 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	12,96	0,00	4,43	0	-0,25	0,97	177,98	-44,49	172,33	13,63	34,08	0,62	106,84	4,43	60,3809	37,44	113,1	2012,42
-2	12,96	0,00	11,90	0	-0,17	0,99	478,09	-79,68	471,41	13,22	33,05	0,62	292,27	11,9	157,318	97,54	113,1	5405,81
-1	12,96	0,00	17,98	0	-0,08	1,00	722,36	-60,20	719,85	13,02	32,55	0,62	446,31	17,98	234,1	145,14	113,1	8167,78
0	12,96	0,00	22,74	0	0,00	1,00	913,6	0,00	913,60	12,96	32,40	0,62	566,43	22,74	294,71	182,72	113,1	10330,1
1	12,96	0,00	26,21	0	0,08	1,00	1053	87,75	1049,35	13,02	32,55	0,62	650,60	26,21	341,254	211,58	113,1	11906,4
2	12,96	0,00	28,36	0	0,17	0,99	1139,4	189,90	1123,46	13,23	33,08	0,62	696,54	28,36	375,203	232,63	113,1	12883,1
3	12,96	0,00	29,12	0	0,25	0,97	1169,9	292,48	1132,78	15,59	38,98	0,62	702,32	29,12	453,981	281,47	113,1	13228,3
4	12,96	0,00	28,38	0	0,33	0,94	1140,2	380,06	1074,99	14,15	35,38	0,62	666,49	28,38	401,577	248,98	113,1	12892,2
5	12,96	0,00	25,95	0	0,42	0,91	1042,6	434,40	947,76	14,97	37,43	0,62	587,61	25,95	388,472	240,85	113,1	11788,3
6	12,96	0,00	21,51	0	0,50	0,87	864,19	432,09	748,41	16,23	40,58	0,62	464,01	21,51	349,107	216,45	113,1	9771,35
7	12,96	8,74	5,75	0	0,58	0,81	559,5	326,37	454,44	18,19	45,48	0,62	281,75	5,75	104,593	64,85	113,1	6326,22
8	12,96	3,82	0,00	0	0,67	0,75	143,57	95,71	107,01	15,04	37,60	0,62	66,35	0	0	0,00	113,1	1623,36
somme								2054,40	8915,37		433,13		5527,53		3160,7	1959,63	113,1	106335

Kss	1,94
Kas	1,39

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 130.42 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	13,040	0,000	2,940	-0,250	0,968	118,85	-29,71	115,07	10,67	26,675	0,62	71,35	2,94	31,37	19,45	114,9	1366,02
-2	13,042	0,000	9,910	-0,167	0,986	400,66	-66,78	395,06	13,31	33,275	0,62	244,94	9,91	131,90	81,78	114,9	4605,22
-1	13,042	0,000	16,030	-0,083	0,997	648,10	-54,01	645,84	13,11	32,775	0,62	400,42	16,03	210,15	130,30	114,9	7449,22
0	13,042	0,000	20,820	0,000	1,000	841,76	0,00	841,76	13,02	32,55	0,62	521,89	20,82	271,08	168,07	114,9	9675,15
1	13,042	0,000	24,310	0,083	0,997	982,86	81,90	979,44	13,11	32,775	0,62	607,25	24,31	318,70	197,60	114,9	11296,97
2	13,042	0,000	24,470	0,167	0,986	989,33	164,89	975,49	13,31	33,275	0,62	604,80	24,47	325,70	201,93	114,9	11371,32
3	13,042	0,000	27,240	0,250	0,968	1101,3	275,33	1066,35	13,67	34,175	0,62	661,14	27,24	372,37	230,87	114,9	12658,56
4	13,042	0,000	26,500	0,333	0,943	1071,4	357,13	1010,13	14,23	35,575	0,62	626,28	26,5	377,10	233,80	114,9	12314,68
5	13,042	0,000	24,050	0,417	0,909	972,35	405,14	883,92	15,07	37,675	0,62	548,03	24,05	362,43	224,71	114,9	11176,15
6	13,042	0,000	19,580	0,500	0,866	791,62	395,81	685,57	16,32	40,8	0,62	425,05	19,58	319,55	198,12	114,9	9098,92
7	13,042	11,650	0,880	0,583	0,812	476,20	277,78	386,79	18,3	45,75	0,62	239,81	0,88	16,10	9,98	114,9	5473,47
8	13,042	1,520	0,000	0,667	0,745	57,49	38,33	42,85	11,22	28,05	0,62	26,57	0	0,00	0,00	114,9	660,78
somme							1837,21	7870,33		358,63		4879,61		2705,08	1677,15		95119,66

Kss	1,94
Kas	1,39

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 134.76 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	13,48	0	5,7	-0,3	1,0	238,19	-59,55	230,63	14,12	35,30	0,62	142,99	5,7	80,48	49,90	116,94	2785,41
-2	13,48	0	13,46	-0,2	1,0	562,47	-93,74	554,60	13,75	34,38	0,62	343,85	13,46	185,08	114,75	116,94	6577,48
-1	13,48	0	19,79	-0,1	1,0	826,98	-68,92	824,11	13,54	33,85	0,62	510,95	19,79	267,96	166,13	116,94	9670,76
0	13,48	0	24,74	0,0	1,0	1033,84	0,00	1033,84	13,48	33,70	0,62	640,98	24,74	333,50	206,77	116,94	12089,67
1	13,48	0	28,35	0,1	1,0	1184,69	98,72	1180,57	13,54	33,85	0,62	731,95	28,35	383,86	237,99	116,94	13853,76
2	13,48	0	30,58	0,2	1,0	1277,88	212,98	1260,00	13,75	34,38	0,62	781,20	30,58	420,48	260,69	116,94	14943,49
3	13,48	0	31,37	0,3	1,0	1310,89	327,72	1269,26	14,12	35,30	0,62	786,94	31,37	442,94	274,63	116,94	15329,54
4	13,48	0	30,6	0,3	0,9	1278,71	426,24	1205,58	14,71	36,78	0,62	747,46	30,6	450,13	279,08	116,94	14953,27
5	13,48	0	28,08	0,4	0,9	1173,41	488,92	1066,70	15,57	38,93	0,62	661,35	28,08	437,21	271,07	116,94	13721,82
6	13,48	0	23,46	0,5	0,9	980,35	490,17	849,00	16,86	42,15	0,62	526,38	23,46	395,54	245,23	116,94	11464,17
7	13,48	0	16,17	0,6	0,8	675,71	394,17	548,84	18,92	47,30	0,62	340,28	16,17	305,94	189,68	116,94	7901,78
8	13,48	5,06	0	0,7	0,7	197,81	131,87	147,44	18,31	45,78	0,62	91,41	0	0,00	0,00	116,94	2313,14
somme							2348,58	10170,56		451,68		6305,75		3703,09	2295,92		125604,29

Kss	1,9
Kas	1,36

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 135.44 m)

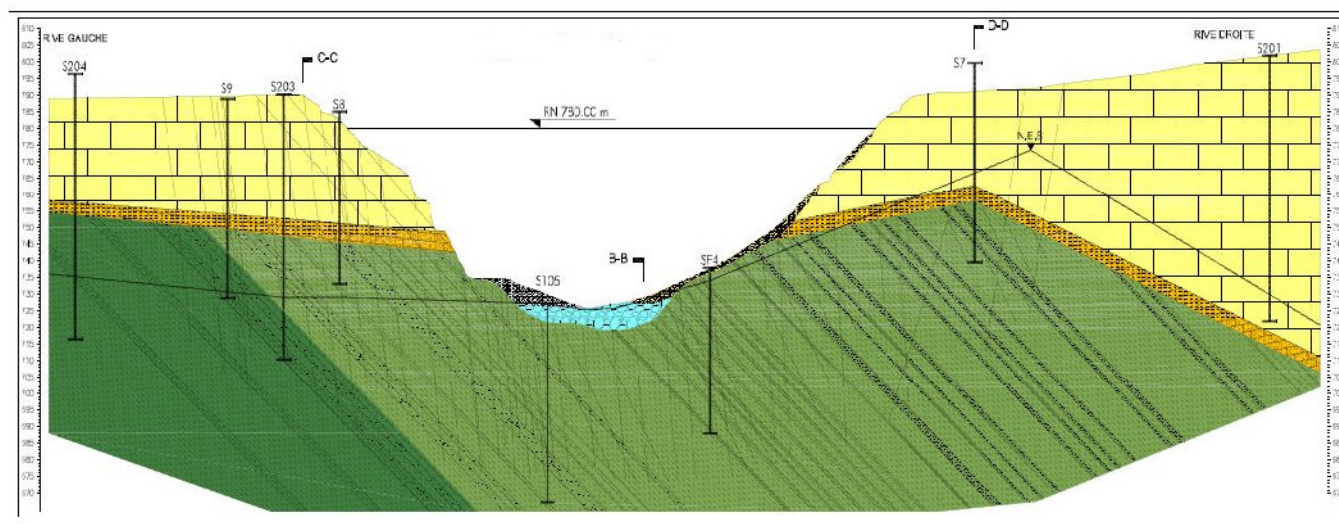
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	13,54	0	6,08	-0,17	0,99	255,28	-42,55	251,71	14,2	35,50	0,62	156,06	6,08	86,34	53,53	117,36	2995,93
-1	13,54	0	13,88	-0,08	1,00	582,77	-48,56	580,74	13,82	34,55	0,62	360,06	13,88	191,82	118,93	117,36	6839,40
0	13,54	0	20,24	0,00	1,00	849,80	0,00	849,80	13,61	34,03	0,62	526,88	20,24	275,47	170,79	117,36	9973,31
1	13,54	0	25,22	0,08	1,00	1058,90	88,24	1055,21	13,54	33,85	0,62	654,23	25,22	341,48	211,72	117,36	12427,22
2	13,54	0	28,84	0,17	0,99	1210,89	201,81	1193,95	13,61	34,03	0,62	740,25	28,84	392,51	243,36	117,36	14210,98
3	13,54	0	31,88	0,25	0,97	1338,53	334,63	1296,02	13,82	34,55	0,62	803,53	31,88	440,58	273,16	117,36	15708,95
4	13,54	0	31,16	0,33	0,94	1308,30	436,10	1233,47	14,2	35,50	0,62	764,75	31,16	442,47	274,33	117,36	15354,16
5	13,54	0	28,57	0,42	0,91	1199,55	499,81	1090,46	14,78	36,95	0,62	676,09	28,57	422,26	261,80	117,36	14077,94
6	13,54	0	23,93	0,50	0,87	1004,73	502,37	870,13	15,65	39,13	0,62	539,48	23,93	374,50	232,19	117,36	11791,56
7	13,54	15,23	1,37	0,58	0,81	655,72	382,50	532,60	16,95	42,38	0,62	330,21	1,37	23,22	14,40	117,36	7695,52
8	13,54	5,54	0	0,67	0,75	217,60	145,07	162,19	16,31	40,78	0,62	100,56	0	0	0	117,36	2553,73
somme							2499,42	9116,29		401,23		5551,54		2990,66	1854,20883		111074,97

Kss	1,64
Kas	1,23

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 137m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	13,70	0,00	6,86	2,52	-0,25	0,97	383,87	-95,97	371,68	14,36	35,90	0,62	230,44	6,86	98,51	61,08	118,29	4540,78
-2	13,70	0,00	14,75	6,23	-0,17	0,99	855,17	-142,53	843,21	14,02	35,05	0,62	522,79	14,75	206,80	128,21	118,29	10115,84
-1	13,70	0,00	21,18	8,41	-0,08	1,00	1208,30	-100,69	1204,09	13,72	34,30	0,62	746,54	21,18	290,59	180,17	118,29	14292,94
0	13,70	0,00	26,22	9,13	0,00	1,00	1422,34	0,00	1422,34	13,70	34,25	0,62	881,85	26,22	359,21	222,71	118,29	16824,92
1	13,70	0,00	29,88	8,41	0,08	1,00	1604,22	133,69	1598,64	13,77	34,43	0,62	991,16	29,88	411,45	255,10	118,29	18976,33
2	13,70	0,00	32,15	6,23	0,17	0,99	1674,19	279,03	1650,78	13,97	34,93	0,62	1023,48	32,15	449,14	278,46	118,29	19804,02
3	13,70	0,00	32,96	2,52	0,25	0,97	1628,55	407,14	1576,84	14,36	35,90	0,62	977,64	32,96	473,31	293,45	118,29	19264,14
4	13,70	0,00	32,18	0,00	0,33	0,94	1459,21	486,40	1375,76	14,95	37,38	0,62	852,97	32,18	481,09	298,28	118,29	17260,98
5	13,70	0,00	29,61	0,00	0,42	0,91	1257,54	523,97	1143,18	15,82	39,55	0,62	708,77	29,61	468,43	290,43	118,29	14875,40
6	13,70	0,00	24,91	0,00	0,50	0,87	1057,93	528,96	916,19	17,14	42,85	0,62	568,04	24,91	426,96	264,71	118,29	12514,23
7	13,70	0,00	17,50	0,00	0,58	0,81	743,23	433,55	603,67	19,23	48,08	0,62	374,28	17,50	336,53	208,65	118,29	8791,61
8	13,70	6,21	0,00	0,00	0,67	0,75	246,72	164,48	183,90	19,08	47,70	0,62	114,02	0,00	0,00	0,00	118,29	2918,49
somme								2618,04	12890,28		460,30		7991,97		4002,00	2481,24		160179,67

Kss	2,28
Kas	1,58



2. SUBSTRATUM ROCHEUX

- 
Miocène Inferieur (2^m cycle) - Calcaires gris en lits et en bancs à plusieurs niveaux de calcaires marnaux finement liés et de bancs de calcaires pseudo-bréchiques intercalés. En surface, jusqu'à 17 m de profondeur, le rocher est altéré du point de vue de la couleur avec de nombreuses fissures et fractures remplies d'argiles ou serties sans remplissage, présentant régulièrement des traces de karstification.
- 
Miocène Inferieur (2^m cycle) - Calcaires conglomératiques et conglomérats de base gris et ocre-brun, altérés et karstifiés notablement avec des micro-cavernes visibles sur toute la masse rocheuse. Ils sont transgressifs et discordants sur les sédiments sous-jacents du Crétacé inférieur.
- 
Crétacé Inferieur (Hauterlyfen, Barremien, Apten Inf.) - A la base se trouvent des marnes laminaires de couleur grise, verte et brun rougeâtre avec quelques lits de grès gris brun et de calcaires sableux verdâtre. Viennent ensuite une zone, épaisse de 7 m, constituée par des grès finement liés de couleur jaunâtre, verdâtre et bruns surmontés par quelques bancs de calcaires sableux grossiers de teinte gris ocre et verdâtre («couche de repère»). Vers le sommet se poursuivent des marnes laminaires de couleur gris verdâtre et gris foncé avec des lits plus ou moins fréquents de grès fins.
- 
Crétacé Inferieur (Valanginien) - Marnes laminaires de teinte grise et rougeâtre intercalées dans des minces couches de grès fins gris vert et rougeâtres et dans quelques bancs de calcaires sableux et marnaux de teinte verdâtre et blancâtre.

1. TERRAINS DE COUVERTURE

- 
Remblais de la route - Cailloux et blocs sableux, bien consolidés.
- 
Eboulis de pente - Couche relativement mince de roche entièrement dégradée représentée par des argiles sableuses renfermant des cailloux et des blocs de calcaires.
- 
Alluvions - Gravier et galets sableux de différentes granulométrie et de nature lithologique. A la base ils sont emballés dans une matrice argileuse.

Figure II : Coupe géologique sur l'axe de barrage