

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED EL – BESBES (W .BISKRA)**

PRESENTE PAR :

DJEDIA RANIA

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|------------------|---------------------|
| MB.BENLAOUAKLI | M. C. (A) | Président |
| M M.HASSANE | M. C. (B) | Examineur |
| MA.HADJ SADOK | M. C. (B) | Examineur |
| MN.SAIL | M. A. (A) | Examinatrice |
| M I.ZAIBAK | M. A. (B) | Promoteur |

Septembre - 2015

Remerciement

Au terme de ce Modeste travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études et a toute ma famille.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur **ISSAM ZAIBAK** pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et exceptionnellement Monsieur M .K MIHOUBI pour ses précieux conseils et ses recommandations.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Je voudrais, aussi, remercier tous mes amies de L' ENSH qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire exceptionnellement ma chère amie NARIMENE, mon ami SAMI, et Melle Miral .

DJEDIA RANIA

Dédicaces

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

A mes chères parents « **Ahcen et Malika** » pour tous les sacrifices qui 'ils ont consentis à mon égard ;

A Mon grand frère **Mohamed Lamine** pour son énorme soutien, et à mes chères frère **YASSER, ACHRAF ABD EL RAHMEN**

A mes chères sœurs **SELMA ; AYA**

A toute ma famille, sans exception

A mes chère amie Asma ; Kenza ; Fadila ; Sihem (16) ; Sihem (15) ; Imen ; Karima ; Samia ; Selma ; Chaima

Et à ma belle « **NARIMENE** » qui m'a aidé et encouragé durant mon cycle d'étude, **je te remercie beaucoup ma belle chérie «Cosmos – Nari** »

A tous mes amies de **l'ENSH**

RANIA

:

في إطار التنمية الزراعية في الجزائر والتي كانت تركز أساسا في السنوات الماضية على الأمطار والتي تتطلب اليوم الزيادة في قدرة تخزين المياه بالمقارنة مع احتياطات المساحات الفلاحية المسقية على مديونية المائبة لولاية بسكرة قد برمجت 10 حواجز مائية عبر إقليم الولاية لذلك قمنا باختيا هما ه يوجد على وادي البسباس بلدية البسباس مخصصة لسقى الاراضى الجيولوجية والهيدرولوجية للحاجز المائي لتحديد نوع هذا فان هذه الدراسة تهدف توضيح مدى ثباته .

Résumé :

Dans le cadre du développement agricole en Algérie qui a été basé dans les années précédentes sur les pluies et qui aujourd'hui demandé l'augmentation de la capacité de mobiliser les volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale. La Direction des Ressources en eau de la Wilaya de BISKRA a programmé parmi d'autres actions l'étude de dix (10) retenues collinaires à travers la Wilaya dont l'une de cette retenue est sur oued El-Besbes commune d'EL- Besbes destinée à irriguer les zones voisines

De ce fait, la présente étude a pour objectif de mettre en exergue les différents aspects géologiques et hydrologiques de la retenue collinaire afin de fixer le type de la digue à concevoir et vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Abstract:

In the context of agricultural development in Algeria which was based in the previous years on rain and which requires today the increase of the capacity of storing quantities of water in relation with the needs of the irrigated areas on the local level.

The water Resources Direction of the Wilaya oh BISKRA has programmed among other actions the study of ten (10) dams all over the Wilaya. One of these dams was on Oued El Besbes in EL –Besbes province designated it to irrigate the neighboring areas.

Therefore, this study aimed at illustrating the different geological and hydrological aspects of the dam to fix the kind of the body of the dam to receive and check their stability.

Sommaire

| | |
|---|----|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Etude topographique | |
| Introduction | 3 |
| I-1 La présentation de la wilaya de Biskra | 3 |
| I-2 Situation géographique de la retenue | 3 |
| I-3 Le bassin versant | 3 |
| I-4 Le choix du site | 4 |
| Conclusion | 6 |
| Chapitre II : Etude géologique et géotechnique | |
| II-1 -Etude géologique..... | 8 |
| Introduction | 8 |
| II-1.1 Description du site de la retenue..... | 8 |
| II-1.2 Géologie régionale | 9 |
| II-1.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant..... | 13 |
| II-1.4 Géologie de la cuvette | 13 |
| II-1.5 Géologie de l'assiette de la digue..... | 13 |
| II-1.6 Hydrogéologie de la cuvette..... | 14 |
| II-1.7 Hydrogéologie de la zone de la digue..... | 14 |
| II-1.8 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes | 14 |
| II-1.9 Stabilité des versants de la cuvette | 14 |
| II-1.10 Matériaux de construction | 15 |
| II-1.11 Sismicité de la région | 15 |
| Conclusion | 17 |
| II-2 Etude géotechnique..... | 18 |
| Introduction | 18 |
| II-2.1 Prospection géotechnique de terrain..... | 18 |
| II-2.2 Prospection géotechnique de laboratoire..... | 18 |
| II-2.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation | 19 |
| II-2.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue | 19 |
| II-3.3.1.1 Terrasses alluviales..... | 19 |
| II-3.3.1.2.Marnes argileuses jaunes | 19 |
| II-2.3.2.Matériaux de construction de la digue | 20 |
| II-2.3.2.1.Matériaux d'étanchéité de la digue..... | 20 |
| II-2- 3.3 Matériaux de recharge de la digue | 22 |
| II-2-3.4 Matériaux d'enrochement..... | 23 |
| II-2.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de la stabilité de la digue | 23 |
| II-2.4.1.Marnes jaunes | 23 |
| II-2.4.2.Matériaux de construction de la digue | 24 |
| II-2.4.2.1.Matériaux d'étanchéité..... | 24 |
| II-2.4.2.2.Matériaux de recharge | 24 |

| | |
|---|-----|
| Conclusion | 25 |
| Chapitre III : Etude Hydrologique | |
| Introduction | |
| III-1 Paramètres morphologiques de bassin versant..... | 27 |
| III -1.1 Paramètres géométriques | 27 |
| III-1 .2 Paramètres de forme | 27 |
| III -1.3 Paramètres du relief | 28 |
| III- 2 Les caractéristiques hydrographiques | 31 |
| III-2.1 Le réseau hydrographique | 39 |
| III-3 Caractéristiques climatiques | 39 |
| III – 3.1 La température..... | 46 |
| III –3.2 Evaporation..... | 46 |
| III – 3.3 Evapotranspiration | 47 |
| III-3.4 Le vent | 48 |
| III-3.4 Humidité relative..... | 49 |
| III-3.5 Pluviométrie | 50 |
| III-4 Les pluies maximales journalières | 51 |
| III-4.1 Etude d’homogénéisation de la série des pluies annuelles..... | 51 |
| III-4.2 Ajustement des pluies maximales journalières..... | 53 |
| III-4 -2.1 Ajustement à la loi de GUMBEL | 54 |
| III-4 -3.2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)..... | 56 |
| III-4 -3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences..... | 59 |
| III- 5 Etudes des apports | 62 |
| III-5-1 Apport liquides | 62 |
| III-5-2 Caractéristiques de l’écoulement | 65 |
| III-5-3 Coefficient de variation | 65 |
| III-5- 4. Estimation fréquentielle des apports | 67 |
| III-5- 5 Les apports solides | 69 |
| III-5- 5 -1 Calcul du volume mort | 69 |
| III- 6 Etude des crues..... | 72 |
| III- 6-1 Hydrogramme de crue | 76 |
| III-6- 2 Choix de la crue de projet..... | 79 |
| III-6- 2 Choix de la crue de chantier..... | 82 |
| III- 7 Régularisation | 83 |
| III- 7-1 Répartition mensuelle de l’apport A80 % | 83 |
| III-7-1-Répartition des besoins | 83 |
| III-7-2 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» | 84 |
| III-7-3 Calcul du volume utile..... | 86 |
| III-8 Laminage crues..... | 94 |
| III.8.1 Méthode de KOTCHERINE | 95 |
| III.9 Etude d’optimisation | 100 |
| III-9-1 Calcul du coût approximatif de la digue..... | 100 |
| III-9-2 Calcul du coût de l’évacuateur de crues | 103 |
| III- 9.3 coût total du barrage | 105 |

| | |
|--|-----|
| Conclusion | 107 |
| Chapitre IV: Etude Des Variantes | |
| Introduction | 109 |
| IV-1 Le choix du type de barrage..... | 109 |
| IV-1-1 Barrage en terre homogène | 110 |
| IV-1-2 Barrage zoné a noyau d'argile..... | 110 |
| IV-1-3 Barrage en enrochement avec masque en béton..... | 111 |
| IV.2 Définition de profil général du barrage..... | 112 |
| IV.2-1 Hauteur de barrage..... | 112 |
| IV.3 Pentés des talus..... | 114 |
| IV.4 Protection des talus..... | 115 |
| IV.4 .1 Etanchéité du barrage..... | 118 |
| IV-5 Etude Technico-économique..... | 121 |
| IV-5.1 Barrage homogène en argile | 122 |
| IV-5.2 Barrage Zoné..... | 125 |
| IV-5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton | 127 |
| IV- 6 L'estimation du cout des variantes | 129 |
| IV-7 Comparaison financière des trois variantes | 129 |
| Conclusion | 130 |
| Chapitre V: Etude de la variante choisie | |
| V - Description générale de l'aménagement..... | 132 |
| V-1 Classification de l'ouvrage..... | 132 |
| V-2 Dimensionnement de la digue (zonée à noyau argile)..... | 132 |
| V-2.1 Hauteur du barrage | 132 |
| V-2.2 Largeur en crête..... | 133 |
| V-2.3 Pentés des talus | 133 |
| V-3 Protection des talus..... | 133 |
| V-4 Organe d'étanchéité..... | 133 |
| V-4.1 La clé d'étanchéité..... | 136 |
| V-4.2 Le dispositif de drainage du remblai | 136 |
| V-4.3 Le prisme de drainage | 137 |
| V-4.4 Le drain Tapis..... | 137 |
| V- 5 Calcul du filtre..... | 138 |
| V-5.1 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres | 139 |
| V-5.2 Règles des filtres..... | 140 |
| V-6 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation | 143 |
| V.6.1 La ligne de saturation | 144 |
| V.6.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue | 146 |
| V.6.3 Fondation..... | 147 |
| V.7 Calcul de stabilité | 147 |
| V.7.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) | 147 |
| V.7.2 Conséquences de l'instabilité des talus..... | 147 |
| V.7.3 Méthode de calcul | 148 |
| V.7.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche | 151 |

| | |
|--|-----|
| V- 7. 5 Classement des forces..... | 152 |
| V.7.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement..... | 153 |
| Conclusion | 155 |

Chapitre VI: Etude des variantes des ouvrages annexes

| | |
|---|-----|
| Introduction | 155 |
| VI. 1 Ouvrage de vidange..... | 155 |
| IV.1.1 Différents types d'ouvrages de vidange | 156 |
| IV.1.2 Choix de la variante..... | 156 |
| VI.1.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange..... | 157 |
| VI.2 Dimensionnement de la prise d'eau..... | 160 |
| Conclusion | 162 |
| VI .3 Ouvrage d'évacuation de crues..... | 162 |
| VI.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue..... | 162 |
| VI. 3.2 Différents types des évacuateurs de crues..... | 164 |
| VI .3.3 Choix de la variante | 164 |
| VI.3.4 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue..... | 177 |
| VI.3.4 Hauteurs des murs bajoyers..... | 178 |
| VI.3.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier..... | 178 |

Chapitre VIII : Organisation De Chantier

| | |
|--|-----|
| Introduction | 180 |
| VII.1 Organisation technique de préparation..... | 180 |
| VII.2 Type de chantier..... | 180 |
| VII.3 Les intervenants sur chantier | 181 |
| VII. 4 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise..... | 181 |
| VII. 5 Ordre d'exécution des travaux | 182 |
| VII. 6 Les moyens de chantier | 182 |
| VII.7 L'implantation de l'ouvrage | 182 |
| VI.8Planification..... | 183 |
| VII.8.1Définition | 185 |
| VII.8.2 Techniques de la planification..... | 185 |
| VII.8.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) | 186 |
| VII .8.5 Attribution des durées de chaque opération..... | 187 |
| VII. 9 Estimation du coût de projet..... | 192 |
| Conclusion | 193 |

Chapitre IX: Protection et sécurité du Travail

| | |
|--|-----|
| Introduction | 195 |
| VIII.1 Causes des accidents de travail..... | 195 |
| VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier..... | 196 |
| VIII.3 Actions dangereuses | 196 |
| VIII.4 Mesures préventives..... | 196 |
| VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité..... | 197 |
| VIII.6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation..... | 197 |
| VIII.7 Organisation de la prévention des accidents du travail..... | 199 |
| Conclusion..... | 200 |

Liste des tableaux

Chapitre II: Etude géologique et technique

| | |
|---|----|
| Tableau II Coefficients d'accélération | 15 |
| Tableau II-2 : Les Prospection géotechnique du laboratoire..... | 18 |

Chapitre III : Etude hydrologique

| | |
|--|----|
| Tableau III- 1 classification de bassin en fonction de Kc..... | 29 |
| Tableau III -2 Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant..... | 31 |
| Tableau III-3 Résultats calculs altitudes..... | 34 |
| Tableau III - 5 La pente moyenne du bassin versant..... | 35 |
| Tableau III- 6 Les paramètres de calcul du I_p | 36 |
| Tableau III -7 classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief) | 37 |
| Tableau III- 8 Récapitulatif du temps de concentration | 44 |
| Tableau III- 9 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V | 45 |
| Tableau III -10 : les caractéristiques géographiques de la station de Sidi khaled..... | 46 |
| Tableau III-11 Températures annuelles à la station de Biskra | 46 |
| Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation | 47 |
| Tableau III-13 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration | 48 |
| Tableau III-14 : Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra..... | 49 |
| Tableau III - 15 : Humidités relatives moyennes enregistrées à la station de Biskra | 50 |
| Tableau III-16 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel | 50 |
| Tableau III-17 : Les résultats du test de Mood | 52 |
| Tableau III-18 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon | 53 |
| Tableau III-19: Ajustement à la loi de GUMBEL | 55 |
| Tableau III -20 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL.. | 56 |
| Tableau III -21 : Ajustement à la loi de GALTON | 57 |
| Tableau III -22 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON.. | 58 |
| Tableau III -23 : Les pluies maximales journalières fréquentielle..... | 58 |
| Tableau III -24 : pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences... | 59 |
| Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats des apports | 60 |
| Tableau III-26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen | 63 |
| Tableau III -27 : Récapitulatif des cv..... | 64 |
| Tableau III-28 : Les apports fréquentsiels | 66 |
| Tableau III -29 : La répartition mensuelle des apports | 67 |
| Tableau III -30: Récapitulatif des V_m | 68 |
| Tableau III- 31 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier | 69 |
| Tableau III-32: Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI..... | 72 |
| Tableau III-33 : Valeur de λ en fonction de Caractéristique bassin versant..... | 74 |
| Tableau III - 34: Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky..... | 74 |
| Tableau III- 35 : Résultats de calcul de la formule de Turraza | 74 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III- 36 Résultats de calcul de la formule de POSSENTI..... | 75 |
| Tableau III- 37 Récapitulatif des résultats de débit de crue..... | 75 |
| Tableau III-38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue | 78 |
| Tableau III -39 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue..... | 78 |
| . | |
| Tableau III- 40 : Les catégories des dommages..... | 80 |
| Tableau III- 41 : Choix de la crue de projet | 81 |
| Tableau III-42 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%..... | 83 |
| Tableau III- 43 : Répartition saisonnières des demandes | 83 |
| Tableau III- 44: Courbe topographiques et volumétriques..... | 84 |
| Tableau III- 45 : les résultats de calcul..... | 86 |
| Tableau III-46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³)..... | 88 |
| Tableau III-47: Calcul des pertes | 91 |
| Tableau III- 48: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³)..... | 92 |
| Tableau III- 49 : Données de départ..... | 96 |
| Tableau III-50 : Résultats des calculs avec les formules précédentes..... | 97 |
| Tableau III- 51 : Détermination de H _o et Q en fonction de b..... | 97 |
| Tableau III-52 : Débit déversant en fonction de H et b et V _c | 98 |
| Tableau III-53 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE..... | 99 |
| Tableau III- 54: Résultats de calcul de la revanche | 101 |
| Tableau III- 55 : Les résultats de calcul..... | 102 |
| Tableau III- 56 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes | 103 |
| Tableau III-57 : Coût de déversoir..... | 104 |
| Tableau III- 58 : Coût de coursier..... | 105 |
| Tableau III-59 : Coût Totale de la Retenue..... | 106 |
| Tableau III- 60: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage..... | 107 |

Chapitre IV : Etude de la variante

| | |
|---|-----|
| Tableau IV-1 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche..... | 113 |
| Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête..... | 114 |
| Tableau IV-3 : Valeurs indicatives des pentes des talus..... | 115 |
| Tableau IV-04 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids | 116 |
| Tableau IV-5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues..... | 117 |
| Tableau IV-6 : Valeur d'I _{adm} en fonction du type d'ouvrage..... | 119 |
| Tableau IV-7 : volume de recharg(Argile)..... | 123 |
| Tableau IV-8 : volume du sable..... | 123 |
| Tableau IV-9 : volume du gravier (homogène)..... | 124 |
| Tableau IV-10 : volume de Rip- Rap..... | 124 |
| Tableau IV -11 : Volume du Noyau..... | 125 |
| Tableau IV -12 : Volume de la recharge | 125 |
| Tableau IV -13 : Volume du Rip Rap (zonée)..... | 126 |
| Tableau IV -14: Volume du sable (zonée)..... | 126 |
| Tableau IV -15 : Volume du gravier (zonée)..... | 127 |

| | |
|---|-----|
| Tableau IV-16 : volume des recharges (Barrage en enrochement) | 128 |
| Tableau IV -17 : volume de béton | 128 |
| Tableau IV - 18 : Coûts des variantes étudiant..... | 129 |

Chapitre V : étude de la variante choisi

| | |
|---|-----|
| Tableau V-1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation..... | 132 |
| Tableau V-2 : Valeurs indicatives des pentes des talus..... | 133 |
| Tableau V-3 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids | 134 |
| Tableau V-4 :VEpaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues..... | 135 |
| Tableau V-5 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre..... | 140 |
| Tableau V- 6 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre..... | 141 |
| Tableau V- 7: Coordonnées de la ligne de saturation..... | 145 |
| Tableau V-8 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité..... | 148 |
| Tableau V-9 : Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus | 148 |
| Tableau V-10 : Caractéristiques géotechniques des sols..... | 149 |
| Tableau V-11: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas..... | 153 |

Chapitre VI : Ouvrages annexes

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.1 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres..... | 158 |
| Tableau VI-2 Coordonnée de profil..... | 166 |
| Tableau VI-3 : Données de calcul de coursier | 171 |
| Tableau VI- 4: Calcul de la ligne d'eau | 172 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| Tableau VII-1 : Types de chantier..... | 181 |
| Tableau VII-2: Symboles des opérations..... | 186 |
| Tableau VII-3 : Planning de travaux..... | 188 |
| Tableau VII- 4 : Diagramme de Gant..... | 190 |
| Tableau VII-5 : Récapitulatif du coût des travaux | 192 |

Chapitre VIII: Protection de travail

| | |
|---|-----|
| Tableau IX- 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation..... | 198 |
|---|-----|

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

| | |
|---|---|
| Figure I-1 : La région d'étude de la Retenue collinaire projeté El Besbes..... | 3 |
| Figure I-2 : Photo satellitaire de la situation de la retenue avec les axes..... | 4 |
| Figure I-3 : Plan de situation géographique de la cuvette avec le bassin versant..... | 5 |

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

| | |
|---|----|
| Figure II-1 : Vue globale du site proposé a partir de la rive droite | 9 |
| Figure II-2 : Extrait de la carte géologique de Biskra 1/ 500 00..... | 12 |
| Figure II-3: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 | 16 |

Chapitre III : Etude hydrologique

| | |
|---|-----|
| Figure III-1 : La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 00 | 28 |
| Figure III- 2 : Le rectangle équivalent..... | 30 |
| Figure III-3 : La courbe hypsométrique du bassin versant..... | 32 |
| Figure III-4 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle 1/50 000..... | 33 |
| Figure III-5 : Le réseau hydrographique du l'oued El - Besbes Echelle 1/50000..... | 40 |
| Figure III-6 : Profil en long d'oued El – Besbes..... | 41 |
| Figure III- 7 : la répartition mensuelle de la température en °C..... | 47 |
| Figure III- 8 : Répartition mensuelle de l'évaporation..... | 48 |
| Figure III-9 : la répartition mensuelle de l'évapotranspiration..... | 48 |
| Figure III-10 : Les pluies moyennes mensuelles en mm..... | 50 |
| Figure III-11 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL..... | 55 |
| Figure III-12: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON..... | 57 |
| Figure III-13: Comparaison entre les deux ajustements..... | 58 |
| Figure III -14: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences..... | 61 |
| Figure III-15: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences..... | 61 |
| Figure III- 16 – Répartition mensuelle de l'apport moyen..... | 64 |
| Figure III-17 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %..... | 79 |
| Figure III-18 : Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps ... | 81 |
| Figure III-19 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans..... | 82 |
| Figure III-20 : Courbe capacité – hauteur..... | 85 |
| Figure III-21 : Courbe Surface – hauteur..... | 85 |
| Figure III- 22: Courbe volumétrique $S = f(V)$ | 90 |
| Figure III-23: Courbes de $H = f(Q, q)$ | 98 |
| Figure III -24: Courbes de $(Q, q) = f(V)$ | 99 |
| Figure III-25: Courbe d'optimisation..... | 106 |

Chapitre IV : Etude des variantes

| | |
|---|-----|
| Figure IV-1 : Schéma explicatif d'un barrage homogène | 110 |
| Figure IV-2 : Schéma explicatif d'un barrage a Noyau..... | 111 |
| Figure IV-3 : Schéma explicatif d'un barrage a Masque en béton..... | 111 |

Chapitre V : Etude de la variante choisie

| | |
|--|-----|
| Figure V-1 : Schéma de ligne de saturation à travers le corps de la digue..... | 144 |
| Figure V-2 : Schéma qui illustre le principe de la méthode des tranches..... | 150 |

Chapitre VI : les ouvrages annexes

| | |
|---|-----|
| Figure VI-1 : courbe de tendance de la courbe surface-hauteur | 157 |
| Figure VI-2 : profil du déversoir..... | 166 |
| Figure VI- 3 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)..... | 173 |
| Figure VI.4 : Le bassin de dissipation de type II..... | 175 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| Figure VII-1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier..... | 189 |
| Figure VII-2 Réseau à nœud..... | 191 |

Chapitre XI : Protection et sécurité de travail

| | |
|---|-----|
| Figure IX-1 : organisation de la prévention des accidents du travail..... | 199 |
|---|-----|

Liste des planches

Planches N° 01: Plan de d'aménagement

Planches N° 03: Coupe géologique suivant l'axe du barrage

Planches N° 04: calcul de stabilité

Planches N° 05: calcul de stabilité

Planches N° 07: Profil en long de la vidange et prise d'eau

Planches N° 08: coupe transversal de la digue

Planches N° 09: Profil en long de l'évacuateur de crue

Introduction générale

Introduction

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et exactement la wilaya de Biskra est contrainte de mobiliser au maximum ses ressources en eau superficielles par la réalisation d'un nombre assez important des retenues collinaires sur son territoire.

En vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est "l'eau" pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation, la direction des ressources en eau de la Wilaya de Biskra a programmé de réaliser une retenue collinaire sur oued **El-Besbes** commune d'**El Besbes** qui se trouve dans une région toujours gravement déficitaire en eau où les périodes de pénurie sont très courantes.

L'objet de mon mémoire est l'étude d'une retenue collinaire sur l'oued El - Besbes à partir de sept chapitres sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité de la retenue. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique nous permet de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs à partir d'une étude hydrologique , ensuite on a un chapitre technico- économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va vérifier leur stabilité .

Puis on a la deuxième partie de ce mémoire qui est le dimensionnement des ouvrages annexes de cette retenue. En fin on se termine par deux chapitres, l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts, et le chapitre de la protection de travail pour assurer la protection de la santé et la capacité de travail des travailleurs.

Chapitre I :

Etude topographique

Introduction

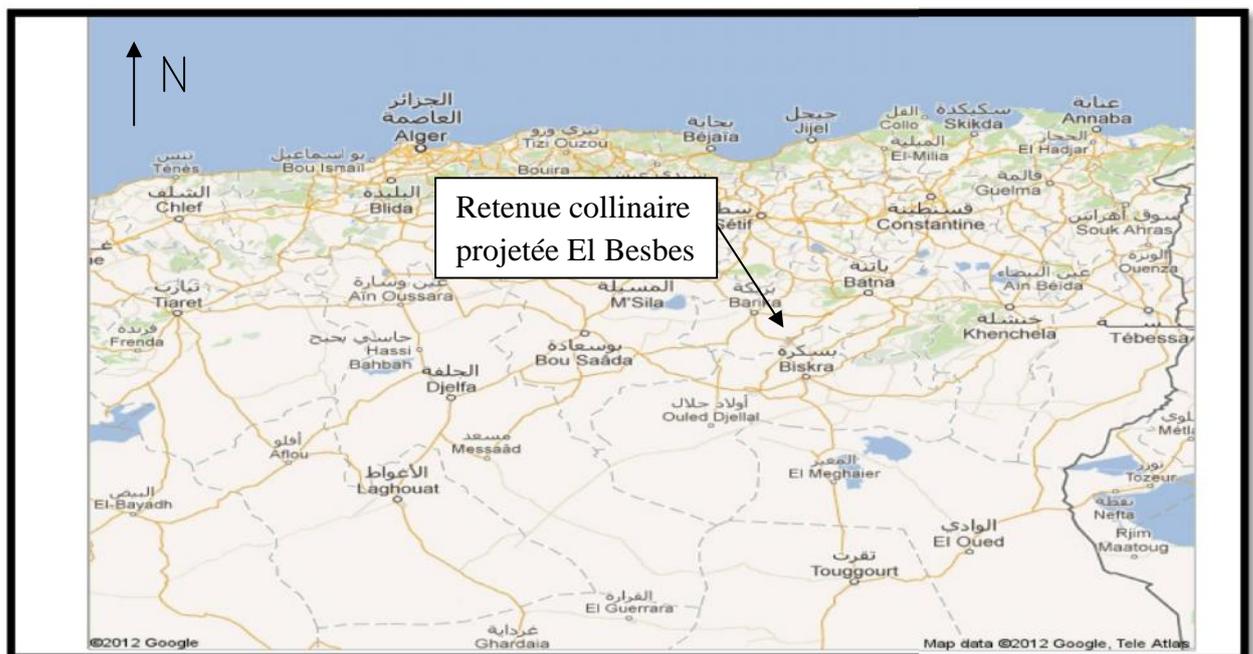
La retenue doit servir à soutenir le débit d'étiage et l'irrigation, le choix de ce site présente des conditions et des paramètres hydrologiques, topographiques, géologiques, géotechniques et hydrotechniques favorables pour l'implantation d'une petite retenue.

Dans ce premier chapitre, nous nous intéressons à l'étude topographique du site précisant le choix convenable de l'emplacement d'un barrage.

I-1 La présentation de la wilaya de Biskra

La wilaya de Biskra est localisée au sud-est algérien et s'étend sur une superficie de près de 2 167,20 km². Elle est délimitée :

- au nord par la wilaya de Batna;
- à l'est par la wilaya de Khenchela ;
- au nord-ouest par la wilaya de M'Sila;
- à l'ouest par la wilaya de Djelfa;
- au sud-est par la wilaya d'El Oued;
- au sud par la wilaya d'Ouargla ;



Source : Map ; Google

Figure I-1 : La région d'étude de la Retenue collinaire projeté El Besbes

I-2 Situation géographique de la retenue

La zone d'étude est entièrement circonscrite dans la wilaya de Biskra, Daïra de **Sidi-Khaled**, commune d'**El-Besbes**. Cette région est toujours gravement déficitaire en eau où les périodes de pénurie sont très courantes .

La commune d'**El-Besbes** est située à **125 Km** par rapport au chef-lieu de la Wilaya, elle est délimitée par :

- Au nord par la commune de **Sidi Khaled** et **Ouled Djellal**.
- A l'est par la commune d'**Oum Tiour**.
- Au sud-ouest par la commune de **Ras El-Miaad**.

Notre site se trouve à environ **4.5 Km** au sud-ouest de la localité d'**El-Besbes** et à **28 km** au sud de Sidi Khaled dans la wilaya de **Biskra** à la frontière de la wilaya de **Djelfa**.



Source : Google earth

Figure I-2 : Photo satellitaire de la situation de la retenue avec les axes

Echelle 1/50 0000

I- 3 Le bassin versant

Le site est accessible par le chemin de Wilaya CW N° 04 reliant Sidi Khaled-Besbes , suivi par une piste agricole d'accès sur environ 4.5 km jusqu'au lit mineur de l'Oued et de la cuvette de la retenue.

Le bassin de versant est déterminé à partir de la délimitation par le logiciel de Map info et d'après la carte d'état-major **DHAIAT BEN ZOUBIR NI-31-XVII-8- Est** Echelle **1/50 000** et la carte d'état-major **DHAIAT BEN ZOUBIR NI-31-XVII-8- Ouest** Echelle **1/50 000**. Le site de la retenue dont les coordonnées de projection et quadrillage U.T.M Fuseau31 présentées ci-dessous :

X =680007.00 m N.G.A

Y= 3777833.50 m N.G.A

Z = 326.40 m N.G.A

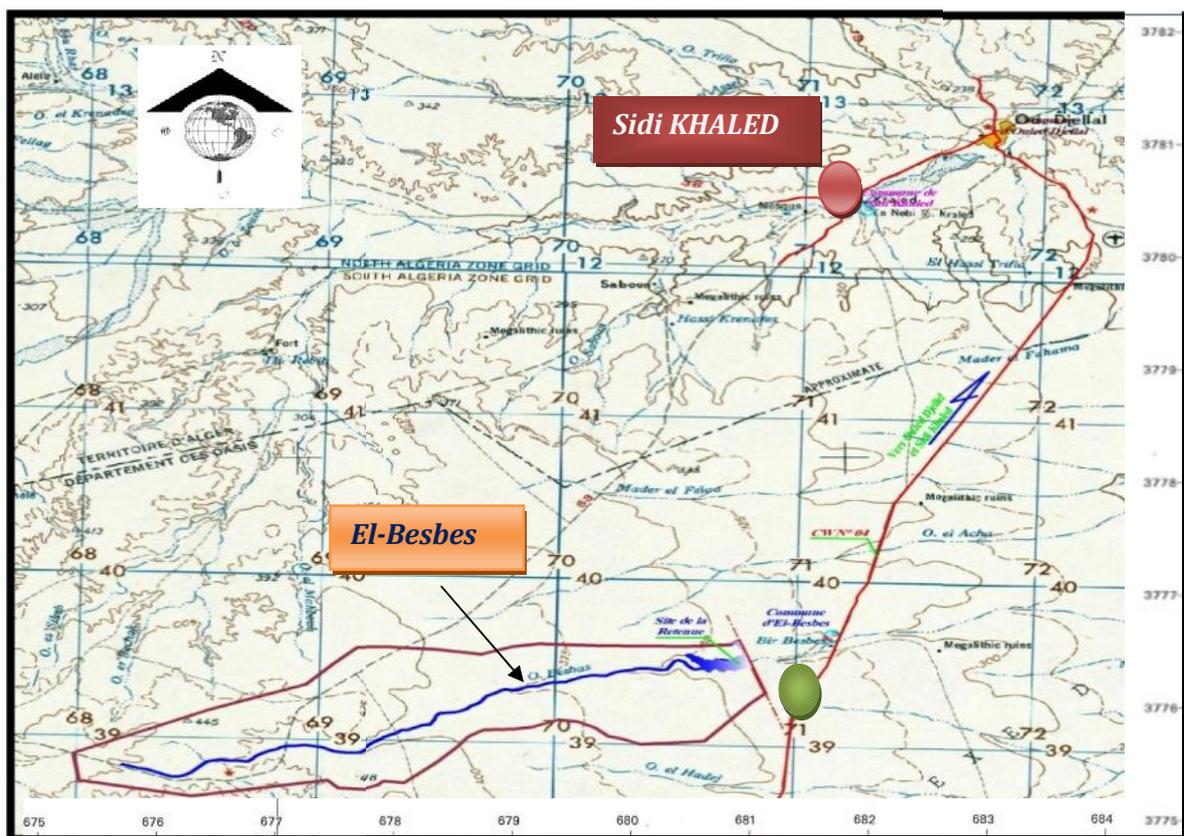


Figure I-3 : Plan de situation géographique de la cuvette avec le bassin versant

Echelle 1/50 000

I-4 Le choix du site :

L'axe de la digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologiques, topographique, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction.

Donc l'emplacement de l'axe de future de la retenue sur oued **El Besbes** fait sur un plan topographique et aussi beaucoup plus géologique et géotechnique qui doit être en convenance à l'emplacement des ouvrages annexes , et les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives et aussi le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues .

Vue la potentialité agricole de la zone d'étude, la future retenue collinaire sur oued **El-Besbes** sera destinée à l'irrigation gravitaire des périmètres agricoles en aval, ainsi que pour l'abreuvement des cheptels.

Conclusion :

D'après ces informations sur le site de la future retenue nous constatons d'une façon générale que le site de la retenue sur oued El Besbes de la commune d'El Besbes de la wilaya de Biskra est faisable du point de vue topographique dont aucun risque particulier n'est à craindre.

Chapitre II:
Etude géologique
technique

II-1 Etude géologique

Introduction

Les visites de terrain ont permis d'avoir une première idée sur la nature géologique des affleurements du bassin versant, l'étanchéité du site et de la cuvette, la nature probable des fondations de la digue et la possibilité de trouver des matériaux d'emprunt.

Cet aperçu géologique doit être suivi par un aperçu hydrologique, ces deux aspects conditionnent le prédimensionnement des ouvrages et les types de variantes.

Donc le présent rapport décrit sommairement la géologie et les conditions géotechniques du site, il s'appuie sur les explorations de terrain, les cartes géologiques et les monographies régionales.

II -1.1 Description du site de la retenue

Le site proposé pour la future retenue **El- Besbes** est caractérisé par une assez importante distance entre les rives qui se présentent sous forme de talus avec des pentes très faibles. Les affleurements se limitent à des poudingues Pliocènes matrice de couleur marron claire en rive droite, très affectés par la thermoclastie où il est difficile d'identifier la géométrie des couches ainsi qu'une croûte gypseuse développée en rive gauche se trouvant souvent sous des sédiments récents.

Le reste du site est couvert par des formations quaternaires constituées d'alluvions sableuses et argileuses bien visibles au niveau du lit de l'oued. En termes de faisabilité géologique, nous pensons que le site peut assurer la fonction d'étanchéité et de stabilité à condition de bien ancrer la digue dans le terrain en veillant à ce que les croûtes calcaire-gypseuses soit bien délimiter sur terrain. Un traitement spécial doit être réservé à ces croûtes au niveau de la fondation. Les reconnaissances permettront de tracer une image synthétique de la géométrie de la fondation, ainsi une meilleure approche sera donnée pour la solution finale. On ne remarque pas dans le site des signes d'une activité tectonique cassante intense.

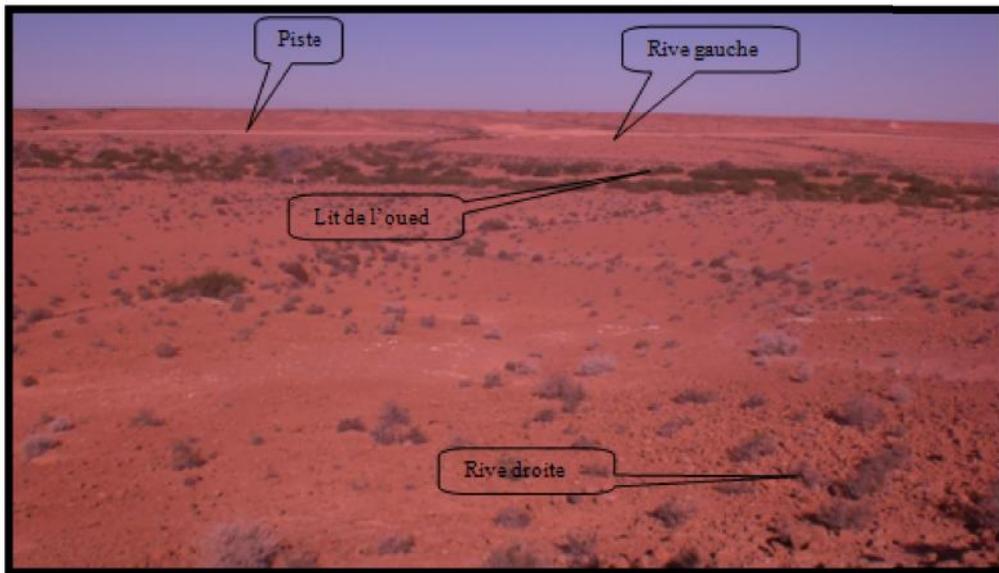


Figure II .1 : Vue générale du site proposé à partir de la rive droite

II -1.2 Géologie régionale

Nous traitons dans ce qui suit les affleurements allant du sud de la ville de Biskra jusqu'au site proposé **d'El -besbes** passant par **sidi khaled** et **Ouled djellal** . Cette zone est couverte par la carte géologique de BISKRA aux 500 000^{ième} .

La région d'étude constitue essentiellement de terrains appartenant au crétacé supérieur et au moins par des terrains du tertiaire avec l'affleurement de Trias par endroit.

➤ **Trias**

Le Trias constitue les plus anciennes formations reconnues dans la région. Il se rencontre en position stratigraphique anormale ou éjecté au sein des séries encaissantes à la faveur des cassures. Il est formé d'argiles (bariolées ou violettes) gypsifères et salifères à cristaux d'aragonite, d'anhydrite, de quartz bipyramide ou encore d'hématite dus à des transformations secondaires et englobant des amas de roches diverses de l'ensemble de la couverture post-triasique.

➤ **Cénomanién**

Il est représenté par une épaisse série marine, avoisinant les 700 m d'épaisseur, marno-calcaire à sa base et marneuse à son sommet. Dans la partie occidentale de l'Aurès il est formé d'alternances de calcaires gris jaunâtres à violacés, de marnes et de calcaires marneux.

➤ **Turonien**

Il est formé de récifs et de calcaires à rudistes, polypiers et algues calcaires (100 à 300 m), alors que dans les zones axiales, il est surtout représenté par des marnes et des calcaires à céphalopodes et échinidés (600 à 800 m).

➤ **Coniacien**

Le coniacien correspond à une puissante formation à dominance marneuse avec des rares et minces intercalations calcaires.

➤ **Santonien**

Le Santonien comporte des alternances, sur plusieurs centaines de mètres d'épaisseurs, de marnes grises et de calcaires à silex et incérâmes. Une barre calcaire, formant un niveau repère sur le pourtour du djebel Metlili. On retiendra, par ailleurs, la présence de quelques intercalations gypseuses très peu épaisses, ainsi que celle de granule glauconie au sein de certains bancs carbonatés. Enfin, on peut récolter de nombreux Oursins et lamellibranches, ainsi que quelques Ammonites et des Incérâmes.

➤ **Campanien, Maastrichtien inférieur**

Une très puissante formation à dominance marneuse comporte quelques passées gypseuses ou carbonatées.

La macrofaune est abondante mais peu variée : Lumachelles d'Huitres, Oursins, Incérâmes et Coraux. La microfaune est essentiellement constituée d'Ostracodes et foraminifères.

➤ **Maastrichtien supérieur**

Le crétacé se termine par des calcaires massifs, il s'agit de faciès zoogénies à bryozoaires, algues, Inocérâmes et Coraux.

➤ **Paléocène**

L'éocène correspond pour l'essentiel à une formation calcaro-marneuse qui comporte parfois de fines passées argilo-gréso-conglomératiques ou gypseuses. La plupart des niveaux carbonatés sont fossilifères et fournissent des Gastéropodes, des lamellibranches et des Miliolidés, quelques bancs renferment des Alvéolines.

➤ **Miocène**

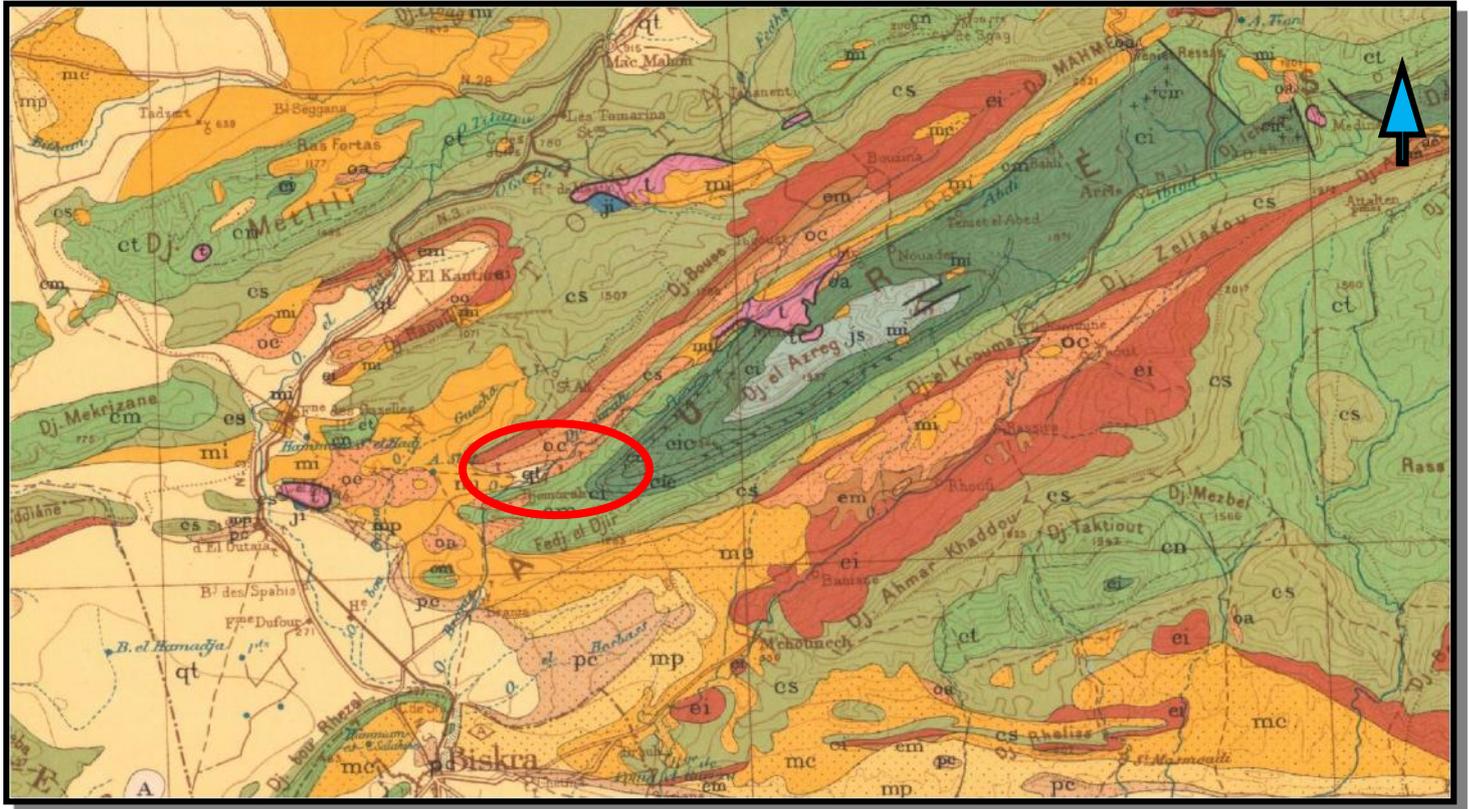
Le miocène débute souvent par de puissantes séries conglomératiques reposant en discordance nette sur les terrains plus anciens. Dont la base de ces formations généralement rougeâtres et à ciment gréseux, correspond à des dépôts continentaux, surmontée par une puissante série de marnes gris violacé, renferment une microfaune d'âge langhien à Tortonien.

La série Miocène se termine par des marnes brunes ou rougeâtres, dans le bassin d'El – Besbes les marnes deviennent très gypseuses.

➤ Quaternaire

Les terrains quaternaires sont très répandus dans la région, ces formations sont caractérisées par des conglomérats épais, des graviers-sableux et éventuellement des limons sableux contenant des galets de gravier, des alluvions sableuses et caillouteuses des lits des oueds .

Le quaternaire moyen est représenté par des alluvions sableuses et argileuses dans toutes les grandes plaines, vers l'oued Biskra. La terrasse du quaternaire ancien est bien développée elle est formée exclusivement par des poudingues aux alentours des montagnes.



| | | |
|-----------------|---|--|
| A | Alluvions actuelles: lavas, marécages, dunes, chotts, sebkhias, timons et essarts gypseux salines | |
| D | Dunes récentes | |
| qt | Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses | |
| qm | Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les recouvrent | |
| qC | Calabrien: grès marins et formations dunaires associées | |
| qV | Villafranchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges | |
| pv | Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV) | |
| pc | Pliocène continental: poudingues, calcaires lacustres | |
| P | Pliocène marin: conglomérats, marnes bleues, marnes, grès et formations dunaires subordonnées | |
| mp | Pontien (localement équivalent du mc) | |
| ms | Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Trifolite, marne à gypse | |
| mm | Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles | |
| mc | Miocène continental antépontien | |
| mi | Miocène inférieur marin (Burdigalien) | |
| oa | Aquitainien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien) | |
| oc | Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Éocène sup. continental) | |
| o | Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur) | |
| em | Éocène moyen marin | |
| m | Éocène moyen et inférieur continental | |
| ei | Éocène inférieur marin | |
| cs | Crétacé supérieur marin | |
| csc | Crétacé supérieur continental | |
| esm | Crétacé supérieur marin non subdivisé | |
| em | Crétacé moyen (marin ou lagunaire) | |
| en | divisé essentiellement en et Turcomien et Cénomaniens | |
| c | Crétacé marin non subdivisé | |
| ci | Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien) | |
| eic | Crétacé et Jurassique non séparés | |
| ei | Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien) | |
| eip | Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien) | |
| eic | Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien) | |
| je | Jurassique supérieur et moyen | |
| js ₃ | Portlandien et Kimmeridgien (pouvant inclure localement le Berriasien) | |
| jms | Jurassique supérieur et moyen marins non séparés | |
| js ₂ | Lusitanien | |
| js ₁ | Oxfordien et Callovien | |
| jm | Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur) | |
| ji | Jurassique inférieur marin | |
| ja ₃ | Aalénien et Toarcien | |
| ja ₂ | Domérien et Pliensbachien | |
| ji | Lotharingien à Rhétien | |
| L | Trias marin ou lagunaire | |

Figure II.2 : Extrait de la carte géologique de Biskra 1/ 500 00

II-1.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant

Le bassin versant drainant les eaux qui vont être mobilisé par la retenue en cours d'étude est constitué par une couverture quaternaire meuble, il s'agit essentiellement d'alluvions à dominance sableuse. Sur les hauteurs affleurent des poudingues Pliocènes.

Entre le lit de l'oued et ces affleurements, on note la présence d'une couche d'argile graveleuse qui laisse apparaître par endroit une croute gypseuse. La présence de la végétation au niveau du lit de l'oued indique probablement la présence d'une nappe phréatique dans la couche alluvionnaire.

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette) et la description lithologique des faciès rencontrés et l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette.

La région où se situe le site de la future retenue collinaire est caractérisé par la prédominance des terrains d'âge éocène et oligocène principalement des marnes jaunes et des calcaires parfois gréseux.

Plus particulièrement au niveau de notre cuvette :

- Les deux rives montrent des affleurements de marnes jaunâtres très fermes à peu compactes alternées avec des calcaires parfois gréseux très compacts, avec des blocs effondrés.
- Le fond de vallée de la présente retenue collinaire est rempli par des dépôts détritiques, d'épaisseur importante localement, constitués d'éléments généralement grossiers qui sont des sables, graviers, cailloux et blocs de forme arrondie et de nature calcareuse et siliceuse, dans une matrice faiblement argilo-limoneuse. Ce sont des dépôts alluvionnaires en terrasses successives issus de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).

II-1.4 Géologie de la cuvette

La surface de la cuvette qui va être mise à l'eau est constituée de terrasses de l'oued constituées par une alternance de marnes argileuses jaunâtres plus ou moins indurées et de calcaires gréseux d'âge Néogène.

II-1.5 Géologie de l'assiette de la digue

Au niveau de l'axe de l'emprise de la digue la géologie est identique à la description précédente. Les alluvions meubles couvrent la zone centrale et au niveau des rives affleurent des argiles graveleux.

II-1.6 Hydrogéologie de la cuvette**➤ Perméabilité**

Les marnes constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés) sont perméables.

➤ Étanchéité

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est garantie par les marnes argileuses jaunâtres en abondance jouant donc le rôle d'un tapis d'étanchéité (10^{-10} m/s). Cependant sur la rive gauche une clé d'encaissement de la digue d'environ 3 m est nécessaire et l'étanchéité sera complétée par un masque de géotextile – géomembrane couvrant les quelques affleurements calcaires susceptibles de former un exutoire pour les eaux stockées.

II -1.7 Hydrogéologie de la zone de la digue

Nous n'avons pas rencontré durant nos investigations des sources au niveau du site. L'oued ainsi que la terrasse très perméable qui y est associée se trouvent à sec.

II - 1.8 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes**✓ Corps de la digue**

Au fond de la vallée, la digue sera fondée dans les marnes argileuses jaunâtres.

✓ Évacuateur de crue

Implanté sur la rive droite, le déversoir des crues doit être également fondé jusqu'au substratum marneux.

✓ La prise d'eau et la vidange de fond

Placées au fond de la vallée de la retenue, elles seront fondées dans les marnes.

II-1.9 Stabilité des versants de la cuvette

Les versants de la cuvette sont d'une pente très faible et donc stables au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain (levé géologique de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II-1.10 Matériaux de construction

Un ravinement provoqué par le ruissellement des eaux de pluie est visible au niveau de la rive droite il laisse apparaître des formations argileuses qui peuvent être utilisées pour la recharge de la digue. Une étude poussée doit être entreprise sur ce gisement pour une caractérisation qualitative et quantitative.

✓ Matériaux d'étanchéité

Le remblai destiné au noyau d'étanchéité sera exploité à partir d'un mélange des argiles limoneuses de la 1^{ère} terrasse alluviale à hauteur de 40% et des marnes argileuses de la zone d'emprunt à hauteur de 60%.

✓ Matériaux de recharge

La recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des alluvions de la 2^{ème} terrasse alluviale qui se trouve dans la cuvette de la retenue collinaire.

✓ Matériaux pour Filtres, drains et transitions

Ils seront exploités à partir des carrières qui se trouvent dans la région. Cependant la protection du parement amont de la digue sera assurée par un masque en géomembrane – géotextile.

✓ Matériaux pour Rip-Rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200 mm et 300 mm qui se trouvent sur site.

II-1.11 Sismicité de la région

Selon la classification de Le R.P.A 88 (Règles Parasismiques Algériennes), Le site de la retenue collinaire **El-Besbes** commune d'El Besbes wilaya de Biskra est situé dans la **zone 1**, elle est considérée comme une zone de sismicité faible avec un coefficient d'accélération de 0,07 à 0,15 .

Tableau II-1 : Coefficients d'accélération

| Groupe | Zone I | Zone II-a | Zone II-b | Zone III | 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 |

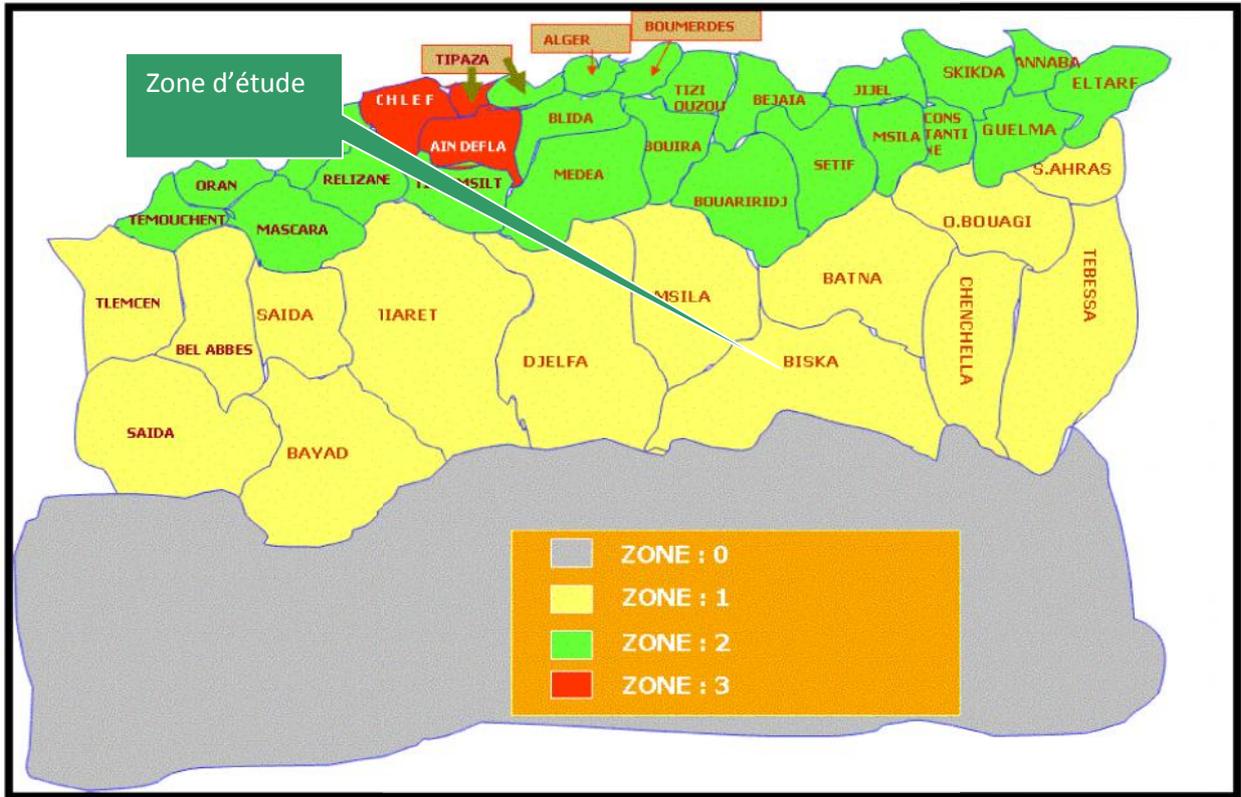


Figure II-2: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

Conclusion

Les données géologiques et hydrogéologiques évoquées aux chapitres antérieurs, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité du site et son assiette est assurée par les marnes jaunes du substratum. Cependant nous notons l'existence d'un exutoire probable au niveau d'un affleurement de calcaires gréseux sur la rive droite en amont de la digue à la confluence d'un petit cours d'eau, ce problème sera corrigé par la mise en place d'un tapis d'argile marneuse après correction de la surface de cet affleurement.

Aussi pour assurer l'étanchéité de la rive gauche, un masque en géosynthétiques sera mis en place au niveau des affleurements calcaires. Les dimensions de ce masque seront établies par rapport au niveau normal de la retenue.

Les matériaux du noyau d'argile sont disponibles au niveau de l'assiette du projet et ses proximités immédiates, ce noyau sera composé d'un mélange à 40% d'argile de la terrasse alluviale et 60% des argiles marneuses de la zone d'emprunt.

Les matériaux de recharge seront exploités à partir des alluvions des terrasses alluviales situées en amont de l'axe de la digue.

Les matériaux pour les drains ; filtres et transitions seront exploités des carrières environnantes.

Notre site du point de vue géologiques et hydrogéologiques du site étudié est favorable pour la réalisation de la retenue collinaire avec une digue à noyau d'argile sur oued **El –Besbes** commune El –Besbes – Wilaya de BISKRA.

II-2 Etude géotechnique

Introduction

Le présent rapport qui fait par le bureau d'étude au laboratoire de l'habitat et de la construction Sud (**L.H.C.SUD**) - unité de **Batna** , traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire d'El besbes , basée essentiellement sur des visites sur site durant lesquelles on a tracé un programme des travaux de terrain (exécution des sondages carottiers avec des prélèvements des échantillons des différentes formations rencontrées) et d'effectuer des essais physiques et analyses chimiques au laboratoire.

II-2.1 Prospection géotechnique de terrain

Campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouilles d'une profondeur moyenne de trois 3.0 m , en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts), avec prélèvements d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminer la structure géomécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

II-2. 2 Prospection géotechnique du laboratoire

Tableau II.2 : Les Prospection géotechnique du laboratoire

| Le type des essais | L'essai | Le nombre d'essai |
|----------------------------------|--|-------------------|
| Physique | Teneur en eau naturelle (W_n) | 04 |
| | Densité sèche (\gg_d) | 04 |
| | Degré de saturation (S_r) | 04 |
| | Essais Limite de liquidité (W_l) | 04 |
| | Indice de plasticité (I_p) | 04 |
| | Granulométrie | 04 |
| | Sédimentométrie | 04 |
| mécaniques | Essai œdométrique | 03 |
| Cisaillement rectiligne | Cohésion (C_u). | 03 |
| | Angle de frottement (ϕ_u) | 03 |
| Compactage selon Proctor normal | Teneur en eau maximale(W_{max}) | 04 |
| | Densité sèche optimale (\gg_{dopt}) | 04 |
| | Densité sèche optimal($\gg_{dopt\cdot95\%}$) | 04 |
| Analyse chimique sommaire du sol | Teneur en carbonate($CaCO_3$) | 04 |
| | Teneur en MO | 04 |
| | Teneur en gypses ($CaSO_4\cdot2H_2O$) | 04 |
| | Teneur en chlorures | 04 |

- ✓ **Essais physiques d'identification et de classification:** ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (normes Afnor).
- ✓ **Essais de cisaillement rectiligne:** ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.
- ✓ **Essais de compactage:** Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

II-2-3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

II-2-3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :

II-2-3.1.1 Terrasses alluviales :

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sur une épaisseur de l'ordre de 3 m. Ils sont représentés par des terrasses alluviales successives avec des granulométries variables selon la position de la terrasse par rapport au lit d'oued. Elles sont essentiellement formées d'éléments grossiers, blocs, cailloux, graves, sables et limons argileux. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du bassin versant de la dite retenue collinaire

Ils constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable marneux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

II-2-3.1.2 Marnes argileuses jaunes

Elles constituent le terrain d'assise et de fondation de la digue, rencontrées sur les deux rives sous une faible épaisseur d'alluvions d'oued.

Ce faciès argileux présente les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

➤ Essais physiques d'identification et de classification :

| | |
|--|----------------|
| Teneur en eau naturelle (W_n)..... | 8.13 – 10.6 % |
| Limite de liquidité (W_l) | 48.8 – 57.88 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 27.25 – 29.3 % |
| Indice de plasticité (I_p)..... | 21.56 – 28.58 |

D'après ces résultats, le type de sols est classé dans des argiles peu plastiques à très plastiques de type A_p et A_t .

✓ **Essai œdométrique :**

| | |
|-------------------------------------|------------|
| Coefficient de compressibilité..... | 1.99-3.32% |
| Coefficient de gonflement..... | 0.39-0.78% |

✓ **Perméabilité**

| | |
|-------------------------|----------------|
| - Perméabilité (K)..... | 10^{-11} m/s |
|-------------------------|----------------|

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

| | |
|---------------------------------------|-----------------|
| Cohésion (C_u) | 0.32 – 0.81 bar |
| Angle de frottement (ϕ_u)..... | 19° - 28° |
| Cohésion (C') | 0.2 – 0.5 bar |
| Angle de frottement (ϕ')..... | 17° - 23° |

✓ **Compactage selon Proctor normal**

| | |
|---|----------------------------|
| Teneur en eau optimale (W_{opt})..... | 16.3 – 14.54 % |
| Densité sèche optimale (ρ_{dopt})..... | 1.65-1.71 t/m ³ |

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

| | |
|---|---------------|
| Teneur en chlorures | 0.07 - 0.18 % |
| Teneur en carbonate($CaCO_3$)..... | 33 - 43 % |
| Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) | traces |
| Teneur en MO..... | traces |
| Capacité portante du terrain..... | 6.2bar |

II-2-3.2 Matériaux de construction de la digue

II-2-3.2.1 Matériaux d'étanchéité de la digue

Ces matériaux seront obtenus par mélange de deux formations distinctes :

❖ **Les argiles des la 1^{ère} terrasse alluviale (40% du volume)**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

| | |
|--|--------|
| Teneur en eau naturelle (W_n)..... | 8.13 % |
| Limite de liquidité (W_l)..... | 48.8 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 27. % |
| Indice de plasticité (I_p) | 21.56% |

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Essai œdométrique**

-Coefficient de compressibilité.....3.32%
 -coefficient de gonflement.....0.78%

✓ **Perméabilité**

Perméabilité (K)..... 10^{-11} m/s

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion (C_u)0.32 bar
 Angle de frottement (ϕ_u).....19°
 Cohésion (C') 0.2 bar
 Angle de frottement (ϕ').....17°

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale (W_{opt})..... 16.3 %
 Densité sèche optimale (ρ_{dopt}).....1.65 t/m³

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures 0.07 %
 Teneur en carbonate($CaCO_3$).....33 %
 Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)traces
 Teneur en MO.....traces
 Capacité portante du terrain.....6.2 bars

❖ **Les marnes argileuses de la zone d'emprunt (60% du volume)**

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle (W_n)..... 33.05 %
 Limite de liquidité (W_L).....43.01 %
 Limite de plasticité (W_p)..... 26.49 %
 Indice de plasticité (I_p).....16.52 %

➤ **Essais mécanique**

✓ **Essai œdométrique**

Coefficient de compressibilité.....2.33%
 Coefficient de gonflement.....0.55%

✓ **Perméabilité**

- Perméabilité (K)..... 10^{-10} m/s

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion (C_u)0.03 bar
 Angle de frottement (ϕ_u)..... 35°
 Cohésion (C') 0.01 bar
 Angle de frottement (ϕ')..... 35°

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale (W_{opt})..... 14.3 %
 Densité sèche optimale (ρ_{dopt})..... 1.81 t/m³

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures 0.11%
 Teneur en carbonate($CaCO_3$).....58 %
 Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)traces
 Teneur en MO.....traces
 Capacité portante du terrain.....6.2 bars

II-2-3.3 Matériaux de recharge de la digue :

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle (W_n)..... 6.82%
 Limite de liquidité (W_L)46.63 %
 Limite de plasticité (W_p) 28.32 %
 Indice de plasticité (I_p) 18.3 %

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Perméabilité**

Perméabilité (K)..... 10^{-10} m/s

✓ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Non applicable vu la nature pulvérulente de l'échantillon.

✓ **Compactage selon Proctor normal**

Teneur en eau optimale (W_{opt})..... 14 %
 Densité sèche maximal ($\gamma_{d\ max}$)..... 1.8 t/m³

✓ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en chlorures 0.08 %
 Teneur en carbonate($CaCO_3$).....57 %
 Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)traces
 Teneur en MO.....traces

II-2-3.4 Matériaux d'encrochement (R i p – R a p)

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire.

Leurs propriétés géotechniques sont les suivantes :

Poids spécifique des grains (γ_s) 2,0 -2,5 t/m³
 Micro-Deval à l'eau (**M.D.E**).....< 40 %
 Los Angeles (**L.A**).....35 %
 Résistance à la compression simple (R_c).....50-150 Mpa
 Résistance à la compression simple de saturation (R_{csat})..... 40-130 Mpa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

II-2-4 Caractéristiques géotechniques proposées pour la calcul de stabilité de la digue

II-2-4.1 marnes jaunes

Capacité portante (R_{dt})..... 6.2 bar
 Module de déformation (E.)6,0 Mpa
 Coefficient de poisson (μ).....0,40
 Coefficient de young (S).....0,37

II-2-4.2 Matériaux de construction de la digue :

II-2-4.2.1 Matériaux d'étanchéité :

| | |
|---|------------------------|
| Teneur en eau naturelle (W_n)..... | 24 % |
| Densité sèche (\gg_d)..... | 1.6 t/m ³ |
| Densité humide (\gg_h)..... | 1.8 t/m ³ |
| Densité de saturation (\gg_{sat})..... | 1.8 t/m ³ |
| Degré de saturation (S_r)..... | 55 % |
| Limite de liquidité (W_l)..... | 45 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 26 % |
| Indice de plasticité (I_p)..... | 18 % |
| Perméabilité (K)..... | 10 ⁻¹⁰ cm/s |
| Coefficient de compressibilité..... | 3 % |
| Coefficient de gonflement..... | 0.7 % |
| Cohésion (C_u) | 0.2 bar |
| Angle de frottement (\emptyset_u)..... | 25 ° |
| Cohésion (C') | 15 Kpa |
| Angle de frottement (\emptyset')..... | 20 ° |
| Teneur en eau optimale(W_{opt})..... | 14 % |
| Densité sèche optimale ($\gg_{dopt+95\%}$)..... | 1.75 T/m ³ |
| Teneur en Insolubles..... | traces |
| Teneur en carbonate($CaCO_3$)..... | 50 % |
| Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) | traces |

II-2-4.2.2 Matériaux de recharge

➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

| | |
|--|------|
| Teneur en eau naturelle (W_n)..... | 7 % |
| Limite de liquidité (W_l)..... | 45 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 28 % |
| Indice de plasticité (I_p)..... | 18 % |

➤ **Essais mécaniques**

✓ **Perméabilité**

| | |
|---------------------------|----------------------|
| Perméabilité (K)..... | 10 ⁻⁷ m/s |
|---------------------------|----------------------|

✓ **Compactage selon Proctor normal**

| | |
|--|---------|
| Teneur en eau optimale (W_{opt})..... | 14 % |
| Densité sèche optimale (\gg_{dopt})..... | 1.8 t/m |

Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les marnes argileuses jaunes de l'éocène qui dominent le substratum de la cuvette.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux, nous oblige à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les marnes jaunes du substratum.

Les matériaux argileux de construction de la digue seront exploités par mélange des formations rencontrés sur la terrasse alluviale et la zone d'emprunt dans les proportions expliquées dans ce rapport. Tandis que les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et se trouvant aux fonds de vallées.

On peut conclure que sous réserves de l'observation stricte des recommandations du présent rapport géologique et géotechnique, les conditions sont favorables pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre zonée sur le site de la retenue collinaire sur Oued **EL – Besbes** commune El – Besbes - Wilaya de Biskra.

Chapitre III:

Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued **El Besbes** tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalemment seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera la première partie de ce chapitre.

Le deuxième concernera l'étude de la régularisation et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes.

III-1 Paramètres morphologiques de bassin versant

La délimitation du bassin versant d'Oued **El Besbes** a été faite à partir des cartes d'état - major 1/50000 **DHAIAT BEN ZOUBIR NI-31-XVII-8-Est** et **DHAIAT BEN ZOUBIR NI-31-XVII-8- Ouest** Echelle **1/50 000** à l'aide du logiciel Mapinfo Professionnel™ 8.0, aussi quelques paramètres physiographiques et morphologiques ont été déterminés à l'aide du même logiciel.

III -1.1 Paramètres géométriques

➤ **Surface :**

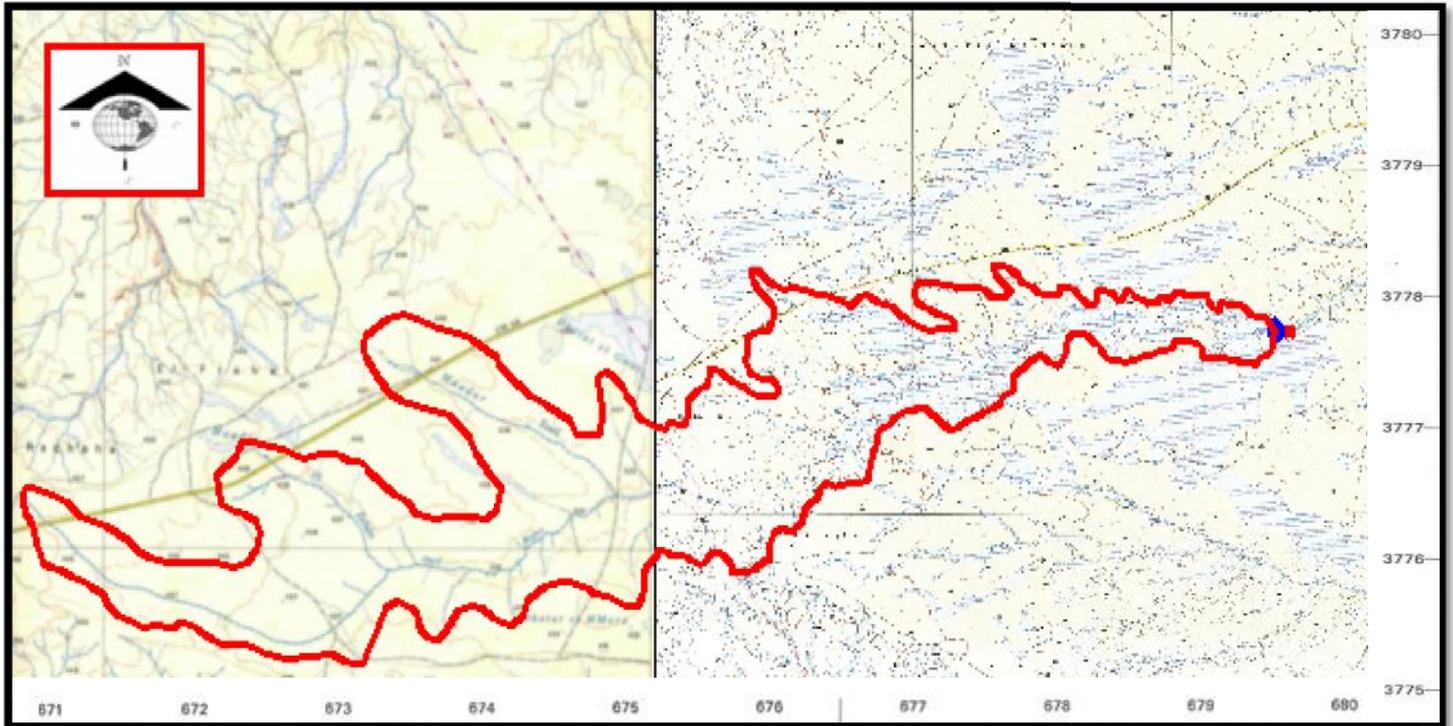
A l'aide du logiciel Mapinfo ont obtenu la surface :

$$S = 140.44 \text{ Km}^2$$

➤ **Périmètre :**

C'est la longueur qui entoure le bassin et elle est déterminée à l'aide du logiciel Mapinfo :

$$P = 115.58 \text{ Km}$$



Légende :

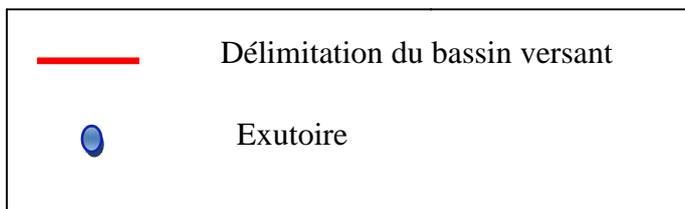


Figure III-1 : La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000

III - 1.2 Paramètres de forme

A) Indice de compacité de Gravellius K_c

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Donc la forme est indiquée par l'indice de compacité K_c 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 seront courts. Et elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_c = \frac{P}{2A} = 0.282 \frac{P}{S} \dots\dots\dots \text{III- 1}$$

Avec : S:surface du B.V(Km²)

P: périmètre du B.V (km)

A.N : $K_c = 0.282 \frac{115.58}{140.44} = 2.75$

| |
|--------------|
| $K_c = 2.75$ |
|--------------|

Tableau III- 1 : classification de bassin en fonction de **Kc**

| | | |
|------------------------------|-------------------------|--------------------|
| Kc < 1,25 | Bassin compact | Réponse rapide |
| 1,25 < Kc < 1,5 | Bassin de forme moyenne | Réponse moyenne |
| Kc > 1,5 | Bassin plutôt allongé | Réponse plus lente |

On a d’après ce tableau $K_c > 1.5$ donc le bassin versant est **plutôt allongé**.

B) Coefficient d’allongement

$$C a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots \text{III- 2}$$

L : longueur du talweg principal L = 16.26km

S: surface du B.V (Km²)S= 140.44 km²

A.N:

$$C a = \frac{16.26^2}{140.44} = 1.88$$

| |
|--------------|
| $C a = 1.88$ |
|--------------|

C) Les dimensions du 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’influence de la forme sur l’écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$L = \frac{K_c \bar{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2} \right] \dots\dots\dots \text{III-3}$$

$$l = \frac{K_c \bar{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2} \right] \dots\dots\dots \text{III-4}$$

Avec :

- L : longueur du rectangle équivalent en km ;
- l : largeur du rectangle équivalent en km ;
- K_c : Indice de compacité ; S : surface du B.V en km²

AN : L = 55.67km l = 2.52 km

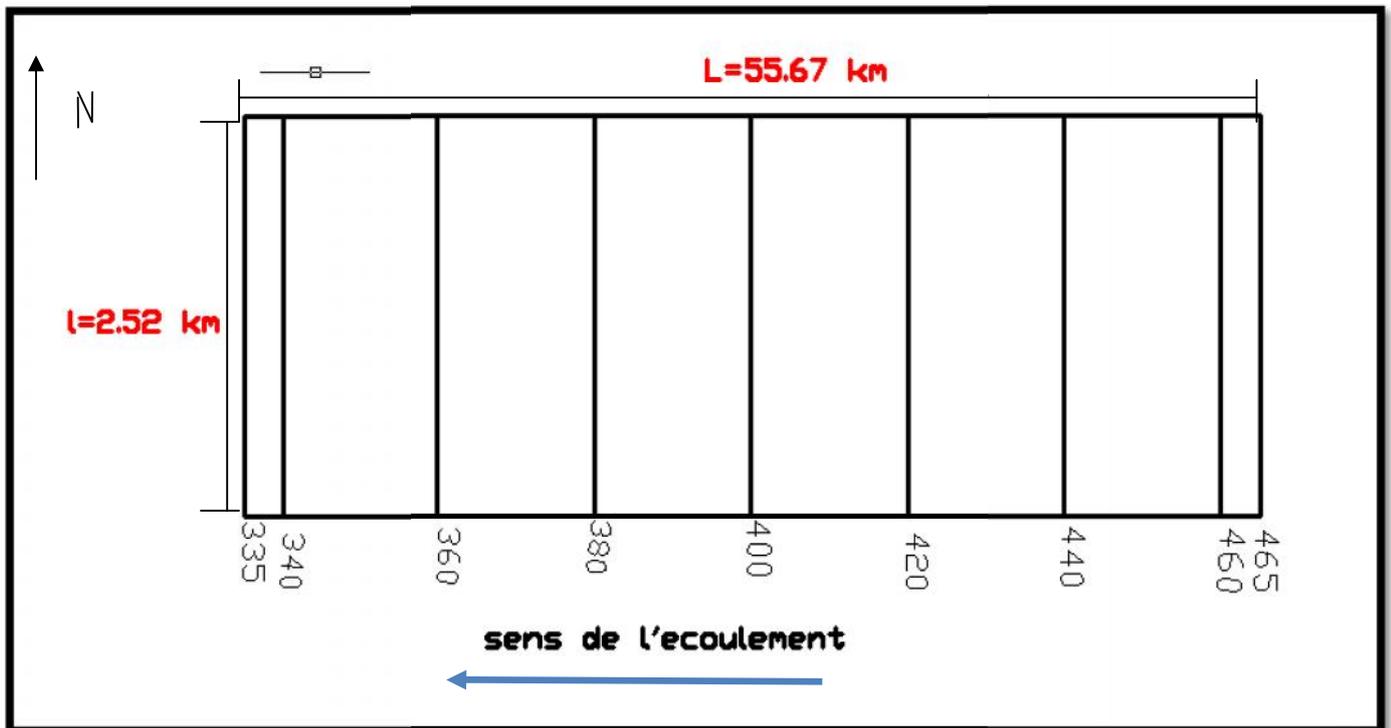


Figure III- 2 : Le rectangle équivalent

III -1.3 Paramètres du 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, et 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.

III -1.3.1 La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

La courbe hypsométrique sert en particulier à déterminer la pluie moyenne sur un bassin versant et donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

Tableau III -2: Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant

| Altitude | Surface | | | |
|----------------|-----------------------|------------|-----------------------|--------|
| | Partielles | | Cumulus | |
| | Si (km ²) | Si (%) | Si (km ²) | Si (%) |
| 465-460 | 3,6 | 2,56 | 3,6 | 2,56 |
| 460-440 | 26,9 | 19,15 | 30,5 | 21,71 |
| 440-420 | 17,29 | 12,31 | 47,79 | 34,02 |
| 420-400 | 26,8 | 19,08 | 74,59 | 53,1 |
| 400-380 | 29,56 | 21,05 | 104,15 | 74,15 |
| 380-360 | 24,39 | 17,37 | 128,54 | 91,52 |
| 360-340 | 9,4 | 6,7 | 137,94 | 98,22 |
| 340-335 | 2,5 | 1,78 | 140,44 | 100 |
| Somme | 140,44 | 100 | | |

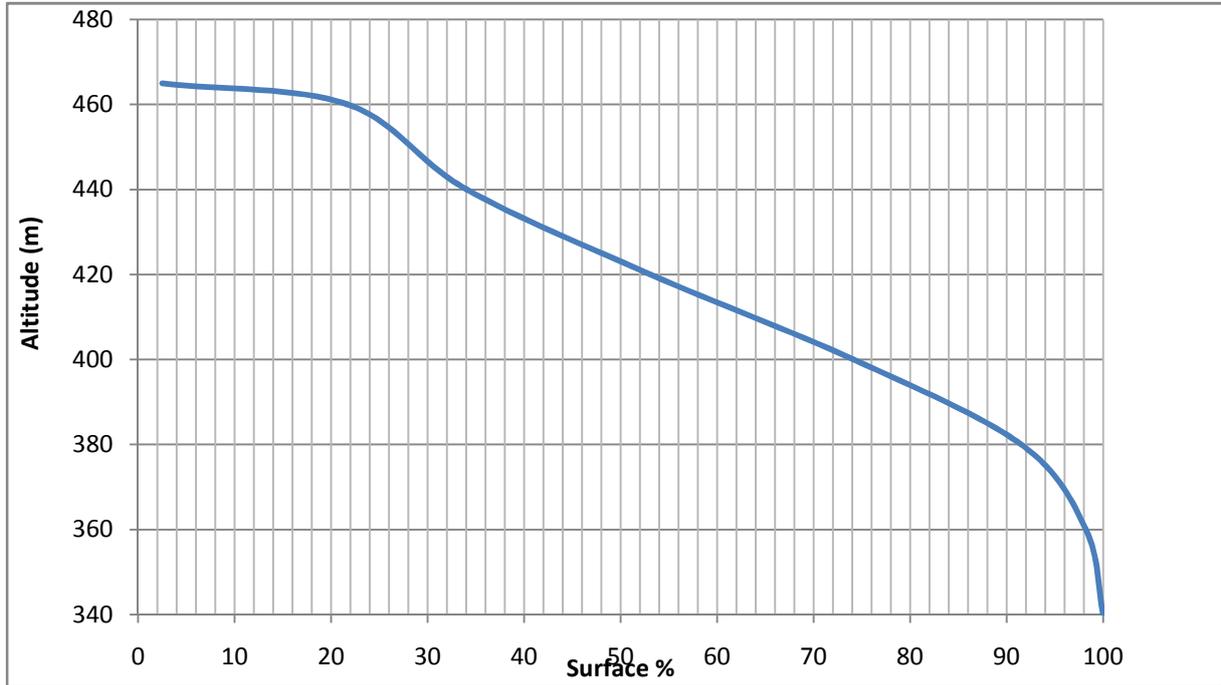


Figure III-3 : La courbe hypsométrique du bassin versant

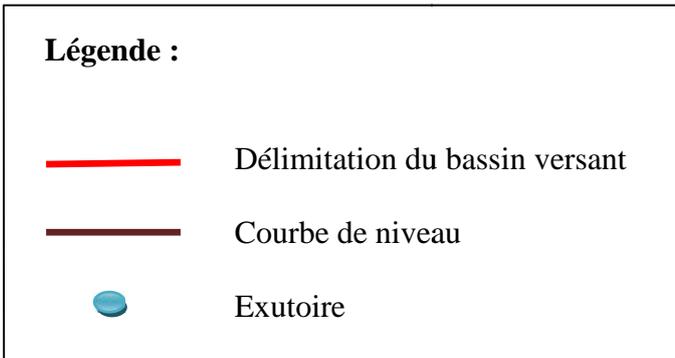
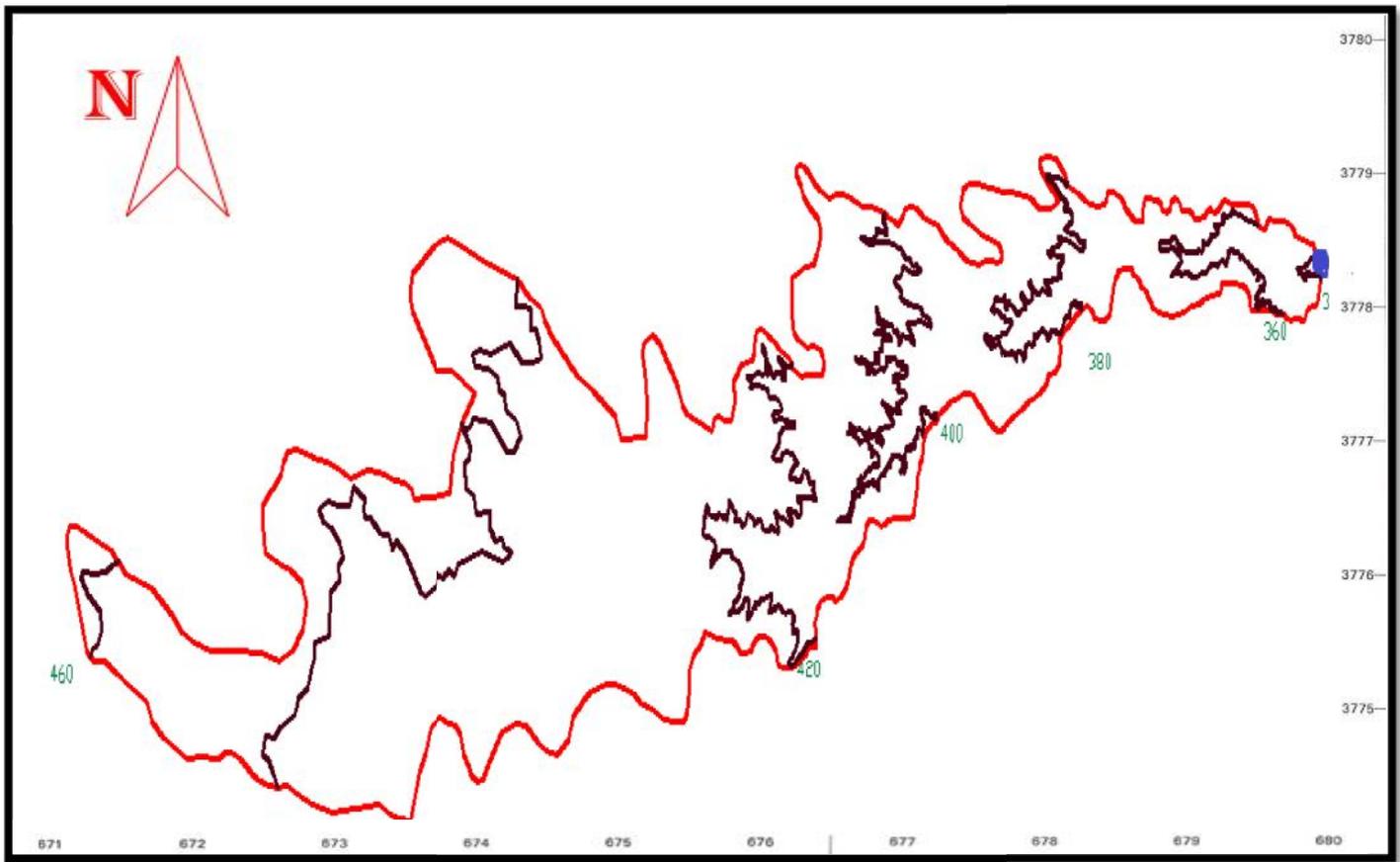


Figure III- 4 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle 1/50 000

III -1.3.2 Les altitudes du bassin versant

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes :

Altitude maximale H max : $H_{max} = 465 \text{ m}$

Altitude minimale H min : $H_{min} = 335 \text{ m}$

Altitude Médiane: C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$H_{50\%} = 420.10 \text{ m}$$

Altitude Moyenne :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots \text{III- 5}$$

Avec :

H_i : l'altitude partielle de bassin versant.

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

S : la surface totale du bassin versant (Km^2)

Tableau III-3: Résultats de calculs

| Altitude | $H_i(\text{m})$ | $S_i (\text{km}^2)$ | $H_i * S_i$ |
|----------------|-----------------|---------------------|-------------|
| 465-460 | 462,5 | 3,6 | 1665 |
| 460-440 | 450 | 26,9 | 12105 |
| 440-420 | 430 | 17,29 | 7434,7 |
| 420-400 | 410 | 26,8 | 10988 |
| 400-380 | 390 | 29,56 | 11528,4 |
| 380-360 | 370 | 24,39 | 9024,3 |
| 360-340 | 350 | 9,4 | 3290 |
| 340-335 | 337,5 | 2,5 | 843,75 |

A.N :
$$H_{\text{moy}} = \frac{56879.15}{140.44} = 405.01 \text{ m}$$

| |
|-------------------------------------|
| $H_{\text{moy}} = 405.01 \text{ m}$ |
|-------------------------------------|

Tableau III- 4: Détermination des altitudes

| Altitude | Valeur (m. NGA) |
|------------------|-----------------|
| H_{moy} | 405.01 |
| $H_{50\%}$ | 420.10 |
| H_{max} | 465 |
| H_{min} | 335 |
| $H_{95\%}$ | 380.1 |
| $H_{5\%}$ | 460.20 |

III -1. 3. 3 Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours de ruissellement direct donc sur le temps de concentration Tc et influence directement le débit de points lors d’une averse.

Donc la valeur de la pente moyenne est donnée par la relation suivante :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H (0.5.l_1 + l_2 + \dots + l_n - 1 + 0.5.l_n)}{S} \dots\dots\dots \text{III-6}$$

Avec :

- H:** dénivelés entre deux courbes de niveaux successives en (m)
- L_i :** les longueurs des courbes de niveaux d’ordre (Km).
- S:** superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III - 5 : La pente moyenne du bassin versant

| Altitude (m) | H (m) | Longueur (km) |
|--------------|-------|---------------|
| 460 | 20 | 2.88 |
| 440 | | 25.44 |
| 420 | | 25.11 |
| 400 | | 27.82 |
| 380 | | 15.19 |
| 360 | | 10.13 |
| 340 | | 1.69 |

A.N :

| |
|--------------------|
| $I_{moy} = 0.15\%$ |
|--------------------|

III - 1.3.4 Indice de pente

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin

✓ **Indice de pente globale (I_g)**

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

Cet indice est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots \text{III- 7}$$

Avec : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

L: la longueur du rectangle équivalent (km)

D'après la courbe hypsométrique :

$H_{5\%} = 460.20m$ $H_{95\%} = 380.10m$

A.N : $I_g = \frac{460.20 - 380.10}{55.67} = 1.44 \text{ (m/km)}$

| |
|------------------------------|
| $I_g = 1.44 \text{ (m /km)}$ |
|------------------------------|

✓ **Indice de pente de roche (Ip)**

La valeur d'Ip est donnée par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{L} \sum_i^n \overline{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots \dots \dots \text{III-8}$$

Avec :

L : longueur du bassin versant (km)

Si : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives Hi et Hi-1

Tableau III -6 : les paramètres de calcul du Ip

| Altitude | Hi - Hi-1 (m) | S (%) | S. (Hi - Hi-1) | $\overline{S_i (H_i - H_{i-1})}$ |
|----------------|---------------|-------|------------------|----------------------------------|
| 465-460 | 5 | 2,56 | 12,8 | 3,58 |
| 460-440 | 20 | 19,15 | 383 | 19,57 |
| 440-420 | 20 | 12,31 | 246,2 | 15,69 |
| 420-400 | 20 | 19,08 | 381,6 | 19,53 |
| 400-380 | 20 | 21,05 | 421 | 20,52 |
| 380-360 | 20 | 17,37 | 347,4 | 18,64 |
| 360-340 | 20 | 6,7 | 134 | 11,58 |
| 340-335 | 5 | 1,78 | 8,9 | 2,98 |

Donc : $I_p = \frac{116.01}{55670} = 0.49$

Ip = 0.49

✓ **Indice de pente moyenne I_{pm}**

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{\bar{S}} \dots\dots\dots III-9$$

Avec : H_{max} : L'altitude maximale (m)

H_{min} : L'altitude minimale (m)

S : la surface du bassin versant (km²)

A.N :

| |
|---|
| $I_{pm} = 10.97 \text{ m/km}$ |
|---|

✓ **Pente moyenne du cours d'eau principal I_c**

Est donnée par la relation suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots III-10$$

Avec : H : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m)

L : Distance entre ces 2 points (km)

A .N : $I_c = \frac{380 - 335}{16.26} = 2.76 \text{ (m/km)}$

| |
|---|
| $I_c = 2.76 \text{ (m/km)}$ |
|---|

✓ **Dénivelée spécifique D_s**

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 tout le bassin quelque soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots III-11$$

Avec : I_g : indice de pente global (m/km)

S : surface du bassin (km²)

A.N :

| |
|---|
| $D_s = 17.07 \text{ m}$ |
|---|

Tableau III -7 : classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

| Classe | Relief | Ds (m) |
|-----------|--------------|-----------------------------|
| R1 | Très faible | Ds < 10 |
| R2 | Faible | 10 < Ds < 25 |
| R3 | Assez faible | 25 < Ds < 50 |
| R4 | Modéré | 50 < Ds < 100 |
| R5 | Assez modéré | 100 < Ds < 250 |
| R6 | Fort | 250 < Ds < 500 |
| R7 | Très fort | Ds > 500 |

On a $10 < Ds < 25$ donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est **faible** de classe **R₂**.

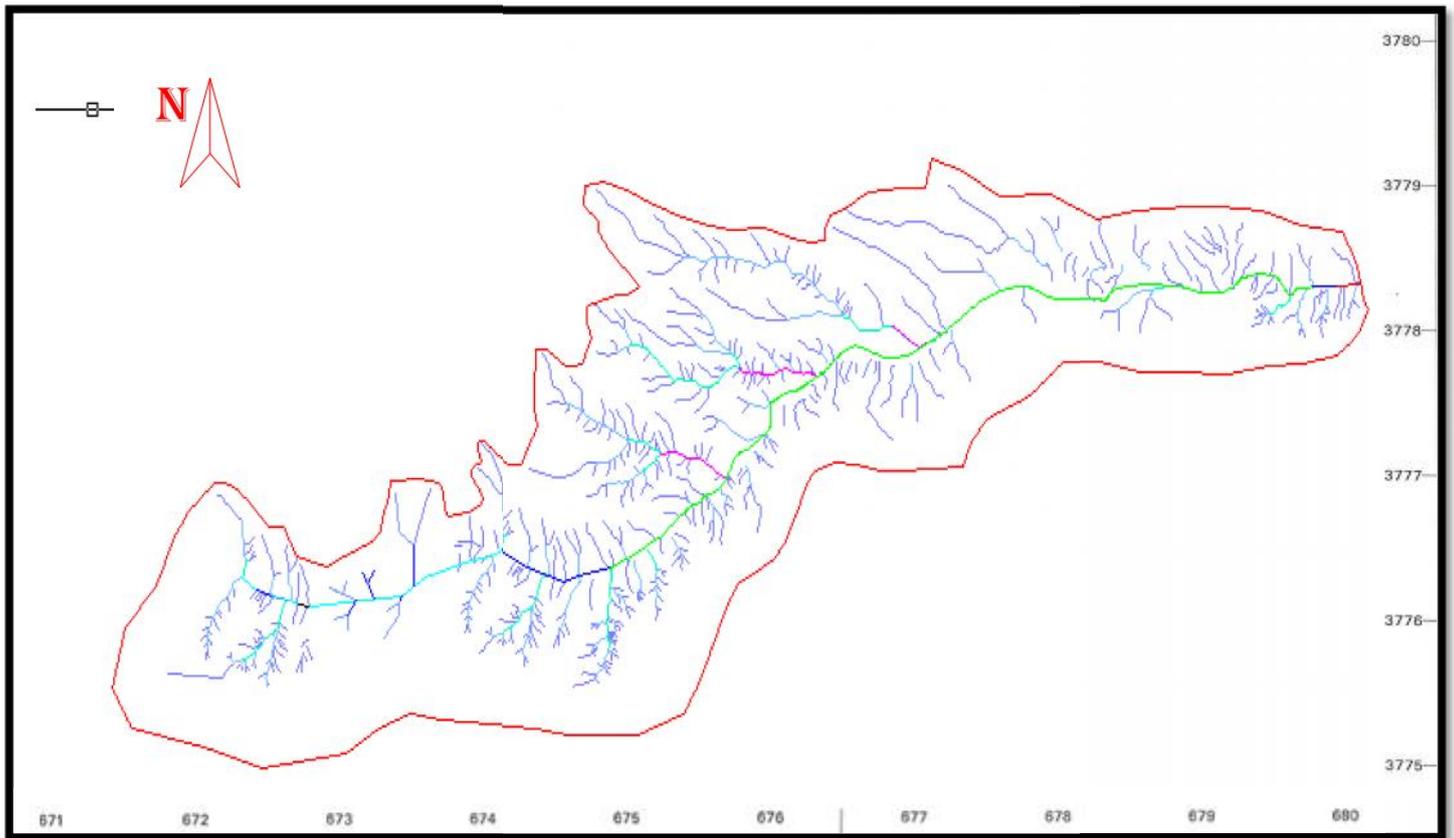
III- 2 Les caractéristiques hydrographiques

III-2.1 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanent ou temporaires qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de forme, et selon la classification de SCHUM qui dit « **est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »**.

Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau **d'ordre 5**

La figure présentée ci-après illustre le schéma global du réseau hydrographique du bassin versant objet de cette étude.



Légende :

| | |
|---|-----------------------------|
|  | La limite du bassin versant |
|  | Cours d'eau principale |
|  | Cours d'eau d'ordre 1 |
|  | Cours d'eau d'ordre 2 |
|  | Cours d'eau d'ordre 3 |
|  | Cours d'eau d'ordre 4 |

Figure III -5 : Le réseau hydrographique du l'oued El - Besbes (Echelle 1/50 000)

✓ **La longueur du cours d'eau principal (L)**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc :

L = 16.26 km

✓ **Le profil en long**

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne

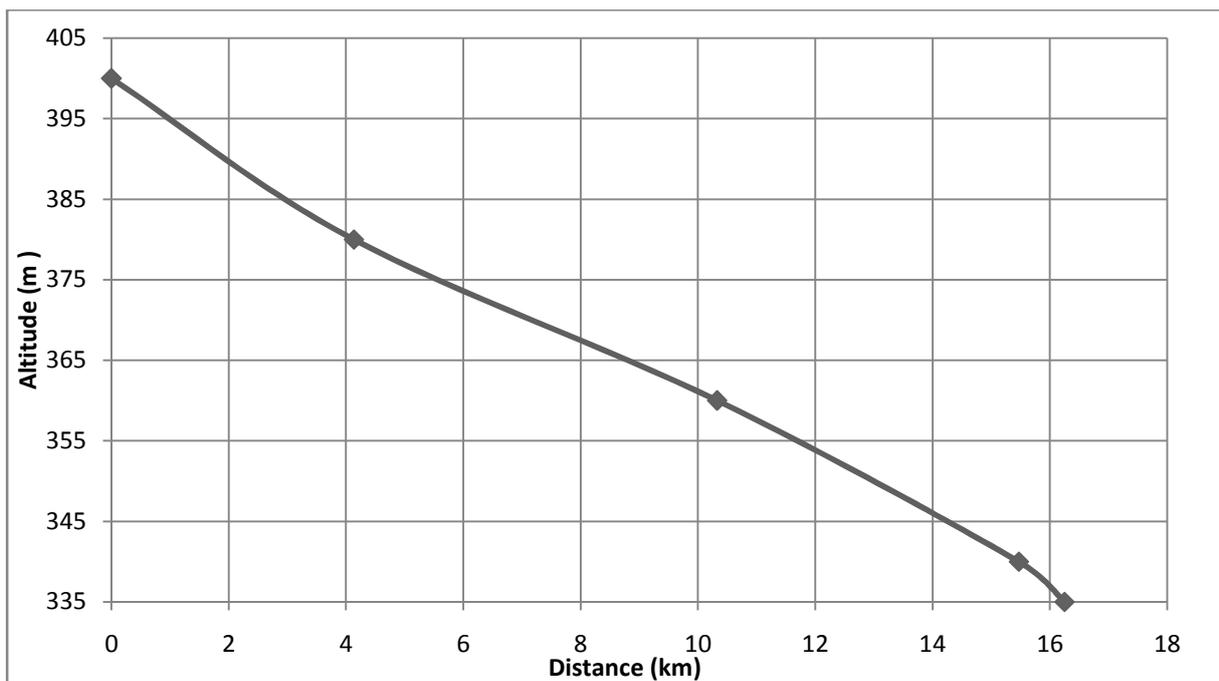


Figure III- 6 : Profil en long d'oued El - Besbes

✓ **La densité de drainage**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur cumulée de tous les cours d'eau de la surface totale du bassin versant ce qui permet de comparer l'écoulement superficiel au niveau de plusieurs bassins. Elle est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots \text{III -12}$$

Avec :

L_i : La longueur totale des talwegs du bassin versant (km)
 S : surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$D_d = \frac{201.21}{140.44} = 1.43 \text{ (km/ km}^2\text{)}$$

$D_d = 1.43 \text{ km/ km}^2$

- **Densité du thalweg d'ordre 1**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots \text{III-13}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 347$

S : Superficie du bassin versant. $S = 140.44 \text{ km}^2$

Donc :

$$F_1 = \frac{347}{140.44} = 2.47 \text{ thalweg/km}^2$$

$F_1 = 2.47 \text{ thalweg /km}^2$

✓ **Coefficient de torrentialité (CT)**

Ce paramètre donne une idée sur la densité de drainage d'ordre 1,

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots \text{III-14}$$

Avec: C_t : coefficient de torrentialité

D_d : densité de drainage (km / km^2)

F_1 :densité de thalwegs d'ordre 1

A.N: $C_t = 1.43 * 2.47 = 3.53$

$C_t = 3.53$

✓ **Le 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 plusieurs formules :

A) FORMULE DE -GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{(4 \bar{S} + 1.5L)}{0.8 H_{moy} - H_{min}} \dots\dots\dots III-15$$

Avec :

- Tc:** temps de concentration (en heure)
- S :** superficie du bassin versant (km²)
- L:** longueur du thalweg principal (km)
- H_{moy} :** altitude moyenne (m)
- H_{min} :** altitude minimale (m)

Tc = 8.58 heures

A.N :

B) Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots III.16$$

Avec :

- L : Longueur du thalweg principal (Km);
- H : Différence entre altitude max. et altitude min.

A.N :

Tc = 7.32 heures

C) Formule de VENTURA

$$T_c = 76.3 \frac{\bar{S}}{I_{cp} 100} \dots\dots\dots III-17$$

Tc = 7.30 heures

Tableau III-8 : Récapitulatif du temps de concentration

| Formules | T _c (heures) |
|-----------------------------|-------------------------|
| Formule de GIANDOTTI | 8.58 |
| Formule de VENTURA | 7.32 |
| Formule de SCS | 7.32 |

Commentaire :

D'après ces résultats on prend en considération la formule de **Ventura** car elle nous donne une valeur proche à la moyenne des autres formules (T_{cmoy} = **7.7 heure**)

Donc :

T_c = 7.32 heure

✓ **Vitesse moyenne de ruissellement**

Elle donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots \text{III- 18}$$

Avec :

L : longueur de talweg principale (**km**)

T_c : le temps de concentration (**heure**)

V_R = 2.21 km/heure

Tableau III-9 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V

| Désignation | | Symbole | Unités | Valeur |
|-------------------------------|----------|------------------|--------------------|---------------|
| Superficie | | S | km ² | 140.44 |
| Périmètre | | P | km | 115. |
| Longueur du thalweg principal | | L _P | km | 16.26 |
| Pente du thalweg principal | | I | % | 0.276 |
| Indice de compacité | | K _C | - | 2.75 |
| Coefficient d'allongement | | K _P | - | 1.88 |
| Rectangle | longueur | L _r | km | 55.67 |
| | largeur | l _r | Km | 2.52 |
| Altitudes | maximale | H _{max} | m | 465 |
| | moyenne | H _{moy} | m | 405.01 |
| | médiane | H _{med} | m | 420.10 |
| | minimale | H _{min} | m | 335 |
| Pente moyenne de B.V | | I _{moy} | % | 0.15 |
| Indice de pente de Roche | | I _P | % | 0.49 |
| Indice de pente globale | | I _g | m/km | 1.44 |
| Indice de pente moyenne | | I _{pm} | m/km | 10.97 |
| Densité de drainage | | D _d | Km/Km ² | 1.43 |
| Coefficient de torrentialité | | C _t | Km ⁻³ | 3.53 |
| Temps de concentration | | T _c | h | 7.32 |
| Vitesse de ruissellement | | V _r | Km/h | 2.21 |

III - 3 Caractéristiques climatiques

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant dans l'apport hydraulique des lacs et barrages et ce sont les précipitations qui en constituent le facteur essentiel. Elles interviennent par leur répartition annuelle et mensuelle, leur total journalier et surtout les averses génératrices de crues et de précipitations efficaces, particulièrement dans les zones arides.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon un effet combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et climatiques (température, évaporation, évapotranspiration, vents et humidité) ; autant de facteurs qui influent sur le régime hydrologique des bassins.

Nous présenterons dans cette étude, un aperçu de ces différents facteurs et nous tenterons d'apprécier l'incidence qu'elles peuvent avoir sur l'apport hydraulique du bassin versant.

Tableau III -10 : les caractéristiques géographiques de la station de Sidi khaled

| Station | Code ANRH | Coordonnées (km) | | Altitude(m) | Observations |
|--------------------|-----------|------------------|--------|-------------|---------------|
| | | X | Y | | |
| <i>Sidi Khaled</i> | 06-09-02 | 710.50 | 124.00 | 220 | fonctionnelle |

(Source : ANRH)

III – 3.1 La température

Les valeurs du tableau, montrent que les températures minimales ont été enregistrées aux mois de janvier et décembre avec **12°C**, et les températures maximales ont été enregistrées aux mois de juillet et Août avec **33°C**.

Tableau III.11: Températures annuelles à la station de Biskra. Période 1976-2008

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | Moy annuelle |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|-----|--------------|
| Moyenne C° | 28 | 22 | 16 | 12 | 12 | 13 | 16 | 20 | 25 | 30 | 33 | 33 | 21.7 |

(Source : ONM)

La région de Biskra présente une température moyenne annuelle de 21,7°C.

On constate aussi qu'avec une température de 12°C aux mois de janvier et décembre, la région présente des risques très minimes de gelée au sol.

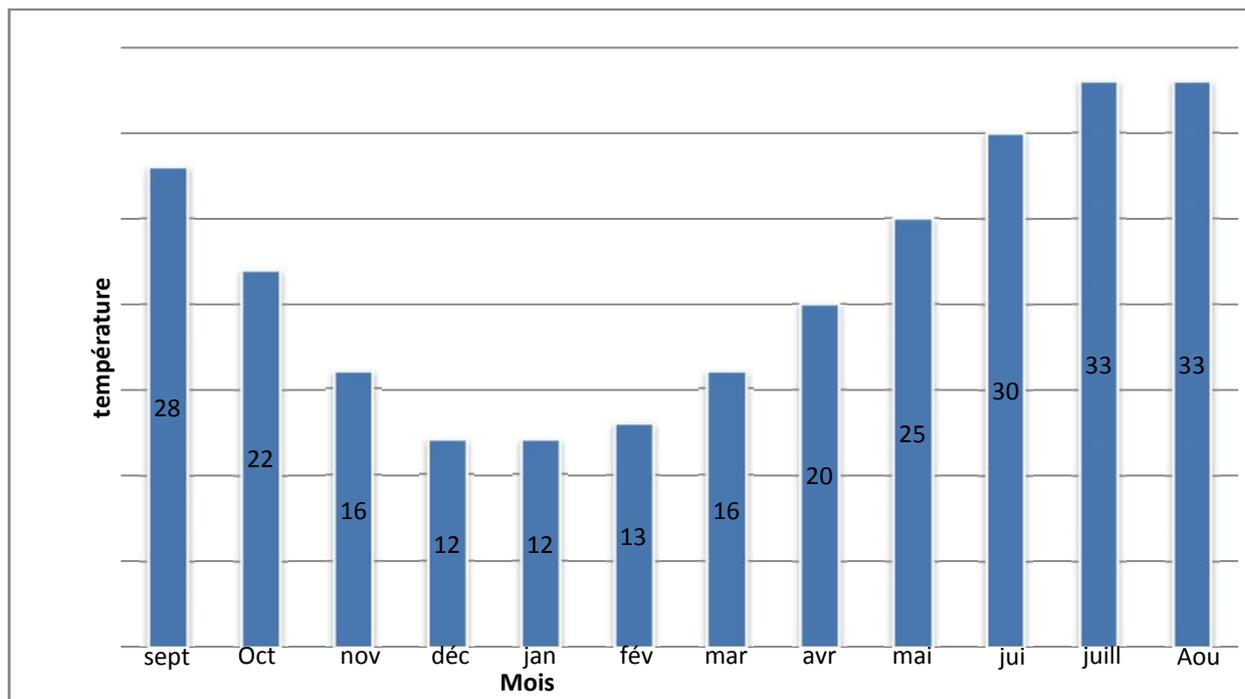


Figure III – 7 : la répartition mensuelle de la température en °C

III –3.2 Evaporation

Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation 1979-2009

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | Moy |
|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|-----|--------|
| ETP (mm) | 217 | 107 | 42 | 20 | 21 | 27 | 57 | 109 | 210 | 323 | 403 | 375 | 159.26 |

(Source : ONM)

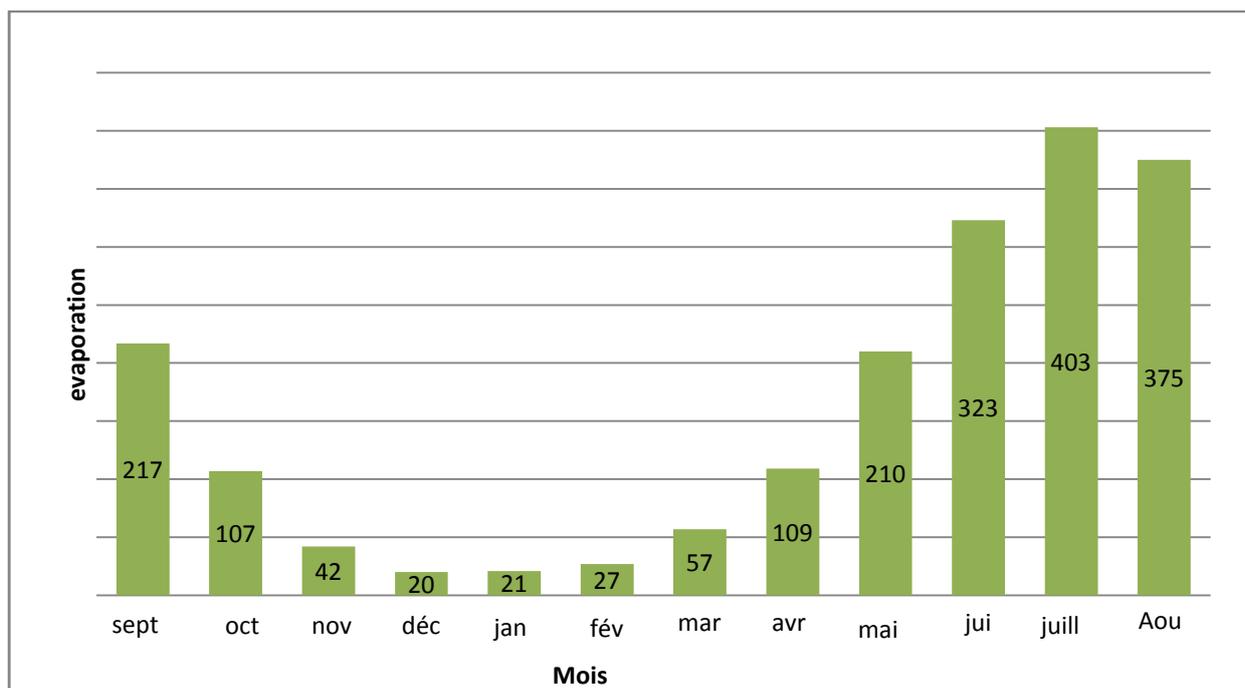


Figure III – 8 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III – 3.3 Evapotranspiration

Tableau III-13 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration Période 1979-2009

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | Moy |
|----------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|----------------|
| ETP (mm) | 21,03 | 27,07 | 57,36 | 108,65 | 209,51 | 322,52 | 402,52 | 375,29 | 216,89 | 107,30 | 42,18 | 20,17 | 1910,48 |

(Source : ONM)

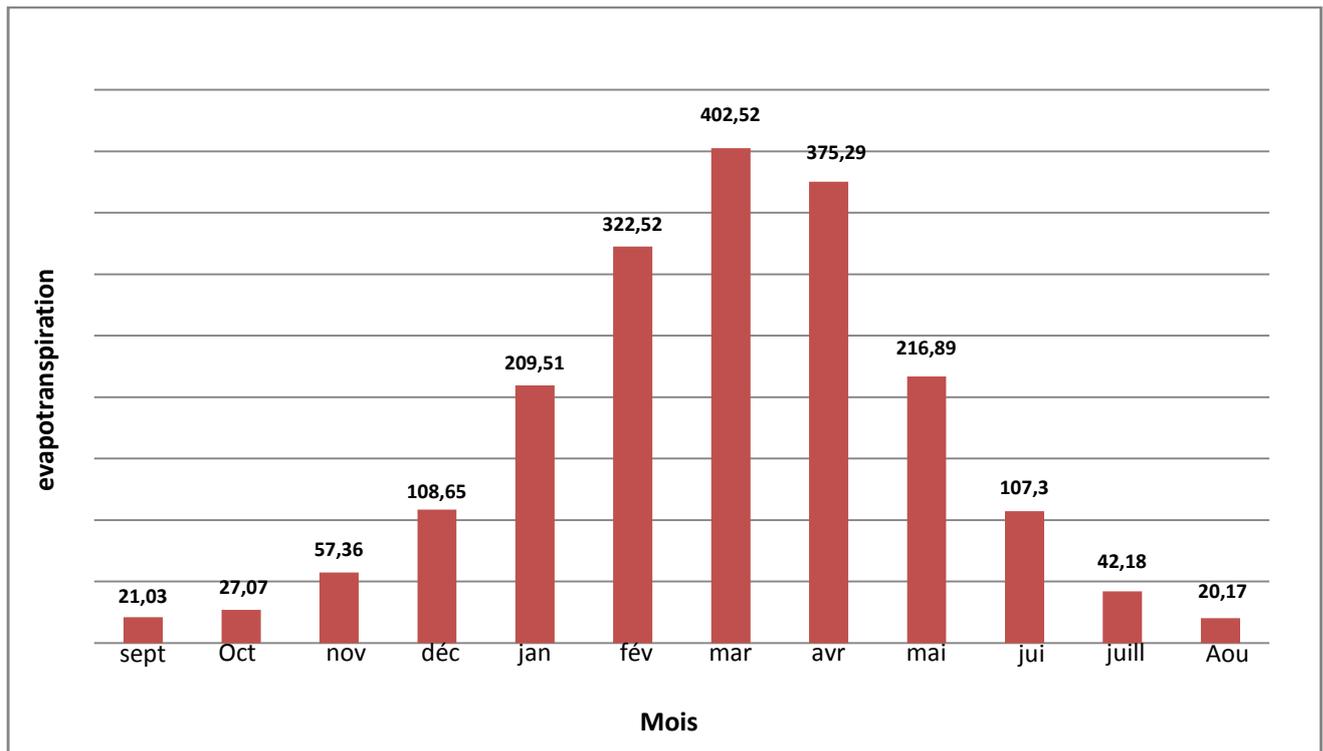


Figure III – 9 : la répartition mensuelle de l'évapotranspiration

III-3. 4 Le vent

Les vents sont fréquents et répartis sur toute l'année avec des vitesses moyennes mensuelles de **4.5 m/s** environ ; alors que les vitesses maximales sont enregistrées aux mois d'avril et mai (respectivement **5.7** et **5.5m/s**).

Durant la saison sèche (Juin, Juillet, Août et Septembre), les vents dominants sont de secteur Sud-est. En effet, durant cette période arrivent souvent des siroccos d'une moyenne de 58 jours/an.

Pendant la saison hivernale, les vents du secteur Nord-est sont dominants, amenant de L'humidité du Nord.

Tableau III-14 : Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra Période (1980-2001).

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | Moy annuelle |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|-----|--------------|
| Vitesse moy (m/s) | 4.0 | 4.0 | 4.1 | 4.0 | 4.2 | 4.5 | 4.7 | 5.7 | 5.5 | 4.6 | 4.2 | 4.0 | 4.5 |

(Source : ONM)

III-3.4 Humidité relative

Ce paramètre est relativement faible dans la zone d'étude ; la moyenne est de 42.9%. Cette faiblesse s'explique par l'aridité du climat et la concentration des masses d'air chaudes du Sahara. Les valeurs moyennes mensuelles sont insérées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III - 15 : Humidités relatives moyennes enregistrées à la station de Biskra Période (1980-2001).

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | Moy annuelle |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|--------------|
| Humidité relative % | 39.7 | 48.2 | 53.5 | 58.5 | 53.9 | 50.3 | 44.7 | 38.8 | 35.4 | 31.9 | 27.7 | 30.6 | 42.9 |

(Source : ONM)

III-3.5 Pluviométrie

III-3-5.1 Les précipitations

La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale, tel que les précipitations peuvent se présenter sous forme liquide ou sous forme solide.

Localement, la région d'**El-Besbes** ne dispose aucun poste pluviométrique. A cet effet, nous avons exploité le poste de **Sidi Khaled** vu sa proximité de notre site, ainsi que son fonctionnement régulier et continu pendant de longues années.

Tableau III- 16 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juill | Aou | P _{moy} (mm) |
|--------|-------|------|-------|-------|-------|-----|------|-------|-------|------|-------|------|-----------------------|
| P (mm) | 20,3 | 8,9 | 12,0 | 12,3 | 13,8 | 5,8 | 10,9 | 14,1 | 12,3 | 4,9 | 0,3 | 2,8 | 118.4 |
| P % | 17.15 | 7.52 | 10.14 | 10.39 | 11.66 | 4.9 | 9.2 | 11.91 | 10.39 | 4.14 | 0.25 | 2.36 | 100 |

(Source : ANRH)

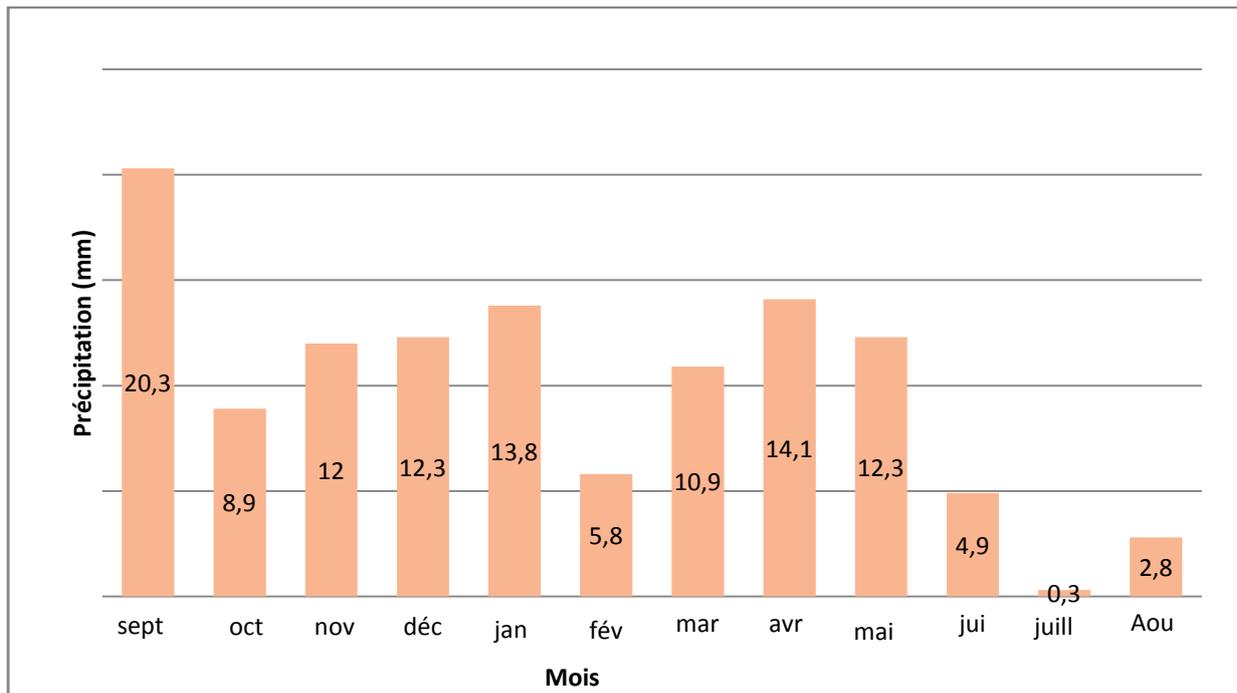


Figure III- 10 : Les pluies moyennes mensuelles en mm

III - 4 Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de **Sidi Khaled**, a pour but d'estimer une intensité des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement théorique la mieux adaptée pour une série de données des précipitations maximales.

III - 4.1 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**) , en se référant au **tableau III-16** on a obtenu les résultats suivants

➤ On calcule les quantités N_s et T_s avec :

N_s : Nombre total de séries de + ou -

T_s : Taille de la plus grande série de + ou -

Sachant que :

+ Pour les X_i M

- Pour les X_i M

Donc : $M = 20.3$; $N_S = 14$; $T_s = 5$;

➤ **Conditions du test de MOOD**

$$N_S = 13 > 0,5(N+1-\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \overline{N+1}) = 0,5(38-1,96 \overline{38}) = \mathbf{11.70}$$

$$T_S = 5 < 3,3(\text{Log}_{10}N+1) = 3,3(\text{Log}_{10}37+1) = \mathbf{5.10}$$

Les conditions du test de **MOOD** sont vérifiées donc la série des pluies journalière est homogène .

Tableau III-17 : Les résultats du test de Mood

| Année | non classée | Signe |
|-------|-------------|-------|
| 1976 | 21.2 | + |
| 1977 | 8 | - |
| 1978 | 9.2 | - |
| 1979 | 25 | + |
| 1980 | 9.25 | - |
| 1981 | 19.7 | - |
| 1982 | 17.8 | - |
| 1983 | 7 | - |
| 1984 | 19.6 | - |
| 1985 | 20.6 | + |
| 1986 | 30 | + |
| 1987 | 7.5 | - |
| 1988 | 9.3 | - |
| 1989 | 37 | + |
| 1990 | 29 | + |
| 1991 | 22.5 | + |
| 1992 | 14 | - |
| 1993 | 14 | - |
| 1994 | 20 | - |
| 1995 | 30.7 | + |
| 1996 | 40 | + |
| 1997 | 34 | + |
| 1998 | 29.5 | + |
| 1999 | 28 | + |
| 2000 | 14.5 | - |
| 2001 | 9 | - |
| 2002 | 19.5 | - |
| 2003 | 47.5 | + |
| 2004 | 33 | + |
| 2005 | 34 | + |
| 2006 | 62 | + |
| 2007 | 11 | - |
| 2008 | 12 | - |
| 2009 | 42 | + |

III – 4.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de Probabilité, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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, et pour choisir la loi la plus efficace il faut suivre des critères de choix qui permettent d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans notre étude on va utiliser deux lois, la loi de **GUMBEL** (doublement Exponentielle) et la loi de **GALTON** (log - normal) à l'aide de logiciel « **HYFRAN** » avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel **HYFRAN**

Tableau III-18 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

| Caractéristiques | Formules | Valeurs |
|---|--|---------------|
| La somme des $P_{max j}$ en (mm) | $\sum_{i=1}^{N=34} Xi$ | 790.65 |
| la moyenne des $P_{max j}$ en (mm) | $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$ | 23.3 |
| L'écart type « s_x » Pour $n > 30$ ans | $s^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i=1}^n xi^2 - n \cdot \bar{x}^2$ | 13.1 |
| Coefficient de variation « C_v » : | $C_v = \frac{s}{\bar{X}}$ | 0.564 |
| L'exposant climatique : | b=0.18 (ANRH) | |

III-4 .2 .1 Ajustement à la loi de GUMBEL

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe qu'elle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(x_i) = 1 - e^{-e^{-\Gamma(x-x_0)}} \dots\dots\dots \text{III-19}$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

Γ, x_0 : des coefficients d'ajustement,

Si on pose $Y = \Gamma(x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de GUMBEL

La loi de GUMBEL s'écrira alors : $F(X_i) = e^{-e^{-Y}}$

On trouve que $X = \frac{1}{\Gamma} Y + X_0$

Avec : X est la précipitation maximale journalière.

La variable réduite de GUMBEL $Y = - \ln (- \ln F(x))$

➤ **Avant de procéder à l'ajustement, il va falloir 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.

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots \text{III- 20}$$

- ✓ Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :
 $y = - \ln (- \ln (F(x)))$
- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « Γ » et « x_0 »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de **GUMBEL** des pluies maximales journalières qui a été fait par le logiciel **HYFRAN** pour des différents de période de retour sont représentées dans le tableau suivant :

Les paramètres estimés :

U : 17.237356

r : 10.104937

Tableau III.19: Ajustement à la loi de GUMBEL

| Période de retour (ans) | Probabilité (q) | Xt (mm) | Ecart type | Intervalle de confiance |
|-------------------------|-----------------|---------|------------|-------------------------|
| 10000 | 0.9999 | 110 | 13.4 | 84 - 137 |
| 2000 | 0.9995 | 94 | 11.2 | 72.1 - 116 |
| 1000 | 0.999 | 87 | 10.3 | 66.9 - 107 |
| 200 | 0.995 | 70.8 | 8.06 | 54.9 - 86.6 |
| 100 | 0.99 | 63.7 | 7.12 | 49.8 - 77.7 |
| 50 | 0.98 | 56.7 | 6.19 | 44.5 - 68.8 |
| 20 | 0.95 | 47.3 | 4.97 | 37.5 - 57 |
| 10 | 0.9 | 40 | 4.05 | 32 - 47.9 |
| 5 | 0.8 | 32.4 | 3.14 | 26.2 - 38.6 |

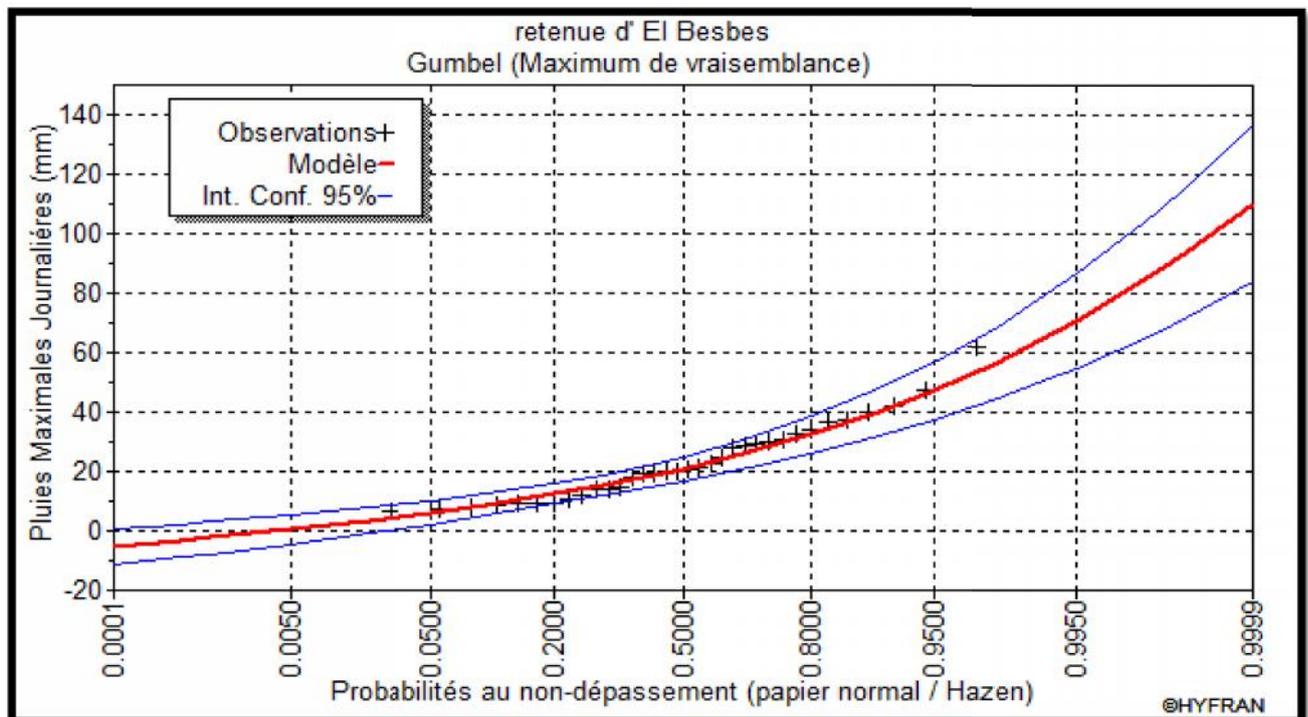


Figure III -11 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL

Tableau III – 20 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL (Méthode des moments)

| Caractéristiques | Carac. de la loi | Carac. de l'échantillon |
|----------------------------------|------------------|-------------------------|
| Minimum | Aucun | 7 |
| Maximum | Aucun | 62 |
| Moyenne | 23.1 | 23.3 |
| Ecart-type | 13 | 13.1 |
| Médiane | 20.9 | 20.3 |
| Coefficient de variation (Cv) | 0.562 | 0.564 |
| Coefficient d'asymétrie (Cs) | 1.14 | 0.911 |
| Coefficient d'aplatissement (Ck) | 2.4 | 3.3 |

III-4 - 2.2 Ajustement 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 faite sur papier log-normale

La fonction de répartition de la loi de GALTON s'écrit :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots\text{III-21}$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log} \lambda} + .\text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log} X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log} X_i}}{N}$$

Donc les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Paramètre :

μ : 2.986356

Sigma : 0.59007

Tableau III .21 : Ajustement à la loi de GALTON

| Période de retour (ans) | Probabilité (q) | Xt (mm) | Ecart type | Intervalle de confiance |
|-------------------------|-----------------|---------|------------|-------------------------|
| 10000 | 0.9999 | 178 | 51.3 | 77.3 - 278 |
| 2000 | 0.9995 | 138 | 35.9 | 67.8 - 208 |
| 1000 | 0.999 | 123 | 30.2 | 63.5 - 182 |
| 200 | 0.995 | 90.6 | 19.3 | 52.8 - 128 |
| 100 | 0.99 | 78.2 | 15.4 | 48 - 108 |
| 50 | 0.98 | 66.6 | 12 | 43.1 - 90.1 |
| 20 | 0.95 | 52.3 | 8.19 | 36.3 - 68.4 |
| 10 | 0.9 | 42.2 | 5.8 | 30.8 - 53.6 |
| 5 | 0.8 | 32.6 | 3.85 | 25 - 40.1 |

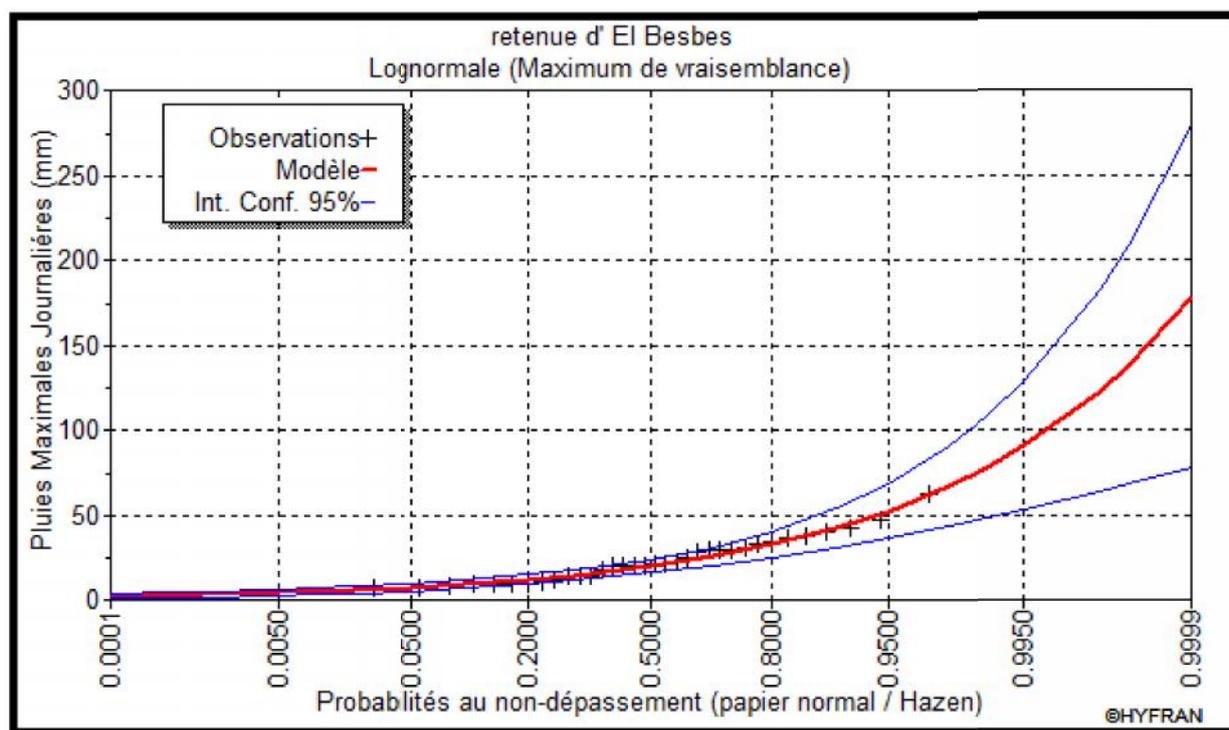


Figure III -12: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON

Tableau III – 22 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON (Méthode des moments)

| caractéristiques | Carac. de la loi | Carac. de l'échantillon |
|-----------------------------------|------------------|-------------------------|
| Minimum | 0 | 7 |
| Maximum | Aucun | 62 |
| Moyenne | 23.6 | 23.3 |
| Ecart-type | 15.2 | 13.1 |
| Médiane | 19.8 | 20.3 |
| Coefficient de variation (Cv) | 0.645 | 0.564 |
| Coefficient d'asymétrie (Cs) | 2.2 | 0.911 |
| Coefficient d'aplatissement C_K | 12.7 | 3.3 |

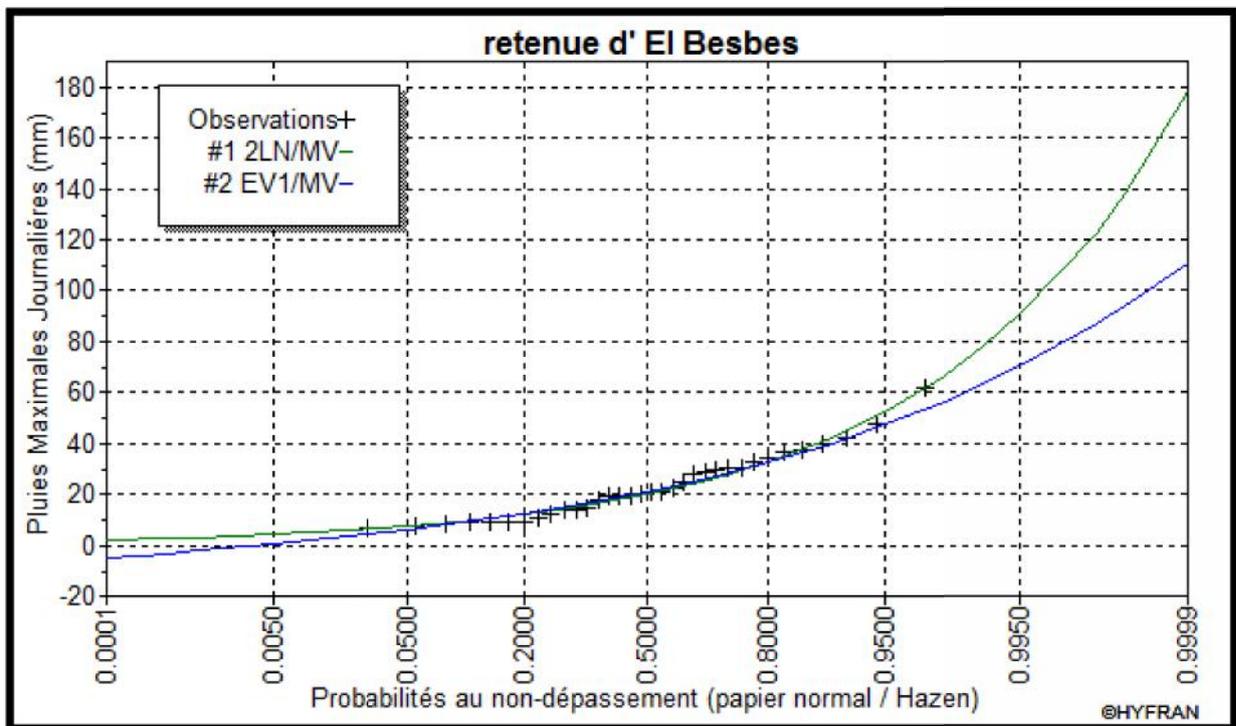


Figure III -13: Comparaison entre les deux ajustements.

➤ **Test d'adéquation**

- Par le test de khi²

| Lois | X^2_{cal} | $X^2_{théo}$ |
|--------|-------------|--------------|
| GUMBEL | 6 | 6.06 |
| GALTON | 5.53 | 6.67 |

Pour que les deux lois soit adéquat il faut vérifier la condition suivante :

$$X_{cal} < X_{théo}$$

D’après les résultats, les deux lois sont adéquates.

Conclusion

D’après les résultats d’ajustement représenté par des courbes et des tableaux on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (Log – normal) car la loi de Gumbel présente des valeur négative.

Tableau III – 23 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

| Période de retour (ans) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 |
|-------------------------|-------|------|------|------|------|
| Fréquence | 0.999 | 0.99 | 0.98 | 0.95 | 0.9 |
| P _{j max} (mm) | 123 | 78.2 | 66.6 | 52.3 | 42.2 |

III-4 -3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d’une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de **MONTANA** :

$$P_{(ct)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots \text{III-22}$$

P_{ct} % : Pluie d’une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée **b=0.18**)

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = Pt/t \dots\dots\dots \text{III- 23}$$

Les résultats de calcul de la pluie P_{ct} et l’intensité I₀ sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III -24 : pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences

| Fréquence | | | | | | | | | | |
|------------|----------------------|----------|----------------------|----------|----------------------|----------|----------------------|----------|----------------------|----------|
| | 0.999 | | 0.99 | | 0.98 | | 0.95 | | 0.9 | |
| Temps (h) | P _{ct} (mm) | I (mm/h) |
| 0.5 | 61.27 | 122.55 | 38.96 | 77.91 | 33.18 | 66.36 | 26.05 | 52.11 | 21.02 | 42.05 |
| 1 | 69.42 | 69.42 | 44.13 | 44.13 | 37.59 | 37.59 | 29.52 | 29.52 | 23.82 | 23.82 |
| 1.5 | 74.67 | 49.78 | 47.48 | 31.65 | 40.43 | 26.96 | 31.75 | 21P.1.7 | 25.62 | 17.08 |
| 2 | 78.64 | 39.32 | 49.99 | 24.99 | 42.58 | 21.29 | 33.44 | 16.72 | 26.98 | 13.49 |
| 3 | 84.60 | 28.20 | 53.78 | 17.93 | 45.81 | 15.27 | 35.97 | 11.99 | 29.02 | 9.67 |
| 4 | 89.09 | 22.27 | 56.64 | 14.16 | 48.24 | 12.06 | 37.88 | 9.47 | 30.57 | 7.64 |
| 8 | 100.93 | 12.62 | 64.17 | 8.02 | 54.65 | 6.83 | 42.92 | 5.36 | 34.63 | 4.33 |
| 12 | 108.57 | 9.05 | 69.03 | 5.75 | 58.79 | 4.90 | 46.17 | 3.84 | 37.2 | 3.10 |
| 15 | 113.02 | 7.53 | 71.86 | 4.79 | 61.20 | 4.08 | 48.06 | 3.20 | 38.78 | 2.59 |
| 17 | 115.60 | 6.80 | 73.43 | 4.32 | 62.59 | 3.68 | 49.15 | 2.89 | 39.66 | 2.33 |
| 20 | 119.03 | 5.95 | 75.68 | 3.78 | 64.45 | 3.22 | 50.61 | 2.53 | 40.84 | 2.04 |
| 24 | 123 | 5.13 | 78.2 | 3.26 | 66.6 | 2.78 | 52.3 | 2.18 | 42.2 | 1.76 |

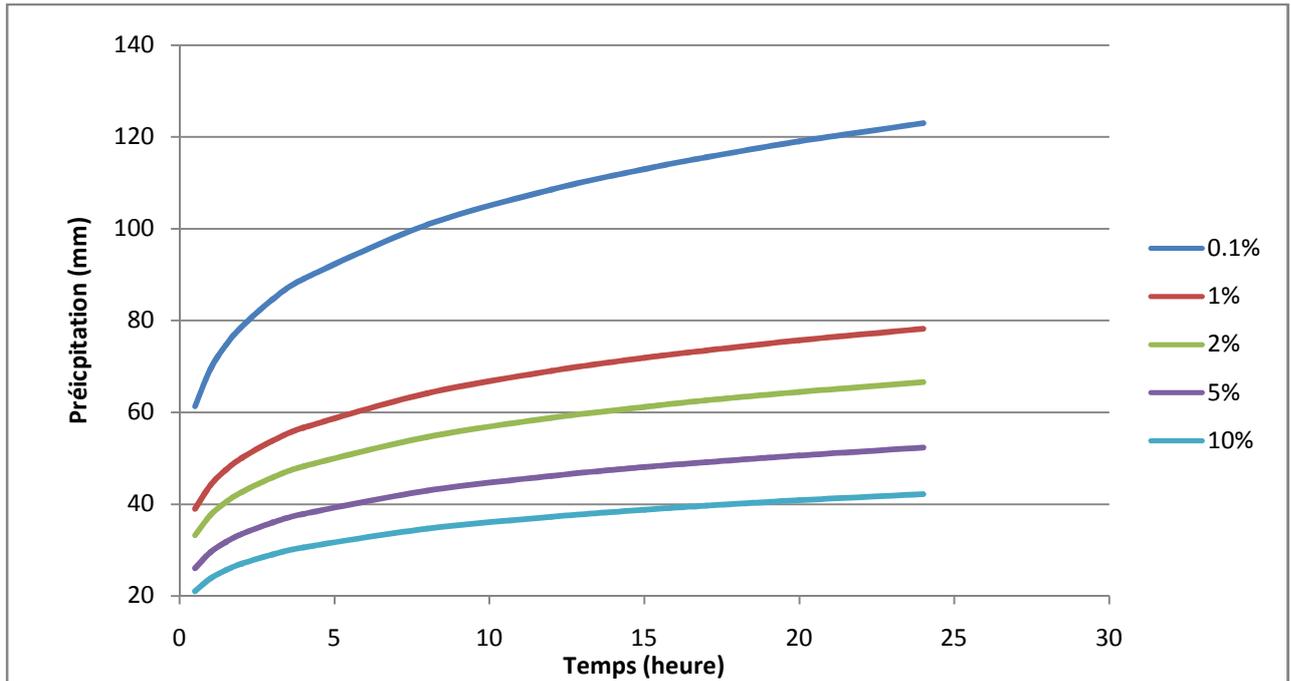


Figure III -14: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences

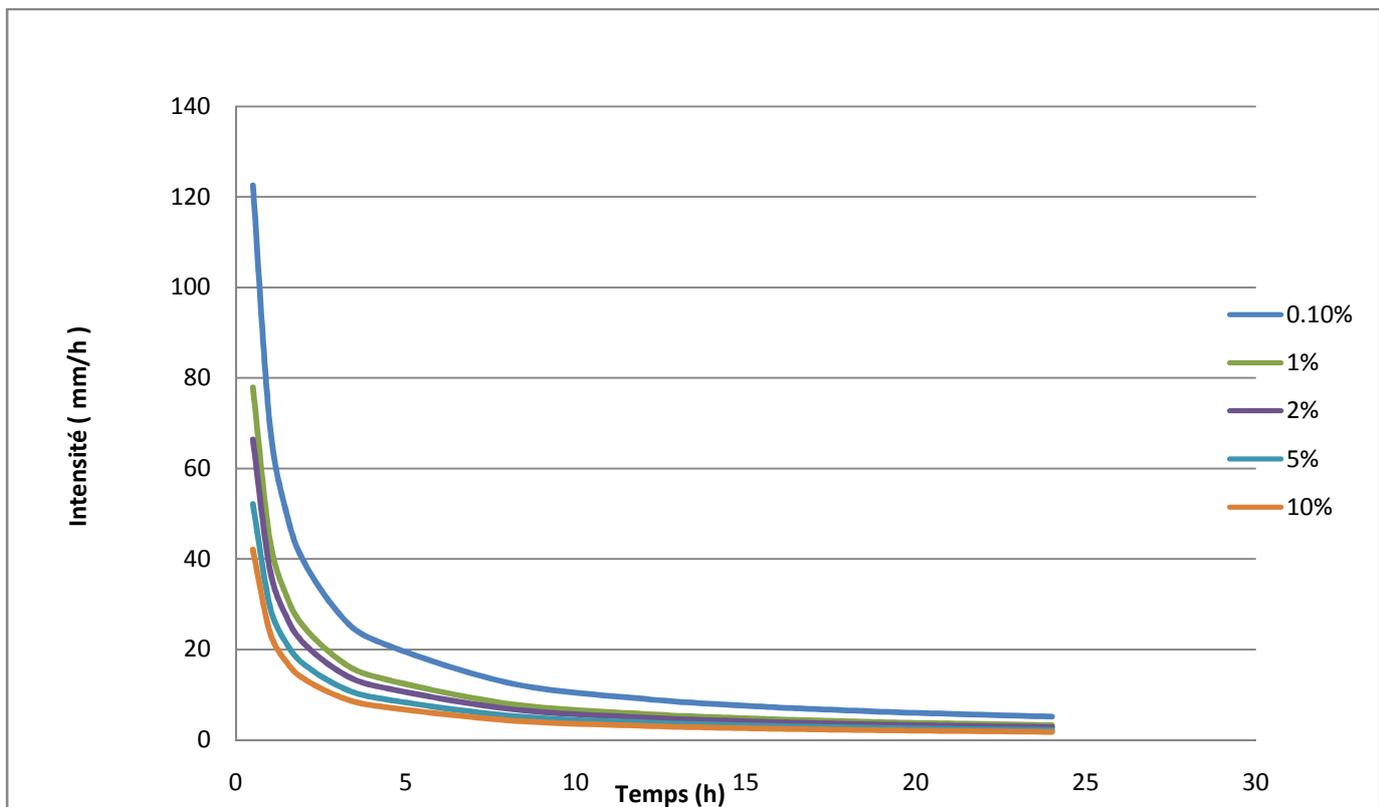


Figure III -15: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences

III- 5 Etudes des apports

III-5.1 Apport liquides

III-5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A₀)

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau .Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats) , l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

a) Formule de l'ANRH

On a :

$$A_0 = 0.915. P^{2.684} . S^{0.842} \dots\dots\dots III.24$$

Avec :

P : précipitation moyenne (mm)

S : Surface du bassin versant (km²)

A.N :

$$A_0 = 0.023 Hm^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} = 0.15 \text{ mm}$$

b) Formule de MEDINGER

On a : $A_0 = Le * S \dots\dots\dots III-25$

$$Le = 1.024 (P_0 - 0.26)^2$$

Avec : Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P₀ : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $Le = 0.02 \text{ mm}$

$$A_0 = 0.003 Hm^3$$

c) Formule de Mallet - Gauthier :

$$A_0 = Le * S \dots\dots\dots III-26$$

$$L_e = 0.6 .P_{moy} (1 - 10^{-0.36P^2moy})$$

P : Pluie moyenne annuelle en (m).

Le : lame d'eau écoulée en (m)

AN : **Le = 0.8mm**

| |
|---|
| $A_0 = 0.12 \text{ Hm}^3$ |
|---|

D) Formule de Derie II

$$A_0 = 0.513 . P^{2.683} . D_d^{0.5} . S^{0.842} \dots\dots\dots III -27$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

D_d : Densité de drainage (Km/Km²)

A.N :

| |
|--|
| $A_0 = 0.014 \text{ Hm}^3$ |
|--|

Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats

| Formules | A ₀ (Hm ³) |
|------------------------|-----------------------------------|
| A.N.R.H | 0.023 |
| Malet -Gauthier | 0.12 |
| MEDINGER | 0.003 |
| Derie II | 0.014 |

❖ Remarque :

Les quatre formules donnent des valeurs différentes, donc on choisit la méthode qui se rapproche le plus de la valeur moyenne ($A_{0\text{ moy}} = 0.04 \text{ Hm}^3$)

On prend alors l'apport moyen annuel $A_0 = 0.023 \text{ Hm}^3$ donné par la formule de l'ANRH.

III-5.1 .-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies qui est égale au rapport de la précipitation moyenne du mois « i » sur P_0 .

Tableau III-26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

| MOIS | SEP | OCT | NOV | DEC. | JAN | FEV | MAR | AVR | MAI | JUIN | JUIL | AOU |
|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Pluies mens (%) | 17.15 | 7.52 | 10.14 | 10.39 | 11.66 | 4.9 | 9.2 | 11.91 | 10.39 | 4.14 | 0.25 | 2.36 |
| Apport Mens(Hm³) | 0.394 | 0.173 | 0.233 | 0.239 | 0.268 | 0.112 | 0.211 | 0.273 | 0.239 | 0.095 | 0.006 | 0.054 |
| Apport Mens (%) | 17.15 | 7.52 | 10.14 | 10.39 | 11.65 | 4.90 | 9.20 | 11.91 | 10.39 | 4.14 | 0.25 | 2.36 |

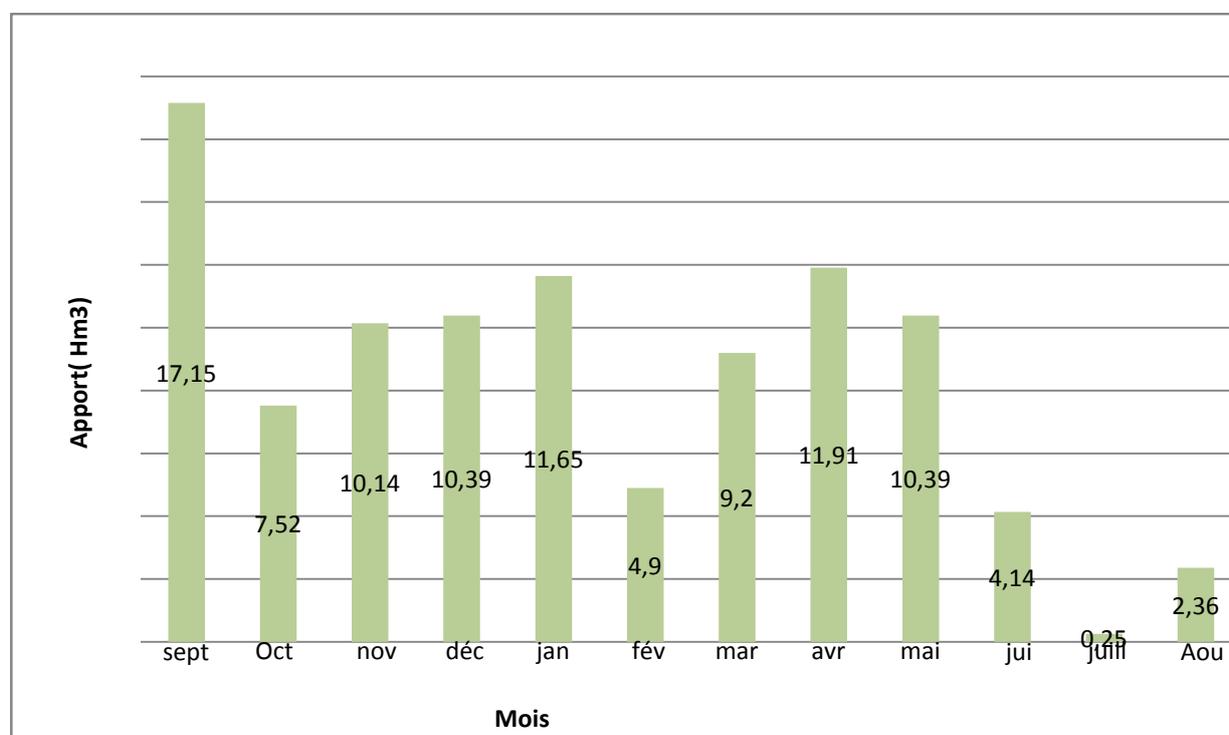


Figure III- 16 – Répartition mensuelle de l'apport moyen

III-5. 2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ III-28

A_0 : Apport moyen annuel

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

A.N :

Me = 7.29 l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ III-29

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

M₀=0.052 l/s/km²

c) lame d'eau écoulée :

$Le = A_0/S_{BV}$ III-30

Soit :

Le = 0.16 mm

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ III-31

Soit :

Ce = 0.002

III-5.3 Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques

a) Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots\dots \text{III-32}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

S : superficie du bassin (km²)

$$C_v = 0.64$$

b) Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots \text{III-33}$$

$$C_v = 1.02$$

c) Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \dots\dots\dots \text{III-34}$$

AN: $C_v = 0.35$

E) Formule de KRISTKY MENKEL:

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27}) \dots\dots\dots \text{III-35}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Soit : $C_v = 0.60$

Tableau III -27 Récapitulatif des C_v

| Formules | Cv |
|-------------------------------|-----------|
| SOKOLOVSKY | 0.64 |
| OURKGUIPROVODKH OZ | 1.02 |
| L'ANTONOV | 0.35 |
| KRISTKY MENKEL | 0.60 |

Conclusion :

D’après ces résultats on prend la valeur de coefficient de variation $Cv = 0.64$ pour les formules **KRISTKY MENKEL** qui est proche à la moyenne. ($Cv_{moy} = 0.65$)

$$Cv = 0.64$$

III-5. 4. Estimation fréquentielle des apports

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire , Pour cela, il faut tout d’abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{Cv^2+1} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \dots\dots\dots III-36$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel ($A_0 = 0.023 \text{ Hm}^3$).

Cv : Coefficient de variation. ($Cv = 0.64$)

Les résultats de calcul sont donnés dans le **tableau III-27**

Tableau III-28 : Les apports fréquentiels

| Période de retour (ans) | 1.25 | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|----------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Fréquence P (%) | 80 | 10 | 5 | 2 | 1 | 0.1 |
| Variable de Gauss | -0,841 | 1,282 | 1.64 | 2,054 | 2,327 | 3,1 |
| Apports (Mm ³) | 0,013 | 0,037 | 0,043 | 0,053 | 0,061 | 0,104 |

Donc :

$$A_{80\%} = 0.013 \text{ Hm}^3$$

III – 5.4.1 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

$$A_{80\%} = [(C_V - F_{P\%}) + 1] * A_0 \dots \dots \dots \text{III-37}$$

Et d'après le tableau de Rybkine Foster on prend $F_{P80\%} = - 0,841$

Tableau III - 29: La répartition mensuelle des apports

| Mois | sep | oct. | nov. | déc. | jan | fév. | mars | avril | mai | Juin | juil. | aout |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Apport % | 0.394 | 0.173 | 0.233 | 0.239 | 0.268 | 0.112 | 0.211 | 0.273 | 0.239 | 0.095 | 0.006 | 0.054 |
| Apport 80% | 0,013 | 0,01 | 0,011 | 0,008 | 0,009 | 0,013 | 0,008 | 0,004 | 0,005 | 0,001 | 0,096 | 0,009 |

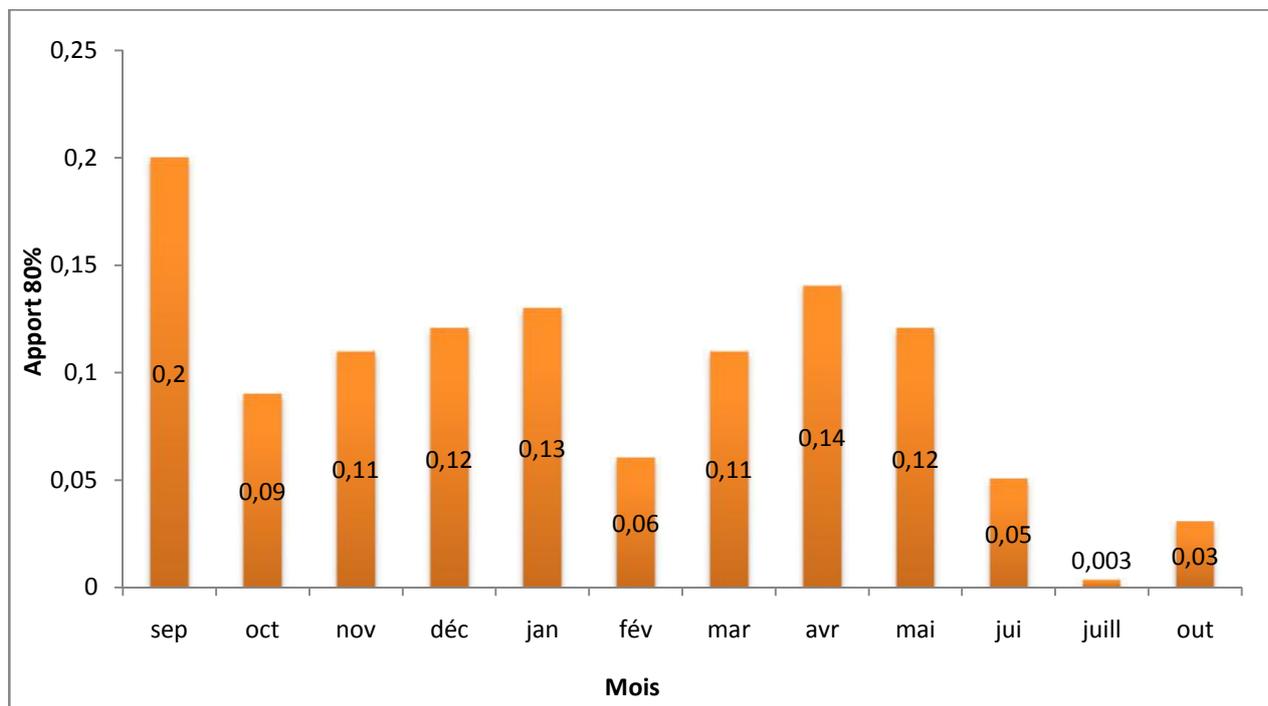


Figure III- 17 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %

III - 5. 5 Les apports solides

L'estimation du transport solide permet d'avoir une idée précise sur le volume des Sédiments qu'on peut avoir sur le site d'exploitation du barrage en fonction de la durée de vie de la retenue ou autrement dit le volume mort du barrage c'est le volume qui ne participe pas à la régularisation des débits

Le transport solide dépend de :

- ✓ L'étendue, du relief du bassin versant,
- ✓ La nature géologique des sols,
- ✓ Leur résistance à l'érosion,
- ✓ Liée elle-même à la couverture végétale,
- ✓ Au régime des pluies et des températures,

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques :

A) Formule de TEXERONT:

Cette formule est applique pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient Compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots \text{III-38}$$

Avec : T_s : le transport solide en (t/Km²/an),

L_0 : la lame d'eau écoulee en (mm),

r : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 75$ (sol moyenne perméable).

Tableau III.30: valeur de α en fonction de la perméabilité

| Variation de perméabilité | |
|---------------------------|-----------|
| Elevée | 8.5 |
| Moyenne | 75 |
| Faible à moyenne | 350 |
| Faible | 1400 |
| Imperméable | 3200 |

A.N :

$T_s = 79,83 \text{ T/Km}^2/\text{an}$

B) Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{s} \right)^{0.46} \dots\dots\dots III-39$$

Avec : **E_s** : érosion spécifique(t/Km²/an),

P_m : pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (**P_m= 12.77 mm**)

P_a: pluie moyenne annuelle (**P_a=118.4 mm**)

h : 45% (H_{max} - H_{min}) (**h = 58.5 m**)

S : surface du bassin versant (km²)

A.N :

E_s =0.28t / Km² / an

III-5 .5 .1 Calcul du volume mort

Il existe plusieurs formules pour le calcul :

a) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s T}{u_s} \dots\dots\dots III - 40$$

Avec :

$$Q_s = T_s * S \dots\dots\dots III- 41$$

Q_s : Le débit solide (t/ an)

s : Poids spécifique de la vase humide (s = 1.6 t/m³).

T : Délai de service ; T = 20 ans.

T_s : Le transport solide (t / Km² / ans)

A.N :

Q_s = 11215,89t/ans

V_m =74 914,90 m³

b) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es.T.S}{\delta s} \dots\dots\dots \text{III- 42}$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique (t/ Km² / ans)

T : Durée de vie du barrage (20 ans)

δs : Poids spécifique de la vase humide (s =1.6/m³).

A.N :

$$V_m = 42934,84m^3$$

Tableau III - 30 : Récapitulatif des V_m

| Formule | V _m (m ³) |
|----------|----------------------------------|
| Fournier | 4934,84 |
| Tixeront | 74 914,90 |

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de **Tixeront**

Donc :

$$V_m = 0.075 Mm^3$$

III - 6 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisés à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

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

- 1) Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2) Le volume de la crue.
- 3) La forme de la crue (Hydrogramme de crue).
- 4) Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul :

A) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log (1 + 20P_{\text{moy}}) \frac{S}{L} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots \text{III- 43}$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s)

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

T : période de retour [an]

Tableau III-31 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-------------------|-------|-------|--------|--------|--------|
| $Q_{\max,p\%}$ | 83,37 | 99,43 | 117,32 | 129,22 | 162,62 |

B) Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C S H_{tc,p\%} \overline{H_{moy-Hmin}}}{4 \overline{S} + 1.5L_p} \dots\dots\dots III - 44$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant [Km²]

L_p: Longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} :Altitude moyenne [m]

H_{min} : Altitude minimale [m]

H_{tc, p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de Concentration des eaux.

C : Coefficient topographique varient entre 66 et 166

On prend C = 116

Tableau III - 32 : Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI

| | | | | | |
|---------------------------|-------|-------|--------|-------|--------|
| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| H_{tc, p%} | 34,08 | 42,24 | 53,78 | 63,15 | 99,32 |
| Q_{max,p%} | 64.71 | 80.19 | 102,12 | 119,9 | 188,59 |

C) Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28.(P_c-H_0).\alpha.F.S}{T_c} \dots\dots\dots III- 45$$

Avec : S : Superficie du bassin [Km²].

T_c: temps de concentration[h].

P_{ct}: pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

$$= \frac{\overline{P_c} - \overline{H_0}}{\overline{P_c} + \overline{H_0}} \dots\dots\dots III - 46$$

H_0 : la d'eau initiale, Au nord d'Algérie perte $H_0 = (7 - 14)$ m

F : le coefficient de la forme de la crue et être calculé par la formule : $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

Tableau III-33 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant

| Caractéristique du B.V | |
|--|----------|
| Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ² | = 2 |
| Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable | 2 2.5 |
| Pour un bassin boisé perméable | 3 4. |

On prend : $\gamma = 3$ donc $F = 0.92$ prend : $H_0 = 7$

Tableau III - 34: Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-------------------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Ptc, p% | 34,08 | 42,24 | 53,78 | 63,15 | 99,32 |
| p% | 0,38 | 0,42 | 0,47 | 0,5 | 0,58 |
| $Q_{max,p\%}$ | 50,86 | 73,15 | 104,66 | 138,75 | 264.63 |

D) Formule de Turraza

Cette formule est développée en Italie :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \cdot I \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III- 47}$$

Avec : S : Superficie du bassin [Km²].

I : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm /h

C : coefficient de ruissellement é de la crue considéré pour une probabilité P

Tableau III- 35 : Résultats de calcul de la formule de Turraza

| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|-------------------|-------|--------|-------|--------|--------|
| Cr | 0,55 | 0.60 | 0.65 | 0.70 | 0.80 |
| Ptc, p% | 34,08 | 42,24 | 53,78 | 63,15 | 99,32 |
| $Q_{max,p\%}$ | 99.89 | 135.07 | 186.3 | 235.59 | 423.45 |

E) Formule de POSSENTI

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j} \cdot S}{L_p} \dots\dots\dots \text{III - 48}$$

Avec :

$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [mm]

μ : Coefficient compris entre 700 et 800

L_p : longueur du cours d'eau principale (km)

S : surface du bassin versant [km²]

Tableau III- 36 Résultats de calcul de la formule de POSSENTI

| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|----------------------------------|--------|------------|--------|--------|--------|
| $P_{\max j}$ | 42.2 | 52.3 | 66.6 | 78.2 | 123 |
| $Q_{\max,p\%}$ | 140,77 | 174,465843 | 222,16 | 260,86 | 410,31 |

Tableau III- 37 Récapitulatif des résultats de débit de crue

| Période de retour | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
|------------------------|--------|--------|--------|---------|--------|
| MALLET-GAUTHIER | 83,37 | 99,43 | 117,32 | 129,22 | 162,62 |
| GIANDOTTI | 64.71 | 80.19 | 102,12 | 119.9 | 64.71 |
| SOKOLOVSKY | 50,86 | 73,15 | 104,66 | 138,75 | 264.63 |
| TURRAZA | 99,89 | 135,07 | 186,3 | 235,59 | 423,45 |
| POSSENTI | 140,77 | 174,47 | 222,17 | 260,871 | 410,31 |
| Moyenne | 87,92 | 112,44 | 146,51 | 176,86 | 289,92 |

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **SOKOLOVSKY** car elle est la plus proche de la moyenne.

III – 6.1 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- ✓ La forme de la crue.
- ✓ Le volume de la crue.
- ✓ La durée de la crue.
- ✓ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

a) Pour le temps de montée:

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{T}{T_m} \right]^2 \dots\dots\dots \text{III - 49}$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots \text{III- 50}$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

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

T_d : Temps de la décrue en heures ;

T_b : Temps de base $T_b = T_m + T_d$

On considère que : $T_d = T_m = 2 T_c$

Ou : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau III-38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue :

| Description du cours d'eau | Valeur de |
|---|-----------|
| 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 |

On prend $\alpha = 2$ Donc :

$$T_m = 7.32 \text{ h}$$

$$T_d = 2 T_m = 14.64 \text{ h}$$

$$T_b = 21.96 \text{ h}$$

Tableau III - 39 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

| | Débit de crue du période de retour | | | | |
|--------------|---|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Temps | 10 | 20 | 50 | 100 | 1000 |
| heure | Q (m³/s) | Q (m³/s) | Q (m³/s) | Q (m³/s) | Q (m³/s) |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0,95 | 1,37 | 1,95 | 2,59 | 4,94 |
| 2 | 3,8 | 5,46 | 7,813 | 10,36 | 19,75 |
| 3 | 8,54 | 12,29 | 17,58 | 23,31 | 44,45 |
| 4 | 15,194 | 21,84 | 31,25 | 41,43 | 79,02 |
| 5 | 23,73 | 34,13 | 48,83 | 64,74 | 123,47 |
| 6 | 34,17 | 49,15 | 70,32 | 93,22 | 177,8 |
| 7,32 | 50,86 | 73,15 | 104,66 | 138,75 | 264,63 |
| 8 | 41,13 | 59,16 | 84,64 | 112,22 | 214,02 |
| 9 | 32,73 | 47,08 | 67,36 | 89,3 | 170,32 |
| 10 | 25,56 | 36,77 | 52,6 | 69,74 | 133,01 |
| 11 | 19,521 | 28,08 | 40,18 | 53,26 | 101,59 |
| 12 | 14,52 | 20,88 | 29,88 | 39,61 | 75,55 |
| 13 | 10,45 | 15,04 | 21,51 | 28,52 | 54,39 |
| 14 | 7,23 | 10,4 | 14,87 | 19,72 | 37,61 |
| 15 | 4,75 | 6,82 | 9,76 | 12,95 | 24,7 |
| 16 | 2,91 | 4,18 | 5,98 | 7,93 | 15,13 |
| 17 | 1,62 | 2,339 | 3,33 | 4,42 | 8,42 |
| 18 | 0,78 | 1,12 | 1,61 | 2,13 | 4,07 |
| 19 | 0,3 | 0,43 | 0,61 | 0,81 | 1,55 |
| 20 | 0,07 | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 0,37 |
| 21 | 0,004 | 0,006 | 0,009 | 0,01 | 0,022 |
| 21.96 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

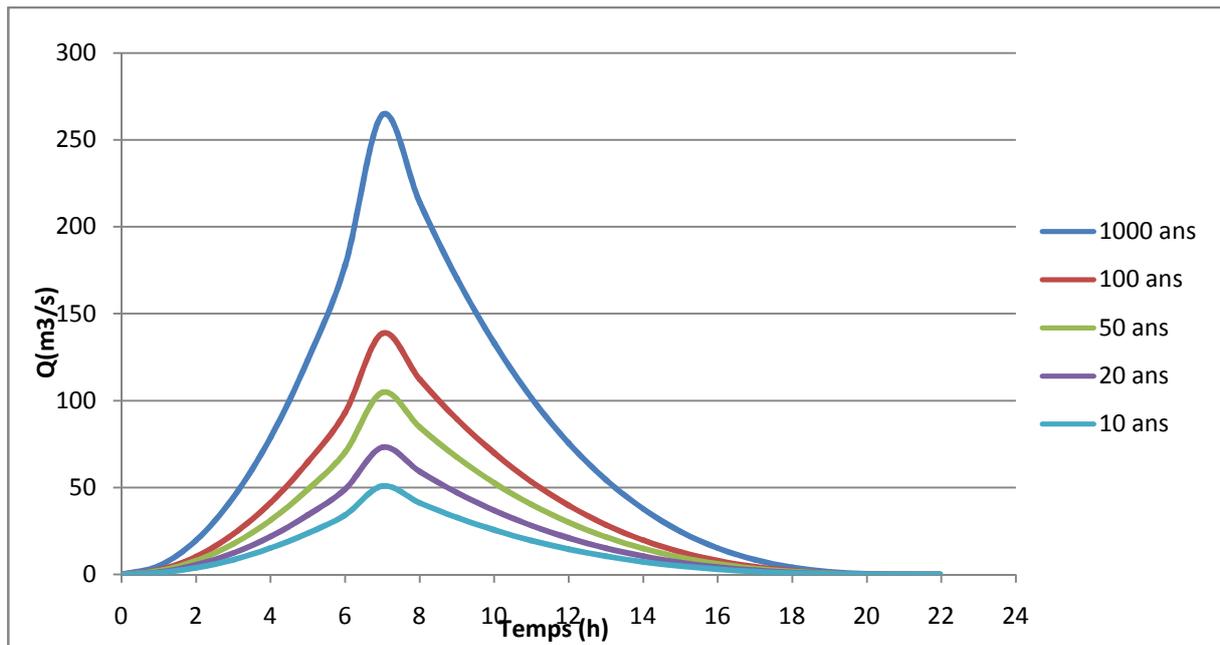


Figure III-18 : Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps

(Méthode de SOKOLOVSKY)

III-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. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel)
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III- 40 : Les catégories des dommages

| 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 |

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d: Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : Représente les risques.

- 1- Lorsque **I_g = 1**, cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- 2- Lorsque **I_g =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale.
- 3- Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-41 : Choix de la crue de projet.

| Le risque | Risque faible | Risque moyen (modère) | Risque important |
|--------------------------|------------------------------------|---|-------------------|
| Hydrologie | Bonne connaissance | Connaissance moyennes | Incertitude |
| Géologie et géotechnique | Peu ou pas de difficulté | Quelques difficultés | Difficiles |
| Risque ou non de rupture | Faible | Moyen | Important |
| La crue de projet | $Q_{\max(1\%)n} + \text{revanche}$ | $Q_{\max(1\%)} + \text{revanche majorée}$ avec vérification pour $Q_{\max(0,1\%)}$ et $Q_{\max(0,2\%)}$ | $Q_{\max(0,1\%)}$ |

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

$$Q_{1\%} = 138,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

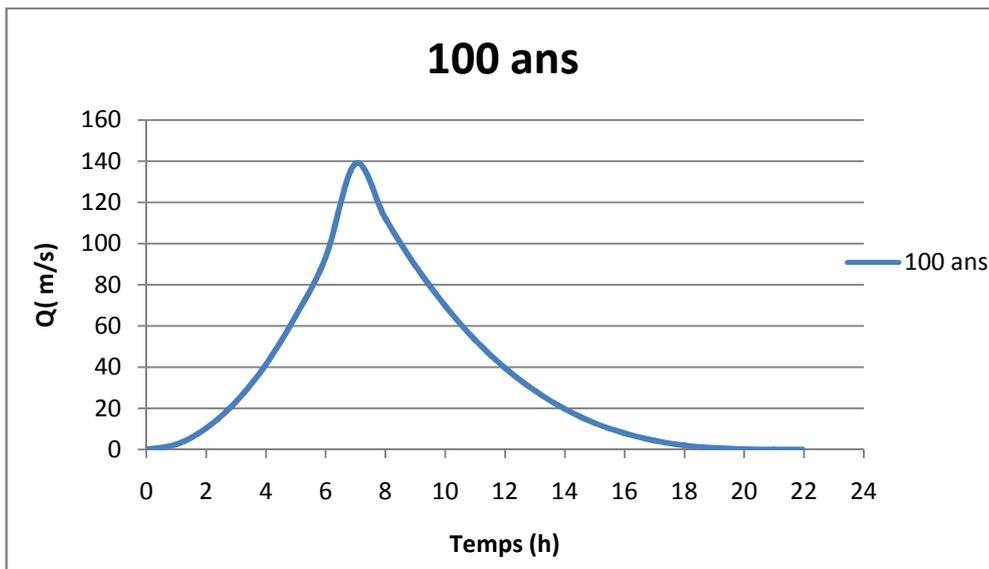


Figure III- 19 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

III – 6 . 3 Choix de la crue de chantier

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

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

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau

$$Q_{20\%} = 73,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

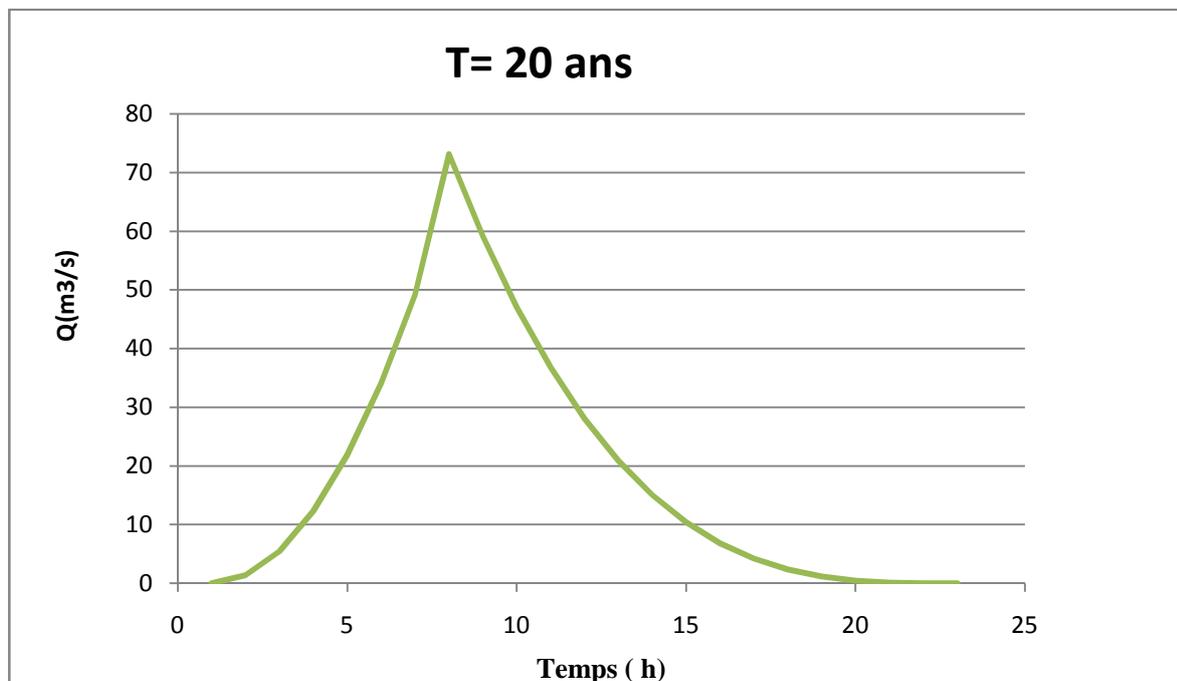


Figure III -20 : Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans

III- 7 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued d'El Besbes a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

III- 7-1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

Tableau III-42 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

| Mois | sep | oct. | nov. | déc. | jan | fév. | mars | avril | mai | Juin | juil. | aout |
|-------------------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $A_{80\%}(\text{Mm}^3)$ | 0,013 | 0,01 | 0,011 | 0,008 | 0,009 | 0,013 | 0,008 | 0,004 | 0,005 | 0,001 | 0,096 | 0,009 |
| $A_{80\%}(\%)$ | 17.15 | 7.52 | 10.14 | 10.39 | 11.65 | 4.90 | 9.20 | 11.91 | 10.39 | 4.14 | 0.25 | 2.36 |

III-7.2 Répartition des besoins

Tableau III-43 : Répartition saisonnières des demandes

| Mois | sep | oct. | nov. | déc. | jan | fév. | mars | avril | mai | Juin | juil. | aout |
|-------------------------|-------|-------|------|------|-----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $U_{80\%}(\text{Mm}^3)$ | 0,004 | 0.002 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,002 | 0.007 | 0,009 | 0,1 | 0,013 |

III-7 . 3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots \text{III- 51}$$

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 .

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

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

Tableau III-44: Courbe topographiques et volumétriques

| Cote (m) | H (m) | S (km ²) | S_{moy} (km ²) | H (m) | V (Hm ³) | $V_{cumulé}$ (Hm ³) |
|-------------|----------|-------------------------|---------------------------------|----------|-------------------------|------------------------------------|
| 326,40 | 0 | 0 | 2186,65 | | 0,001 | 0 |
| 327,00 | 0,60 | 4373,29 | | 0,60 | | 0,001 |
| | | | 14623,50 | 1,00 | 0,015 | |
| 328,00 | 1,60 | 24873,71 | | | | 0,016 |
| | | | 49902,99 | 1,00 | 0,050 | |
| 329,00 | 2,60 | 74932,26 | | | | 0,066 |
| | | | 106001,52 | 1,00 | 0,106 | |
| 330,00 | 3,60 | 137070,79 | | | | 0,172 |
| | | | 178092,71 | 1,00 | 0,178 | |
| 331,00 | 4,60 | 219114,63 | | | | 0,350 |
| | | | 272660,00 | 1,00 | 0,273 | |
| 332,00 | 5,60 | 326205,37 | | | | 0,623 |
| | | | 382227,11 | 1,00 | 0,382 | |
| 333,00 | 6,60 | 438248,85 | | | | 1,005 |

Les courbes capacités – surface – hauteur :

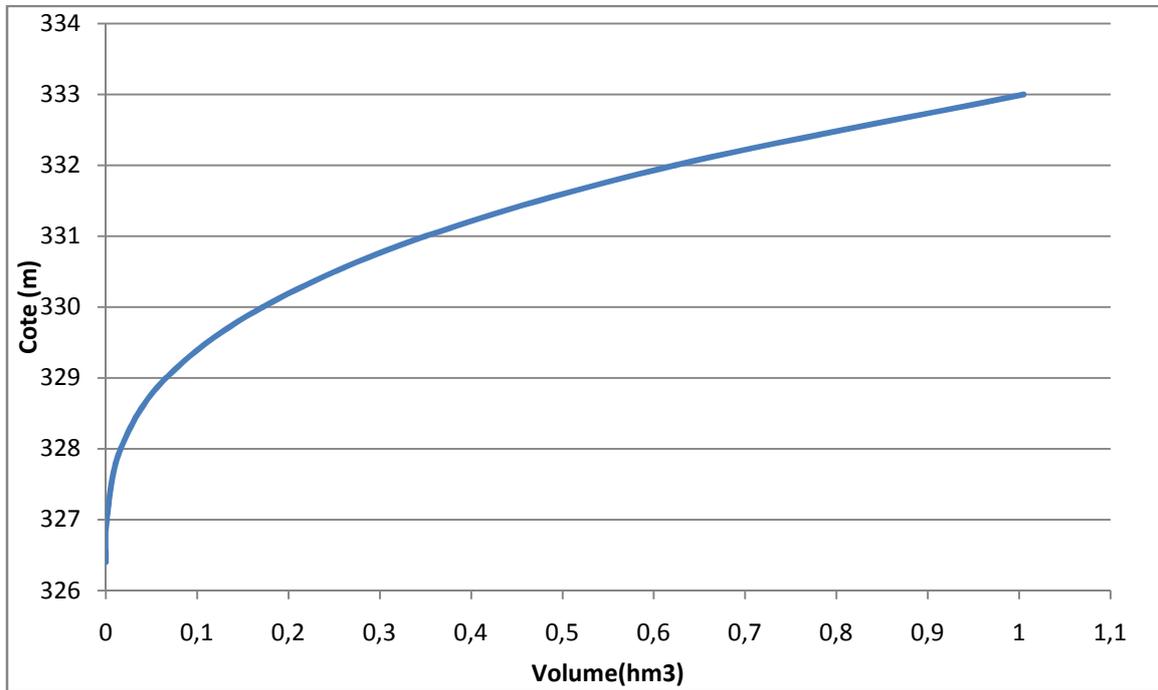


Figure III-21 : courbe capacité - hauteur

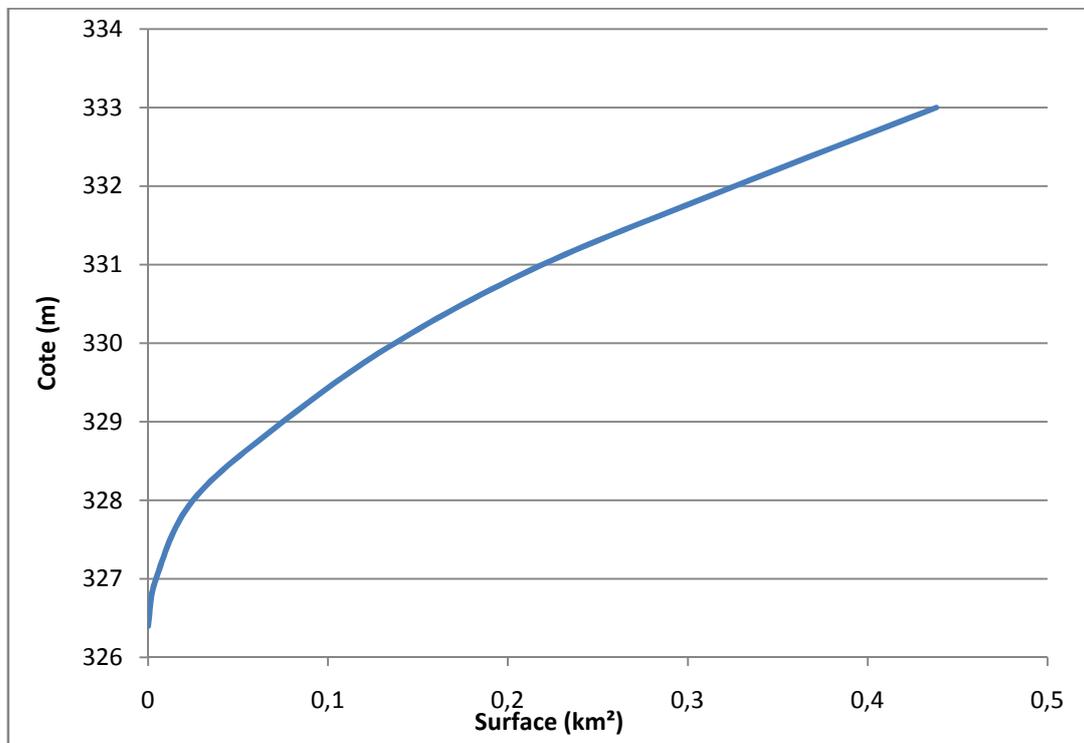


Figure III-22 : courbe Surface - hauteur

III-7. 4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots\dots\dots III-52$$

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III-7.4 .1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau III-45 : les résultats de calcul

| Mois | sep | oct. | nov. | déc. | jan | fév. | mars | avril | mai | Juin | juil. | aout |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| A_{80%}(Mm³) | 0,013 | 0,01 | 0,011 | 0,008 | 0,009 | 0,013 | 0,008 | 0,004 | 0,005 | 0,001 | 0,096 | 0,009 |
| U_{80%}(Mm³) | 0,004 | 0,002 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,002 | 0,007 | 0,009 | 0,1 | 0,013 |
| A_{80%}-U_{80%} | 0,009 | 0,008 | 0,011 | 0,008 | 0,009 | 0,013 | 0,008 | 0,002 | -0,002 | -0,008 | -0,004 | -0,022 |

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu' au mois d' Avril.

III-7.4 .2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la cote du niveau normal de la retenue.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- **1^{ère} consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III-46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

| Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes | | | | | | | | | |
|--|--|--|---------------------------|--|---------------------------------------|---------------------|--|---------------------------------------|-------------------------|
| Mois | A _{80%} (Mm ³) | U _{80%} (Mm ³) | A-U (Mm ³) | 1 ^{ère} consigne d'exploitation | | | 2 ^{ème} consigne d'exploitation | | |
| | | | | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} (Mm ³) | S(Mm ³) | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} (Mm ³) | S (Mm ³) |
| Sep | 0,004 | 0,00013 | 0,019 | | 0,075 | | | 0,075 | |
| | | | | 0,094 | | | 0,048 | 0,075 | -0,027 |
| Oct | 0,01 | 0,002 | 0,028 | | | | 0,067 | | |
| | | | | 0,122 | | | | | |
| Nov | 0,011 | 0 | 0,04 | | | | 0,095 | | |
| | | | | 0,162 | | | | | |
| Dec | 0,008 | 0 | 0,009 | | | | 0,135 | | |
| | | | | 0,171 | | | | | |
| Jan | 0,009 | 0 | 0,009 | | | | | | |
| | | | | 0,18 | 0,176 | 0,004 | 0,144 | | |
| Fev | 0,013 | 0 | 0,013 | | | | | | |
| | | | | 0,189 | 0,176 | 0,013 | 0,153 | | |
| Mar | 0,008 | 0 | 0,008 | | | | | | |
| | | | | 0,184 | 0,176 | 0,008 | 0,166 | | |
| Avr | 0,004 | 0,002 | 0,002 | | | | | | |
| | | | | 0,178 | 0,176 | 0,002 | 0,174 | | |
| Mai | 0,005 | 0,007 | -0,002 | | | | | | |
| | | | | 0,174 | | | 0,176 | | |
| Juin | 0,001 | 0,009 | -0,089 | | | | | | |
| | | | | 0,085 | | | 0,174 | | |
| Juil | 0,096 | 0,1 | -0,004 | | | | | | |
| | | | | 0,081 | | | 0,085 | | |
| Aout | 0,009 | 0,013 | -0,006 | | | | | | |
| | | | | | 0,075 | | | 0,075 | |
| | | | | S= 0,027 | | | 0,075 | 0,075 | S= 0,027 |

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0.128 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0,101 \text{ Mm}^3$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V_u = V_d = 0,101 \text{ Mm}^3$

$$\mathbf{V_u = 0,101 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

Avec : $V_m = 0.075 \text{ Mm}^3$

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 0,075 + 0,101 = 0.176 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 0.176 \text{ Mm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 330.3 \text{ m NGA}}$$

III.7.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons : $V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots \dots \dots \text{III-53}$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (V_{moy}).elle déterminée sur la courbe $S = f(V)$.

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots \text{III- 54}$$

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

B) - Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{u \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots \text{III-55}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration;

u : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

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 successifs.

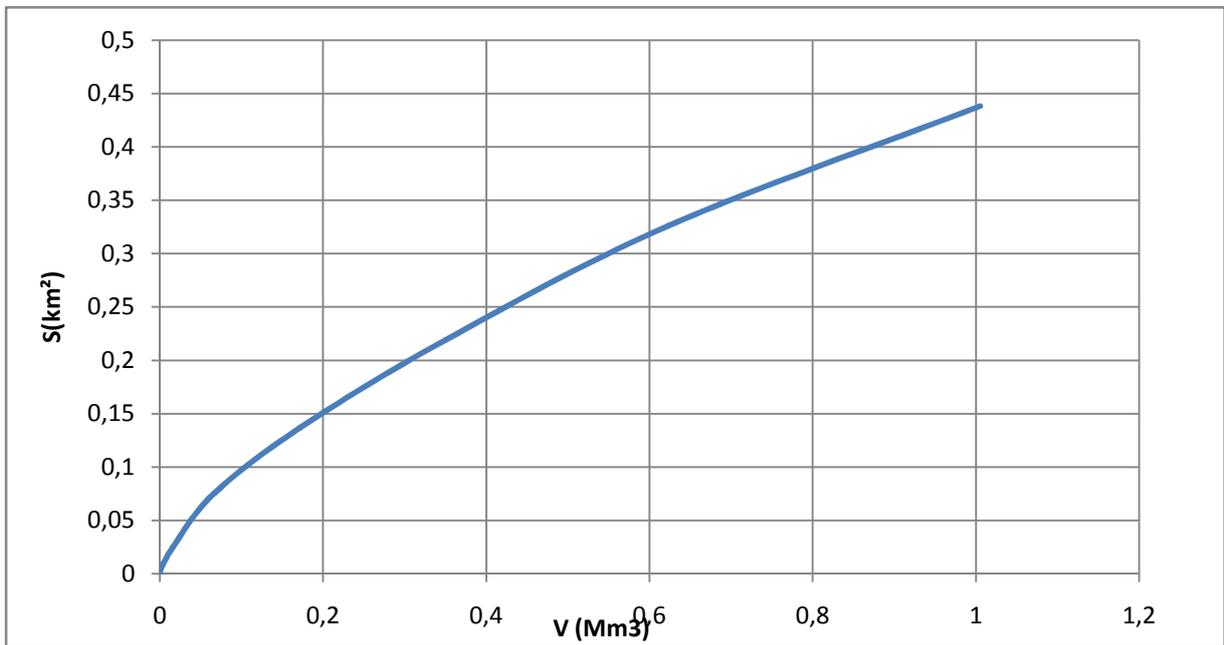


Figure III- 23: Courbe volumétrique $S = f(V)$

Tableau III-47: Calcul des pertes

| Mois | V_{moy} (Mm ³) | S_{moy} (Km ²) | Es (mm) | V_{ep} (Mm ³) | V_{inf} (Mm ³) | = $V_{ep}+V_{inf}$ |
|------|---------------------------------|------------------------------|------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| Sep | 0,0795 | 0,058 | 0,217 | 0,0125 | 0,0012 | 0,0009 |
| Oct | 0,088 | 0,059 | 0,107 | 0,0063 | 0,0013 | 0,0006 |
| Nov | 0,0975 | 0,0595 | 0,042 | 0,0025 | 0,0015 | 0,0009 |
| Dec | 0,107 | 0,1 | 0,02 | 0,002 | 0,0016 | 0,0002 |
| Jan | 0,111 | 0,108 | 0,021 | 0,0023 | 0,0017 | 0,0001 |
| Fev | 0,111 | 0,108 | 0,027 | 0,0029 | 0,0017 | 0,0016 |
| Mar | 0,111 | 0,108 | 0,057 | 0,0062 | 0,0017 | 0,00021 |
| Avr | 0,111 | 0,108 | 0,109 | 0,0117 | 0,0017 | 0,0001 |
| Mai | 0,11 | 0,108 | 0,21 | 0,0227 | 0,0017 | 0,0243 |
| Juin | 0,5595 | 0,307 | 0,323 | 0,0991 | 0,0084 | 0,025 |
| Juil | 0,5535 | 0,3 | 0,403 | 0,1209 | 0,0083 | 0,0252 |
| Aout | 0,086 | 0,359 | 0,375 | 0,1346 | 0,0013 | 0,0003 |

Tableau III- 48: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

| Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--------------------|----------------------------|--|---------------------------------------|-------------------------|--|---------------------------------------|-------------------------|
| Mois | A _{80%} (Mm ³) | U _{80%} (Mm ³) | (Mm ³) | A-U- (Mm ³) | 1 ^{ère} consigne d'exploitation | | | 2 ^{ème} consigne d'exploitation | | |
| | | | | | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} (Mm ³) | S (Km ²) | V _{rf} (Mm ³) | V _{ri} (Mm ³) | S (Mm ³) |
| Sep | 0,023 | 0,00013 | 0,0009 | 0,03 | | 0,075 | | | 0,075 | |
| | | | | | 0,105 | | | 0,0641 | 0,075 | -0,0109 |
| Oct | 0,01 | 0,002 | 0,0006 | 0,008 | 0,113 | | | 0,0941 | | |
| | | | | | 0,123 | | | 0,1021 | | |
| Nov | 0,011 | 0 | 0,0009 | 0,01 | 0,132 | | | 0,1121 | | |
| | | | | | 0,142 | | | 0,1211 | | |
| Dec | 0,008 | 0 | 0,0002 | 0,009 | 0,178 | 0,1761 | 0,0019 | 0,1311 | | |
| | | | | | 0,1801 | 0,1761 | 0,004 | 0,1671 | | |
| Jan | 0,009 | 0 | 0,0001 | 0,01 | 0,1811 | 0,1761 | 0,005 | 0,1711 | | |
| | | | | | 0,1498 | | | 0,1761 | | |
| Fev | 0,013 | 0 | 0,0016 | 0,036 | 0,1078 | | | 0,1498 | | |
| | | | | | 0,0786 | | | 0,1078 | | |
| Mar | 0,008 | 0 | 0,00021 | 0,004 | 0,075 | | | 0,0786 | | |
| | | | | | | | | | | |
| Avr | 0,004 | 0,002 | 0,0001 | 0,005 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Mai | 0,005 | 0,007 | 0,0243 | -0,0263 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Juin | 0,001 | 0,009 | 0,025 | -0,042 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Juil | 0,096 | 0,1 | 0,0252 | -0,0292 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Aout | 0,009 | 0,013 | 0,0003 | -0,0036 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | S=0,0109 | 0,075 | | S = 0,0109 |

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0,112\text{Mm}^3$
- $V_d = 0,1011\text{Mm}^3$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V'u = V_d = 0,1011\text{Mm}^3$

$$\mathbf{V'u = 0,1011\text{Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V'u + V_m$$

Avec : $V_m = 0.075 \text{ Mm}^3$

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V'u = 0,075 + 0,1011 = 0,1761\text{Mm}^3$$

$$\mathbf{V'_{\text{NNR}} = 0,1761\text{Mm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 330.3 \text{ m NGA}}$$

C) Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $1\% < < 2\%$

Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$= \frac{V'u - V_u}{V'u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{III-56}$$

$$\text{A.N} = \frac{0.1011 - 0.101}{0.101} \cdot 100 = 0.098$$

= 0.098 < 2% donc la condition est vérifiée .

III-8 Laminage des crues

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Et enfin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiées par une étude d'optimisation, Vu que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt = q.dt + S.dt \dots\dots\dots III - 57$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots III - 58$$

D'où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul :

- ✓ Méthode de Hildenblate,
- ✓ Méthode de Blakmore
- ✓ Méthode de Kotcherine
- ✓ Méthode de tep by step
- ✓ Méthode graphique

Pour notre étude, nous retenons la méthode de Kotcherine.

III - 8.1 Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho - analytique qui se base sur les principes suivants :

- ✓ L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85 Q\%}\right) \dots\dots\dots III-59$$

Avec :

V_F: le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C: le volume de la crue correspondant au Q% en m³

Q%: le débit de la crue en m³/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q\% \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots III- 60$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

III-8.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m.b.\sqrt{2.g} (H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots III- 61$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur [**g = 9,81m²/s**].

b: La largeur de déversoir. (**On la fait varier de 4 à 20 m**).

H : La charge sur le déversoir (**On la fait varier de 0,2 à 1.8 m**).

$$H_0 = H + \frac{rV_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots \text{III- 62}$$

Où :

Ho : est la charge globale;

Vo : la vitesse d'approche d'eau déterminée dans le lit de l'oued d'après la formules suivante : $V_o = \frac{Q}{S}$

Avec : **S = b*(H+P)**

P : la hauteur de pelle

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III- 49 : Données de départ

| Données initiales | |
|---|---------|
| g | 9.81 |
| | 1 |
| Q_{1%} (m³/s) | 138.75 |
| V_{c1%} (m³) | 5216400 |
| m | 0.49 |
| P (m) | 1.5 |

III-50 : Résultats des calculs avec les formules précédentes

| b (m) | H (m) | Débit m³/s | surface (m ²) | Vitesse m/s | V_{forcé} (Mm ³) |
|-----------------|-----------------|--|-------------------------------------|------------------------------|--|
| 4 | 0,5 | 2,069 | 8 | 0,26 | 0,074 |
| 6 | 0,75 | 8,458 | 13,5 | 0,63 | 0,114 |
| 8 | 1 | 17,363 | 20 | 0,87 | 0,174 |
| 10 | 1,25 | 30,333 | 27,5 | 1,10 | 0,289 |
| 12 | 1,5 | 47,848 | 36 | 1,33 | 0,294 |
| 14 | 1,75 | 70,345 | 45,5 | 1,545 | 0,354 |
| 16 | 2 | 98,222 | 56 | 1,75 | 0,444 |
| 18 | 2,25 | 131,854 | 67,5 | 1,95 | 0,534 |
| 20 | 2,5 | 158,63 | 80 | 2,03 | 0,634 |

Tableau III- 51 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

| H | V_{moy} | H₀ | b=4m | b=6m | b=8m | b=10m | b=12m | b=14m | b=16m | b=18m | b=20m |
|----------|------------------------|----------------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 0,5 | 0,067 | 0,50 | 0,55 | 0,83 | 1,11 | 1,38 | 1,66 | 1,93 | 2,21 | 2,49 | 2,76 |
| 0,75 | 0,203 | 0,77 | 1,98 | 2,97 | 3,96 | 4,95 | 5,94 | 6,93 | 7,93 | 8,92 | 9,90 |
| 1 | 0,434 | 1,04 | 4,86 | 7,29 | 9,72 | 12,15 | 14,58 | 17,01 | 19,44 | 21,87 | 24,30 |
| 1,25 | 0,770 | 1,31 | 9,80 | 14,71 | 19,61 | 24,51 | 29,41 | 34,31 | 39,21 | 44,11 | 49,01 |
| 1,5 | 1,221 | 1,59 | 17,45 | 26,18 | 34,91 | 43,63 | 52,35 | 61,07 | 69,80 | 78,52 | 87,25 |
| 1,75 | 1,789 | 1,87 | 28,47 | 42,70 | 56,94 | 71,17 | 85,40 | 99,64 | 113,88 | 128,11 | 142,34 |
| 2 | 2,480 | 2,16 | 43,55 | 65,33 | 87,13 | 108,88 | 130,653 | 152,43 | 174,21 | 195,98 | 217,75 |
| 2,25 | 3,296 | 2,45 | 63,41 | 95,11 | 126,81 | 158,52 | 190,22 | 221,92 | 253,63 | 285,33 | 317,03 |
| 2,5 | 3,55 | 2,71 | 86,39 | 129,59 | 172,79 | 215,98 | 259,18 | 302,38 | 345,57 | 388,77 | 431,97 |

Tableau III-52 : Débit déversant en fonction de H et b et V_c

| H | $V_{forcé}$ | $q_{Laminé}$ | b=4m | b=6m | b=8m | b=10m | b=12m | b=14m | b=16m | b=18m | b=20m |
|------|-------------|--------------|-------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|
| 0,5 | 0,069 | 117,16 | 0,55 | 0,83 | 1,11 | 1,38 | 1,66 | 1,93 | 2,21 | 2,49 | 2,76 |
| 0,75 | 0,099 | 116,82 | 1,98 | 2,97 | 3,96 | 4,95 | 5,94 | 6,93 | 7,93 | 8,92 | 9,90 |
| 1 | 0,139 | 115,69 | 4,86 | 7,29 | 9,72 | 12,15 | 14,58 | 17,01 | 19,44 | 21,87 | 24,30 |
| 1,25 | 0,184 | 114,32 | 9,80 | 14,71 | 19,61 | 24,51 | 29,41 | 34,31 | 39,21 | 44,11 | 49,01 |
| 1,5 | 0,229 | 113,63 | 17,45 | 26,18 | 34,91 | 43,63 | 52,35 | 61,07 | 69,80 | 78,52 | 87,25 |
| 1,75 | 0,299 | 112,69 | 28,47 | 42,70 | 56,94 | 71,17 | 85,40 | 99,64 | 113,88 | 128,11 | 142,34 |
| 2 | 0,359 | 111,98 | 43,55 | 65,33 | 87,13 | 108,88 | 130,653 | 152,43 | 174,21 | 195,98 | 217,75 |
| 2,25 | 0,429 | 110,65 | 63,41 | 95,11 | 126,81 | 158,52 | 190,22 | 221,92 | 253,63 | 285,33 | 317,03 |
| 2,5 | 0,509 | 100,98 | 86,39 | 129,59 | 172,79 | 215,98 | 259,18 | 302,38 | 345,57 | 388,77 | 431,97 |

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe $q_{lam} = f(h)$ comme montre la figure suivante.

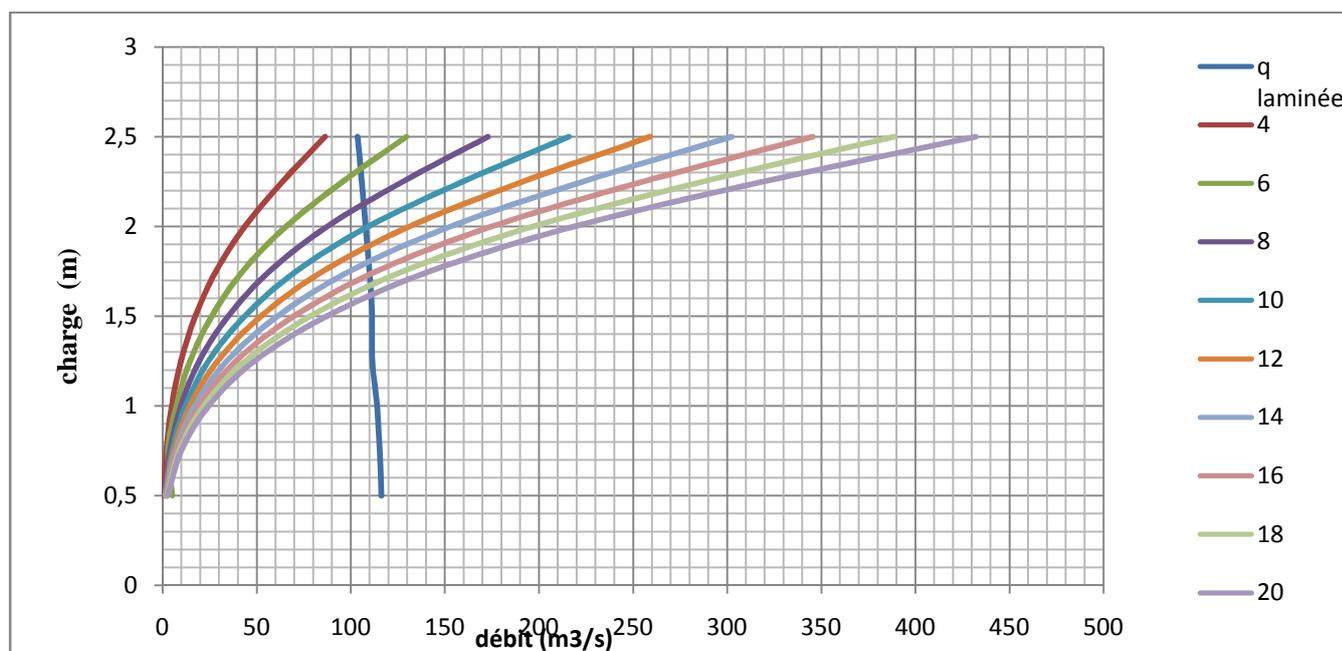


Figure III-24 : Courbes de $H = f(Q, q)$

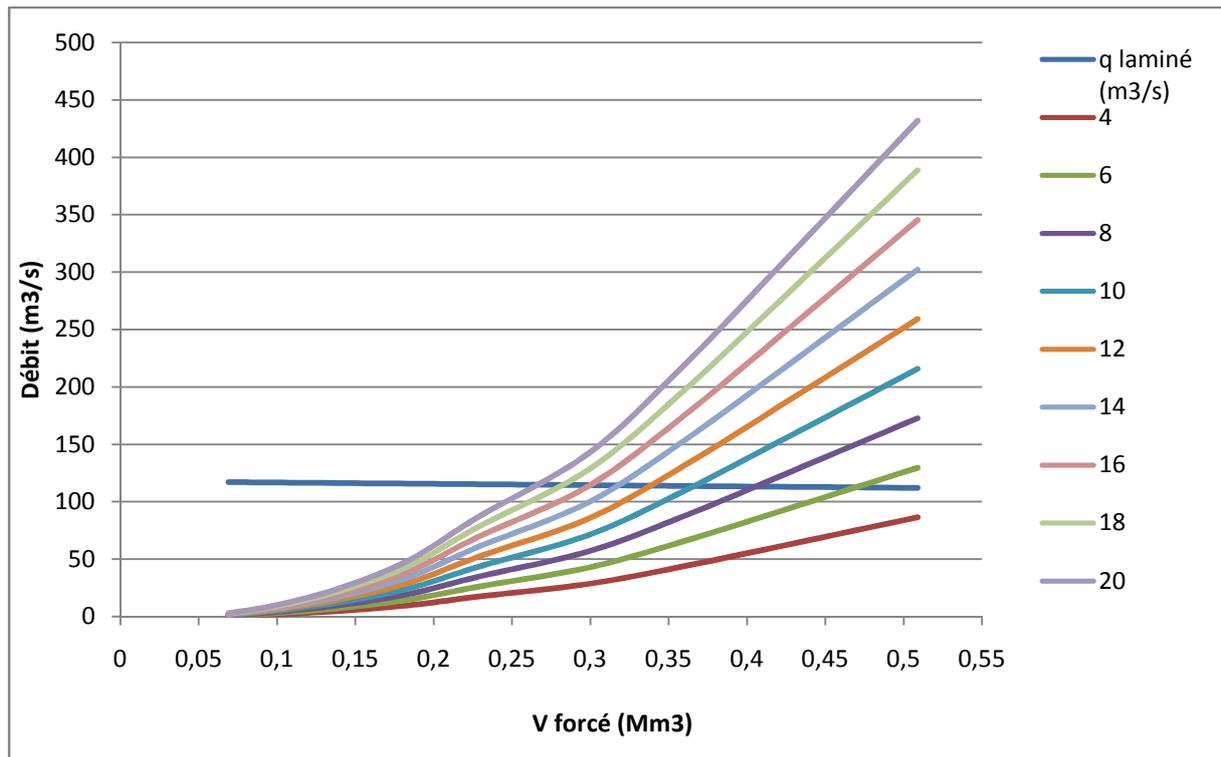


Figure III -25: Courbes de $(Q, q) = f(V)$

Tableau III-53 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

| b (m) | H (m) | NPHE (m) | q (m³/s) | V_{forcé}(Mm³) |
|--------------|--------------|-----------------|----------------------------|--|
| 6 | 2.3 | 332,3 | 109 | 0,554 |
| 8 | 2.1 | 332,1 | 110 | 0,494 |
| 10 | 2 | 332 | 110.5 | 0,454 |
| 12 | 1.9 | 331,9 | 110 | 0,414 |
| 14 | 1.8 | 331,8 | 110.1 | 0,384 |
| 16 | 1.75 | 331,75 | 110.3 | 0,344 |
| 18 | 1.65 | 331,65 | 110.5 | 0,334 |
| 20 | 1.6 | 331,6 | 110.8 | 0,274 |

III.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.

III-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 :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots\text{III - 63}$$

Avec : $V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots\text{III - 64}$

V_i : le volume du barrage à la cote **i**.

W_i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a : $W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots\text{III-65}$

B_i : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \dots\dots\dots \text{III-66}$$

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point **i** :

H_b : Hauteur du barrage avec :

$$H = NNR + R + h_{dév} + t \dots\dots\dots\text{III-67}$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III-9-1-1 Calcul de 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 :

$$R = 0,75.H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots\text{III- 68}$$

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la vague:

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$H=0,75+0,34\sqrt{F} + 0,26^4\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{III-69}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

$$V=1,5+2.H \dots\dots\dots\text{III-70}$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch. [F = 1.13 km]

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$H=0,5+0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{III- 71}$$

c) Formule Simplifiée

$$R=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots\text{III- 72}$$

Tableau III- 54: Résultats de calcul

| Formule | H (m) | V (m/s) | R (m) |
|-------------------------------|-------|---------|--------|
| STEVENSON GAILLARD | 0,54 | 2,58 | 0,74 |
| MALLET et PAQUANT | 0,85 | 3,20 | 1,16 |
| Simplifiée | - | - | 1,32 |

On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,2 m**

III-9-1-2 La largeur en crête

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

- ✓ Formule T.KNAPPEN:

$$b = 1,65 \overline{H_b} \dots \dots \dots \text{III-73}$$

- ✓ Formule E.F.PREECE

$$b = (1,1 \overline{H_b}) + 1 \dots \dots \dots \text{III-74}$$

- ✓ Formule SIMPLIFIEE

$$b = 3,6 \sqrt[3]{\overline{H_b} - 3} \dots \dots \dots \text{III-75}$$

- ✓ Formule pratique

$$b = \frac{5}{3} \overline{H_b} \dots \dots \dots \text{III-76}$$

Avec : H_b : la hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t .$$

Tableau III- 55 : Les résultats de calcul

| b(m) | H(m) | NPHE(m) | H_b (m) | b_{cr} (Knappen) | b_{cr} (Preece) | b_{cr} (Simplifiée) | b_{cr} (Pratique) | b_{cr} (moyenne) |
|------|------|---------|-----------|-----------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| 6 | 2,32 | 331,82 | 7,11 | 4,86 | 4,24 | 7,416 | 4,91 | 5,35 |
| 8 | 2,19 | 331,69 | 6,66 | 4,82 | 4,22 | 7,26 | 4,87 | 5,29 |
| 10 | 2 | 331,5 | 6,36 | 4,77 | 4,18 | 7,032 | 4,81 | 5,20 |
| 12 | 1,9 | 331,4 | 6,16 | 4,74 | 4,16 | 6,912 | 4,79 | 5,15 |
| 14 | 1,8 | 331,3 | 5,96 | 4,71 | 4,14 | 6,792 | 4,76 | 5,10 |
| 16 | 1,75 | 331,25 | 5,81 | 4,69 | 4,13 | 6,732 | 4,74 | 5,07 |
| 18 | 1,65 | 331,15 | 5,66 | 4,66 | 4,11 | 6,612 | 4,71 | 5,028 |
| 20 | 1,56 | 331,06 | 5,51 | 4,64 | 4,09 | 6,504 | 4,69 | 4,98 |

On opte pour une largeur optimale égale à 5 m.

III-9-1-3 Calcul du coût de la digue

Le calcul des volumes de la digue correspondante aux largeurs déverse est fait à partir formules citées précédemment :

Tableau III- 56 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

| Largeur déversant (m) | Volume de la digue en (m³) | Cout de la digue en (millions DA) |
|------------------------------|--|--|
| 6 | 15745,15 | 20,59 |
| 8 | 25428,29 | 18,34 |
| 10 | 19426,19 | 16,54 |
| 12 | 18972,67 | 15,49 |
| 14 | 15617,64 | 15,17 |
| 16 | 18059,31 | 14,87 |
| 18 | 17341,35 | 14,42 |
| 20 | 14318,17212 | 14,23 |

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé **800 DA**

III-9-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III-9-2-1 Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est $m = 0.49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots \text{III - 77}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dev} = S \cdot d_{dev} \cdot L \dots \dots \dots \text{III - 78}$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube de béton à **42.000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de :

Tableau III-57 : Coût de déversoir

| Profil N° | b (m) | h _{dév} (m) | S(m ²) | V (m ³) | Coût (M DA) |
|-----------|-------|----------------------|--------------------|---------------------|-------------|
| 1 | 6 | 2,32 | 3,2 | 19,2 | 0,8064 |
| 2 | 8 | 2,19 | 3,15 | 25,2 | 1,0584 |
| 3 | 10 | 2 | 2,5 | 25 | 1,05 |
| 4 | 12 | 1,9 | 2,25 | 27 | 1,134 |
| 5 | 14 | 1,8 | 2,15 | 30,1 | 1,2642 |
| 6 | 16 | 1,75 | 2,14 | 34,24 | 1,43808 |
| 7 | 18 | 1,65 | 2,12 | 38,16 | 1,60272 |
| 8 | 20 | 1,56 | 2,1 | 42 | 1,764 |

III-9.2. 2 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 155.29m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cour} \dots \dots \dots \text{III-79}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 42000 DA/m³

largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots \text{III-80}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes .

Tableau III- 58 : Coût de coursier

| b_{dév} (m) | q (m³/s) | b_c (m) | V_{bét} (m³) | coût total Millions (DA) |
|----------------------------|----------------------------|--------------------------|--|---------------------------------|
| 6 | 109 | 6,53 | 240,25 | 9,63 |
| 8 | 110 | 6,55 | 229,4 | 9,89 |
| 10 | 110,5 | 6,56 | 215,45 | 10,09 |
| 12 | 110 | 6,55 | 209,25 | 10,15 |
| 14 | 110,1 | 6,55 | 204,6 | 10,24 |
| 16 | 110,3 | 6,56 | 196,85 | 10,38 |
| 18 | 110,5 | 6,56 | 178,25 | 10,41 |
| 20 | 110,8 | 6,57 | 168,95 | 10,45 |

III- 9.3 coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous

Tableau III-59 : Coût Totale de la Retenue

| Largeur déversante (m) | Coût de la digue (millions DA) | Coût de l'évacuateur de crue | | Coût total (millions de DA) |
|------------------------|--------------------------------|------------------------------|----------|-----------------------------|
| | | Déversoir | coursier | |
| 6 | 20,59 | 0,8064 | 20.79 | 30,22 |
| 8 | 18,34 | 1,0584 | 46.43 | 28,23 |
| 10 | 16,54 | 1,05 | 59.45 | 26,63 |
| 12 | 15,49 | 1,134 | 68.70 | 25,64 |
| 14 | 15,17 | 1,2642 | 77.95 | 24,27 |
| 16 | 14,87 | 1,43808 | 83.89 | 24,54 |
| 18 | 14,42 | 1,60272 | 89.84 | 24,45 |
| 20 | 14,23 | 1,764 | 95.12 | 24,57 |

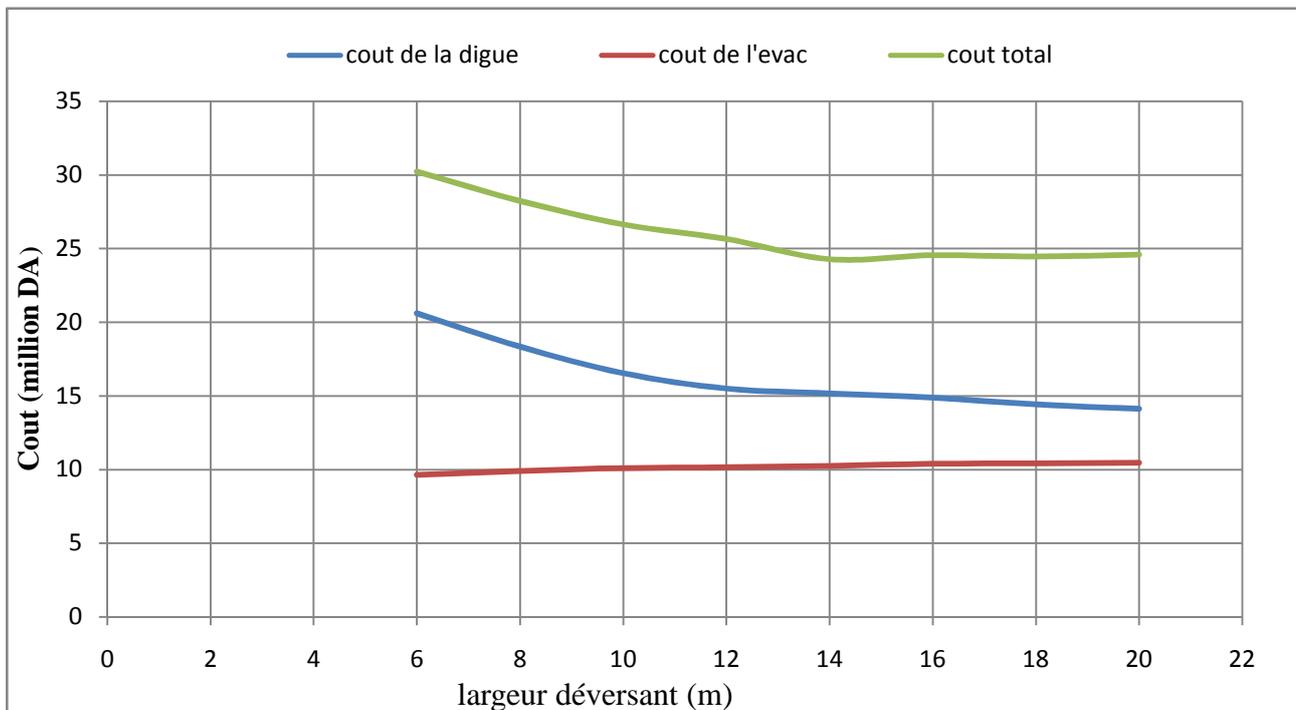


Figure III-26 :courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III-24 la largeur déversant optimale donnant le coût minimum est **14 m** qui correspondent $h_{dév} = 1.8 \text{ m}$ et $Q = 110.1 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une hauteur de barrage $H_b = 7.5 \text{ m}$ à une cote de crête optimale de la digue **333 m NGA**.

Conclusion :

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

Tableau III- 60: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

| Dénomination | Unités | Valeurs |
|------------------|-----------------|---------|
| Volume mort | Mm ³ | 0.075 |
| Volume utile | Mm ³ | 0,111 |
| Volume au NNR | Mm ³ | 0.175 |
| Cote du fond | m NGA | 326.4 |
| Cote NVM | m NGA | 329.1 |
| Cote NNR | m NGA | 330.3 |
| Cote en crête | m NGA | 333.4 |
| Largeur en crête | m | 5 |

Chapitre IV:

Etude des variantes

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres.

Comparativement aux barrages en béton les barrages en terre (en remblai) présentent les avantages suivants :

- a) Des conditions géologiques et topographiques qui sont moins exigeantes.
- b) Ils nécessitent moins d'installations et d'équipements.
- c) Ils sont peu sensibles aux tassements et aux séismes.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

d) La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau

e) La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement

f) L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV-1 Le choix du type de barrage

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.

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

IV-1-1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il y a lieu de réaliser 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 faudra disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables.

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.

IV-1-2 Barrage zoné a noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction 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.

IV-1-3 Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre. pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton

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

Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.

IV.2 Définition de profil général du barrage

IV.2-1 Hauteur de barrage

IV.2.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots IV.1$$

Avec : $H=0,75+0,34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots IV.2$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit inférieure à 18 kilomètres. **F=1.13**

A.N:

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{1.13} - 0.26\sqrt[4]{1.13} = \mathbf{0.84 \text{ m}}$$

$$V = 1,5+2.H=1,5+2*0.84 = \mathbf{3.18 \text{ m/s}}$$

Donc : $R = 0,75 * 0.84 + \frac{3,18^2}{2.9,81} = \mathbf{1.15 \text{ m}}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots IV-3$$

$$H = 0,5+0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots IV-4$$

A.N : $H = 0,5+0,33,0\sqrt{1.13} = \mathbf{0.85 \text{ m}}$

$$V = 1,5+2.H=1,5+2.1,02 = \mathbf{3.20 \text{ m/s}}$$

$$R = 0.75 * 0.85 + \frac{3.20^2}{2.9,81} = \mathbf{1.16 \text{ m}}$$

c) Formule Simplifiée

$$R=1+0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{IV-5}$$

A.N : $R=1+0,3 \cdot \sqrt{1,13} = 1.31 \text{ m}$

Tableau IV-1 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

| Formules utilisées | Valeurs |
|-----------------------|---------------|
| STEVENSON GAILLARD | 1.15m |
| MALLET et PAQUANT | 1.16 m |
| Simplifiée | 1.31 m |

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : **R=1.2 m**

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots \text{IV-6}$$

On admet une valeur de t =0.1 m pour le tassement des petits barrages.

A.N : $H_b = 330 - 326 + 1.8 + 1.2 + 0.1 = 7.1 \text{ m}$

On admet une valeur de t =0.1 mètre pour le tassement des petits barrages.(approximativement 1% de la hauteur totale du barrage)

IV.2.1.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN T

$$b_{cr} \approx 1.65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{IV -7}$$

2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} \approx 1,1 \sqrt{H_b} < 1 \dots\dots\dots \text{IV-8}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} \approx 3,60 \sqrt[3]{H_b} > 3 \dots\dots\dots \text{IV- 9}$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} \approx \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{IV-10}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

| Formules | b_{cr} (m) |
|----------------|---------------|
| KNAPPEN | 4.4 |
| PREECE | 3.93 |
| SIMPLIFIEE | 5.52 |
| PRATIQUE | 4.44 |
| Moyenne | 4.57 |

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 5 \text{ m}$.

IV.2.1.3 La longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

$$L = 405.2 \text{ m}$$

IV.3 Pentés 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 optimales.

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes.

Tableau IV-3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Hauteur du barrage (m) | Type du barrage | Fruit des talus | |
|---------------------------|----------------------------------|-----------------|------|
| | | Amont | Aval |
| H<5 | - Homogène | 2.5 | 2 |
| | - A zones | 2 | 2 |
| 5<H<10 | - Homogène granulométrie étendue | 2 | 2 |
| | - Homogène à fort % d'argile | 2.5 | 2.5 |
| | - A zones | 2 | 2.5 |
| 10<H<20 | - Homogène granulométrie étendue | 2.5 | 2.5 |
| | - Homogène à fort % d'argile | 3 | 2.5 |
| | - A zones | 3 | 3 |
| H ≥ 20 | - Homogène granulométrie étendue | 3 | 2.5 |
| | - A zones | 3 | 3 |

IV.4 Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

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 par la formule suivante :

- 1^{ère} méthode :

$$e \leq C \bar{V}^2 \dots\dots\dots \text{IV- 11}$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Tableau IV-04 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

| Pentes des talus | Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques | | |
|------------------|--|-------|-------|
| | =2.5 | =2.65 | =2.8 |
| 1 / 4 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 1 / 3 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 1 / 2 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |
| 1 / 2.5 | 0.036 | 0.032 | 0.030 |
| 1 / 1 | 0.047 | 0.041 | 0.038 |

Pour notre cas

= 2,50 et une pente égale a 1/2.5 d'où C = 0,036

Donc :

$$E = 0.036.(3.19)^2 = 0.36 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend E = 0.50m.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire P tel que P = 0,52 .E³.

$$P = 0.06 \text{ tonnes}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{P}{0,524.u}} = \sqrt[3]{\frac{0.163}{0,524.2,50}} = 0.36m$$

$$D_p = 36 \text{ cm.}$$

• 2^{ème} méthode :

Les ingénieurs de l'U.S.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.

Tableau IV-5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

| Hauteur des vagues (m) | Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m) | D _{min} (m) |
|------------------------|---|----------------------|
| 0,0 ÷ 0,3 | 0,30 | 0,20 |
| 0,3 ÷ 0,6 | 0,35 | 0,25 |
| 0,6 ÷ 1,2 | 0,40 | 0,30 |
| 1,2 ÷ 1,8 | 0,45 | 0,35 |
| 1,8 ÷ 2,4 | 0,50 | 0,40 |
| 2,4 ÷ 3,0 | 0,55 | 0,45 |

Pour notre cas : $h_v = 0.85 \text{ m}$

Donc d'après ce tableau :

$$D_{50 \text{ min}} = 0,30 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_{\text{min}} = 0,45 \text{ m}$$

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 45 \text{ cm}$ et un diamètre moyen de 30 cm . Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement.

IV.4 .1 Etanchéité du barrage :

A- Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a. Dimensionnement du noyau

• **La hauteur :**

La hauteur de noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots\text{IV- 12}$$

Avec : H_b : La hauteur du barrage

A.N : $H_n = 7.1 - 1 = 6.1$

$H_n = 6.1 \text{ m}$

• **La largeur en crête du noyau**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_n = 1/6 \cdot H_b \dots\dots\dots\text{IV-13}$$

A.N : $L_n = 1/6 * 7.1 = 1.18 \text{ m}$

Donc on adopte: **$L_n = 1.18 \text{ m}$**

• **Les fruits des talus du noyau :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots\text{IV-14}$$

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

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau donnée par la formule suivante :

$$b_{moy} = \frac{L_b - L_n}{2} \dots\dots\dots\text{IV- 15}$$

Avec : L_n : largeur en crête du noyau

L_b : Largeur en base du noyau

H: La différence de charge d'eau donnée par cette formule :

$$H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots\text{IV-16}$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1 = 5.8$ m)

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

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

Tableau IV-6 : Valeur d' 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 | 0.70 | 0.80 | 0.90 | 1.00 |
| Limon sableux | 0.51 | 0.65 | 0.75 | 0.85 |
| Sable fin | 0.45 | 0.55 | 0.65 | 0.75 |

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

$$\frac{\Delta H}{I_{adm}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{5.8}{b_{moy}} \leq 1.95 \Rightarrow b_{moy} \geq \frac{5.8}{1.95} = 3.30 \text{ m}$$

Donc : $b_{moy} = 3.30 \text{ m}$

On la formule suivante pour détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_n \dots\dots\dots\text{IV-17}$$

Donc :
$$m = \frac{L_b - L_n}{2 * H_n}$$

Avec : $L_b = 2 * b_{moy} - L_n \dots\dots\dots\text{IV-18}$

A.N : $L_b = 5.42 \text{ m}$ Donc **$m = 0.3$**

B- 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 d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage.

Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1 Dimensionnement Du Drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots \text{IV- 19}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b =$ m].

Donc :
$$L_d = \frac{56}{3} = 18.67 \text{ m}$$

B.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1.1 m**. L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

$$N_{dr} = 330 \text{ m NGA}$$

B.3 Dimensionnement du drain prisme

Permettre de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1$

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2=1.5$

- **Hauteur:**

$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots IV. 20$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 7.1$ m)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b = 1.4$ m

On aura : **$H_{dr} = 2$ m**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 1$ m**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots IV. 21$

$B = 6$ m

IV-5 Etude Technico-économique

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à

l'aide de la formule suivante :

$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots IV. 22$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots IV. 23$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots IV. 24$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots IV.25$$

Avec :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} .

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

IV.5.1 Barrage homogène en argile

la solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai) .

Pour un barrage homogène en argile limoneuse, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2 ÷ 2,5]

a) Recharge (argile)

Tableau IV-7 : volume de recharge (Argile)

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 47.56 | 23.78 | 58.28 | 1385,89 |
| 2 | 91.38 | 69.47 | 58.28 | 4048,71 |
| 3 | 30.90 | 61.14 | 58.28 | |
| 4 | 16.34 | | | 3563,23 |
| 5 | 0 | 23.62 | 58.28 | 1376,57 |
| | | 8.17 | 58.28 | 476,15 |
| Volume Total | | | | 10850,57 |

b) Filtre et drains

Tableau IV-8 : volume du sable

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 4.75 | 2.37 | 58.28 | 138,12 |
| 2 | 9.14 | 6.95 | 58.28 | 405,046 |
| 3 | 3.09 | 6.14 | 58.28 | |
| 4 | 1.63 | | | 357,84 |
| 5 | 0 | 2.36 | 58.28 | 137,54 |
| | | 0.82 | 58.28 | 47,79 |
| Volume Total | | | | 1086,3392 |

Tableau IV-9 : volume du gravier

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 3.397 | 1.698 | 58.28 | 98.99 |
| 2 | 6.527 | 4.96 | 58.28 | 289.19 |
| 3 | 2.20 | 4.36 | 58.28 | |
| 4 | 1.16 | | | 254.52 |
| 5 | 0 | 1.687 | 58.28 | 98.33 |
| | | 0.583 | 58.28 | 34.12 |
| Volume Total | | | | 775.054 |

c) Protection en Rip - Rap

Tableau IV-10 : volume de Rip- Rap

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 12.23 | 6.11 | 58.28 | 356.37 |
| 2 | 23.49 | 17.86 | 58.28 | 1041.11 |
| 3 | 7.94 | 15.72 | 58.28 | |
| 4 | 4.20 | | | 916.27 |
| 5 | 0 | 6.07 | 58.28 | 353.98 |
| | | 2.1 | 58.28 | 122.44 |
| Volume Total | | | | 2790.19 |

IV.5.2 Barrage Zoné

Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier 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.

a) Le Noyau

Tableau IV -11 : Volume du Noyau

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 40.76 | 20.38 | 58.28 | 1187.93 |
| 2 | 78.32 | 59.54 | 58.28 | 3470.36 |
| 3 | 26.48 | 52.40 | 58.28 | |
| 4 | 14.01 | | | 3054.24 |
| 5 | 0 | 20.24 | 58.28 | 1179.96 |
| | | 7.01 | 58.28 | 408.146 |
| Volume Total | | | | 9300.648 |

b) Recharge :

Tableau IV -12 : Volume de la recharge

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 13.58 | 6.79 | 58.28 | 395.97 |
| 2 | 26.12 | 19.84 | 58.28 | 1156.78 |
| 3 | 8.82 | 17.46 | 58.28 | |
| 4 | 4.67 | | | 1018.08 |
| 5 | 0 | 6.74 | 58.28 | 393.32 |
| | | 2.33 | 58.28 | 136.04 |
| Volume Total | | | | 3100.21 |

c) Protection (Rip Rap)

Tableau IV -13 : Volume du Rip Rap

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 5.43 | 2.71 | 58.28 | 158.39 |
| 2 | 10.44 | 7.93 | 58.28 | 462.72 |
| 3 | 3.53 | 6.98 | 58.28 | |
| 4 | 1.86 | | | 407.23 |
| 5 | | 2.69 | 58.28 | 157.32 |
| | 0 | 0.93 | 58.28 | 54.419 |
| Volume Total | | | | 1240.086 |

d) Filtre et drains

Tableau IV -14: Volume du sable

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 4.75 | 2.37 | 58.28 | 138.59 |
| 2 | 9.14 | 6.95 | 58.28 | 404.87 |
| 3 | 3.09 | 6.14 | 58.28 | |
| 4 | 1.63 | | | 356.32 |
| 5 | | 2.36 | 58.28 | 137.66 |
| | 0 | 0.82 | 58.28 | 47.61 |
| Volume Total | | | | 1085.075 |

Tableau IV -15 : Volume du gravier

| coupe | S _i (m ²) | S _{moy} (m ²) | L _i (m) | V _i (m ³) |
|---------------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------------|----------------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 3.39 | 1.698 | 58.28 | 98.99 |
| 2 | 6.52 | 4.96 | 58.28 | 289.19 |
| 3 | 2.20 | 4.36 | 58.28 | |
| 4 | 1.16 | | | 254.52 |
| 5 | 0 | 1.68 | 58.28 | 98.33 |
| | | 0.58 | 58.28 | 34.012 |
| Volume Total | | | | 775.054 |

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

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 une étanchéité artificielle (type 3) . Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \dots\dots\dots IV-26$$

H : la hauteur de barrage

A.N : **e = 0.35 m**

a) Recharge (enrochement)

Tableau IV-16 : volume des recharges

a)

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 57.75 | 28.87 | 58.28 | 1682.90 |
| 2 | 110.96 | 84.35 | 58.28 | 4916.34 |
| 3 | 37.52 | 74.24 | 58.28 | 4326.84 |
| 4 | 19.84 | | | |
| 5 | 0 | 28.68 | 58.28 | 1671.61 |
| | | 9.92 | 58.28 | 578.20 |
| Volume Total | | | | 13175.919 |

b) Masque en béton

Tableau IV - 17 : volume de béton

| coupe | S_i (m ²) | S_{moy} (m ²) | L_i (m) | V_i (m ³) |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| 0 | 0 | | | |
| 1 | 10.19 | 5.09 | 58.28 | 296.98 |
| 2 | 19.58 | 14.88 | 58.28 | 867.59 |
| 3 | 6.62 | 13.10 | 58.28 | 763.56 |
| 4 | 3.50 | | | |
| 5 | 0 | 5.06 | 58.28 | 294.99 |
| | | 1.75 | 58.28 | 102.04 |
| Volume Total | | | | 2325.16 |

IV- 6 L'estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV - 18 : Coûts des variantes étudiant

| variante | Matériaux | Unité | Quantité | Prix unit (DA) | Coût (10 ⁶ DA) | Totale (10 ⁶ DA) |
|--------------------|-------------------------|----------------|------------------|----------------|---------------------------|-----------------------------|
| Homogène | Recharge (argile) | m ³ | 10850.75 | 1500 | 16.276125 | 27.90 |
| | Protection | m ³ | 2790.19 | 1500 | 4.185285 | |
| | Sable | m ³ | 1085.075 | 4000 | 4.340300 | |
| | gravier | m ³ | 775.054 | 4000 | 3.100216 | |
| Zoné | Recharge | m ³ | 3100.645 | 1500 | 4.650315 | 18.91 |
| | Noyau | m ³ | 10075,7 | 800 | 8.060560 | |
| | Protection | m ³ | 1240.086 | 1500 | 1.860129 | |
| | sable | m ³ | 620,04 | 4000 | 2.480160 | |
| | gravier | m ³ | 465,032 | 4000 | 1.860128 | |
| Avec masque | Recharge (enrochement) | m ³ | 13175.919 | 1500 | 19.763879 | 117.42 |
| | Béton | m ³ | 2325.16 | 42000 | 97.656720 | |

IV-7 Comparaison financière des trois variantes :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de Barrage Zoné à Noyau d'Argile est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue Zoné à Noyau d'Argile est la plus faisable.

Conclusion :

Pour le cas de la retenue sur oued El-Besbes et sur la base de l'étude géotechnique effectuée sur site, les matériaux naturels qui garantissent l'imperméabilité du corps de la digue sont rares aux alentours proches de l'ouvrage

La variante de construire une digue site le plus proche pour l'extraction des argiles est située d'environ 100Km, par conséquent homogène par des argiles est coûteuse, et on se recourt à une digue en terre hétérogènes ou zoné, et l'étanchéité du corps de la digue sera garantie par l'utilisation des quantités limitées des argiles pour construire un noyau peu perméable ou par l'application d'un masque en géomembrane sur le talus amont.

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre hétérogène vu les avantages suivants:

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
- ✓ Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- ✓ Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les

régions géographiques.

- ✓ Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
- ✓ Tous les procédés de construction

Chapitre V:

Etude de la variante choisie

V - Description générale de l'aménagement

Le site se trouve environ 4.5 Km au sud – ouest de la localité d'El –Besbes et à 28 Km au sud de SIDI Khaled dans la Wilaya de Biskra à la frontière de la Wilaya de Djelfa.

Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation l'exploitation des terres limitrophes La retenue sera réalisée avec une digue terre zoné à Noyau d'argile avec hauteur de 7 m .

V.1 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.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Tableau V-1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

| Type de sol de fondation | Classe des barrages | | | |
|---|-----------------------|--------|-------|-----|
| | I | II | III | IV |
| | Hauteur de barrage(m) | | | |
| Sol rocheux | >100 | 70÷100 | 25÷70 | <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 **V- 01** notre barrage est classé dans catégorie **IV**.

V-2 Dimensionnement de la digue (zonée à noyau argile)

V.2.1 Hauteur du barrage :

Elle est obtenue par la relation suivante:

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots V-1$$

- C_{NNR} : La cote au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;
- C_f : La cote d'eau correspond au volume forcé en [m] ;
- R : Revanche du barrage (**1.2 m**)
- t : Tassement (**0.1 m**)

A.N : $H_b = 330.3 - 326.4 + 1.8 + 1.2 + 0.1 = 7 \text{ m}$

V.2.2 Largeur en crête :

La largeur du couronnement est fixée à **5 m** .

V.2.3 Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixes par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales .

Tableau V-2 : Valeurs indicatives des pentes des talus

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

Pour notre cas on prend :

- Le fruit amont est : $m_1 = 2$
- Le fruit aval est : $m_2 = 2.5$

V.3 Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

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 par la formule suivante :

- **1^{ère} méthode :**

$$e \geq C \cdot V^2 \dots\dots\dots V-2$$

D'où :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Tableau V-3 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

| Pentes des talus | Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques | | |
|------------------|--|-------|-------|
| | =2.5 | =2.65 | =2.8 |
| 1 / 4 | 0.027 | 0.024 | 0.022 |
| 1 / 3 | 0.028 | 0.025 | 0.023 |
| 1 / 2 | 0.031 | 0.028 | 0.026 |
| 1 / 2.5 | 0.036 | 0.032 | 0.030 |
| 1 / 1 | 0.047 | 0.041 | 0.038 |

Pour notre cas

$$= 2,50 \quad \text{et une pente égale a } 1/2 \quad \text{d'où } C = 0,031$$

Donc :

$$E = 0.036 \cdot 3.19)^2 = 0.32m$$

Pour des raisons de sécurité on prend $E = 0.50 m$.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire P tel que $P = 0,52 \cdot E^3$.

$$P = 0.06 t$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{P}{0,524 \cdot u}} = \sqrt[3]{\frac{0.163}{0,524 \cdot 2,50}} = 0.36m$$

$$D_p = 36 \text{ cm.}$$

- 2^{ème} méthode :

Les ingénieurs de l'U.S.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.

Tableau V-4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

| Hauteur des vagues (m) | Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m) | D _{min} (m) |
|------------------------|---|----------------------|
| 0,0 ÷ 0,3 | 0,30 | 0,20 |
| 0,3 ÷ 0,6 | 0,35 | 0,25 |
| 0,6 ÷ 1,2 | 0,40 | 0,30 |
| 1,2 ÷ 1,8 | 0,45 | 0,35 |
| 1,8 ÷ 2,4 | 0,50 | 0,40 |
| 2,4 ÷ 3,0 | 0,55 | 0,45 |

Pour notre cas : $h_v = 0.85 \text{ m}$

Donc d'après ce tableau :

$$D_{50 \text{ min}} = 0.30 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_{\text{min}} = 0.45 \text{ m}$$

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte en suite pour le dimensionnement de la digue pour une épaisseur de couche $e = 45 \text{ cm}$ et un diamètre moyen de 30 cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement.

V-4 Organe d'étanchéité

V-4.1 La clé d'étanchéité

Afin d'éviter les infiltrations à travers la fondation de la retenue, un para fouille sera exécuté sur la continuité de la digue jusqu'au substratum sain ; constitué de marne ou il s'y encre de 0,50 m.

- Hauteur max du para fouille : **3 m**
- Talus : $m_1 = m_2 = 1$
- Largeur à la base : **3m**

V-4.2 : Le dispositif de drainage du remblai

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage . Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation .

Donc pour contrôler les infiltrations à Travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

1. Mesure du coefficient de friabilité des sables.
2. Essai Los Angeles (chocs).
3. Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
4. Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

V.4.3 Le prisme de drainage

Permettre de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1$

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 1.5$

- **Hauteur:**

$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots V-3$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 7m$)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b = 1.4 m$

On aura : **$H_{dr} = 1.4 m$**

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 1m$**

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots V-4$

$B = 6 m$

V. 4. 4 Le drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'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

$L_d = \frac{Lb}{3} \dots\dots\dots V- 5$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_d = 36.5$ m]

Donc :
$$L_d = \frac{36.5}{3} = 12.17 \text{ m}$$

V. 5 Calcul du filtre

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984)

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) le filtre dans les comme matériau pour peuvent être utilisés retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondant.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

Critères de conception

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5. \quad \text{Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5. \quad \text{Condition de perméabilité}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25. \quad \text{Parallélisme des courbes granulométriques}$$

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{filtre})} \leq 20. \quad \text{Coefficient d'uniformité du filtre}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être par expression :

$$K = 0.35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots V-6$$

Avec : D_{15} : en mm

K : obtenue en cm / s

A) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les deux critères : $d_{85}=0.03$ $d_{15}=0.00125$ $d_{50}=0.06$

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots V-7$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots V-8$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- ✓ **D₁₅, D₅₀** : Diamètre de filtre.
- ✓ **d₁₅, d₅₀** : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé

d₁₅ = 0.0017 mm ;

d₅₀ = 0.01 mm ;

d₈₅ = 0.054 mm.

➤ **La première couche du filtre** : est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.0204 \text{ mm} < \mathbf{D}_{15} < 0.068 \text{ mm}$$

$$0.12 \text{ mm} < \mathbf{D}_{50} < 0.58 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

D₁₅ = 0.044 mm.

D₅₀ = 0.35 mm.

$$\mathbf{D}_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0,32\sqrt{y} \cdot (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n}} \dots\dots\dots V. 9$$

η_F : coefficient d'homogénéité du sol du filtre : $\eta = \frac{\mathbf{D}_{60}}{\mathbf{D}_{10}} = 13.33$

n : la porosité de filtre : **n=0,4-0,1.logy = 0.29**

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voutes $D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protégé à 15%.

A.N :

| |
|-------------------------------|
| $D_{17}^F = 0.015 \text{ mm}$ |
|-------------------------------|

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{\min} en fonction de D_{17} :

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1+0.2.(1.7)^x} \dots\dots\dots V-10$$

Ou : $x = 1+1,28.\log y$

A.N : $x = 2.44$

| |
|-------------------------------|
| $D_{\min} = 0.009 \text{ mm}$ |
|-------------------------------|

Les autres valeurs de « D_i » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1+0,2*(0,1*i)^x] * D_{\min} \dots\dots\dots V-11$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre

| D_{17} (mm) | D_{\min} (mm) | D_{10} (mm) | D_{15} (mm) | D_{20} (mm) | D_{50} (mm) | D_{60} (mm) | D_{85} (mm) | D_{100} (mm) |
|------------------|--------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| 0,015 | 0,009 | 0,012 | 0,014 | 0,019 | 0,11 | 0,16 | 0,34 | 0,55 |

➤ **La deuxième couche des filtres** : est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0.032 \text{ mm} < D_{15} < 0.07 \text{ mm}$$

$$0.20 \text{ mm} < D_{50} < 0.64 \text{ mm.}$$

D’après la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.051 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.42 \text{ mm}$$

La deuxième couche est déterminée de la même façon que la première couche

Les résultats de la 2^{ème} couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre

| D ₁₇ (mm) | D _{min} (mm) | D ₁₀ (mm) | D ₁₅ (mm) | D ₂₀ (mm) | D ₅₀ (mm) | D ₆₀ (mm) | D ₈₅ (mm) | D ₁₀₀ (mm) |
|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1,01 | 0,62 | 0,7 | 0,78 | 0,89 | 1,68 | 2,01 | 2,90 | 3,49 |

B) Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard

➤ **Filtre 01 :**

✓ **Condition 1 :** Vérification de renard dans le sol des filtres

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{y} \cdot (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V-12$$

Avec :

- y : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,
- n : Porosité du sol en fonction d'unité **n = n₀ - 0,1Log y;**
- n₀ = 0,4** pour les sols caillouteux ;
- n₀ = 0,45** pour les sols argileux.

• D'après la courbe granulométrique du sable :

A.N : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,28$;

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0,6 > 0,10$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

✓ **Condition 2 :** zone de transition

Tenant compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots V-13$$

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place. On a :

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du sol protégeant (filtre)

d_{85} : diamètre correspondant à 85% du sol protégé (Argile).

A.N :
$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.26 < 5.$$

➤ **Filtre 02:**

✓ **Condition 1 :** Vérification de renard dans le sol des filtres

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{y} \cdot (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n}$$

$n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,23$;

A.N :
$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 \geq 0.36$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

✓ **Condition 2 :** zone de transition

Tenant compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.94 < 5.$$

Donc 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 30 cm;
- L'embrochement (rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

➤ **Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain**
Condition de perméabilité

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots V-14$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile

A.N :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,044}{0,0017} = 25 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ **Vérification du contact Noyau-Recharge**

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots V-15$$

Où : d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau à 85%

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau à 15%

D_{15} : Diamètre des particules de recharge (grés) à 15%

A.N : $0.216 > 0.044 > 0.0085$

La condition est vérifiée donc la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

V. 6 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

L'étude des infiltrations à travers le corps de la digue ou ses fondations nous permet de protéger le talus aval des risques des résurgences qui menacent sa stabilité. Pour ceci on doit déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.6.1 La ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

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 apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, 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 du parement amont.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy = 0 \dots\dots\dots V-16$$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2 \dots\dots\dots V-17$

d : Largeur en base du noyau 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.

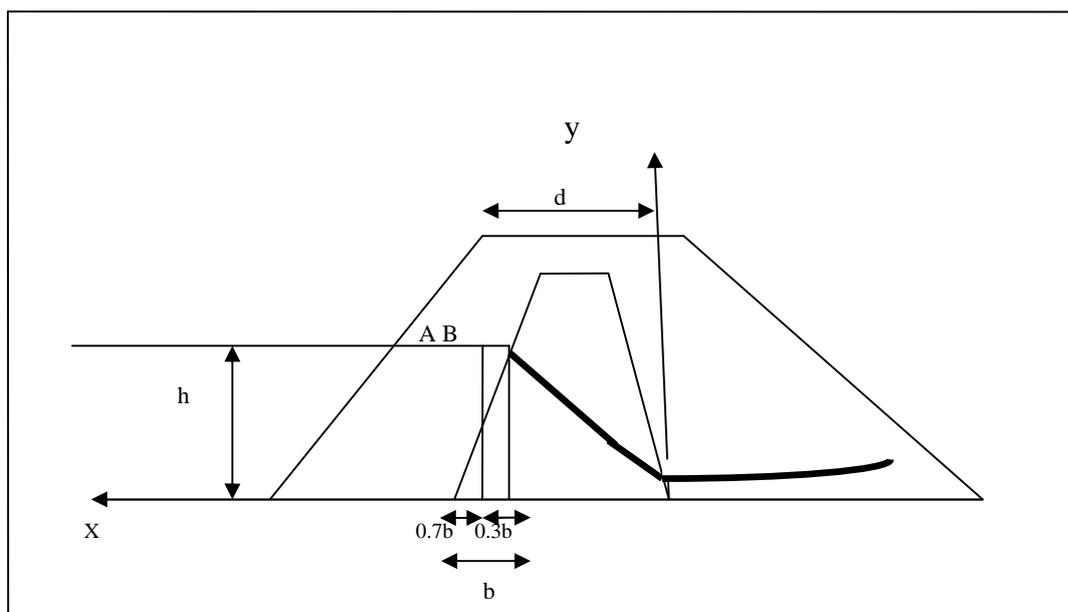


Figure V.1 : Schéma de ligne de saturation à travers le corps du la digue

Donc on a :

- ✓ $b = 1.17 \text{ m}$
- ✓ $h = 3.9 \text{ m}$
- ✓ $d = 3.96 \text{ m}$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ Donc $y_0 = 1.60 \text{ m}$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{donc} \quad y^2 = 3.2X + 2.56$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.7: Coordonnées de la ligne de saturation

| | | | | | | | | | |
|----------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| X | 0 | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 3.96 |
| Y | 1.06 | 2.03 | 2.4 | 2.71 | 2.99 | 3.24 | 3.48 | 3.70 | 3.90 |

➤ **Construction de la ligne de saturation**

En aval, cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C
Le point C₀ de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;

✓ **Détermination de la position de C :**

C : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$= Y_0 / (1 - \cos \theta) \dots\dots\dots V-18$$

Avec : r : rayon polaire

θ : angle polaire avec l'axe de la parabole.

A.N : $r = Y_0 / (1 - \cos 73) = 1.67 / (1 - \cos 73) = 2.26$

Soit $a = OC$ avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$r = a + a \cos \alpha = Y_0 / (1 - \cos \theta) \dots\dots\dots V-19$$

D'où nous aurons : $a + a \cos \alpha = Y_0 / (1 - \cos \theta)$

Selon CASAGRANDE l'angle est fonction du rapport $\frac{a}{a+d}$:

Ou sur l'abaque

- $\alpha = 180^\circ \longrightarrow a = 0$
- $\alpha < 300^\circ \longrightarrow a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 + h^2 \cot^2 \alpha}$

On a : $\alpha = 68^\circ$ donc d'après l'abaque

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{a+d} = 0.3 \\ a + d = Y_0 / (1 - \cos \alpha) = 2.26 \end{array} \right.$$

Donc : $a = 0.68 \text{ m}$ et $d = 1.58 \text{ m}$

V.6.2 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 :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots V-20$$

Avec : q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s)

I: gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

- Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots V-21$$

et $A = y \cdot I$

Donc: $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots V-22$

Avec : $y \cdot \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Donc : $q = 1.08 \cdot 10^{-8} \cdot 1.67 = 1.8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

$$q = 1.8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

pour $l = 405.2 \text{ m} \longrightarrow Q = q \cdot l = 7.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

V.6.3 Fondation

Dans notre cas la fondation du barrage est pratiquement imperméable (les marnes argileuses jaunâtres) avec une perméabilité $K_f = 10^{-10} \text{ cm/s}$.

V.7 Calcul de stabilité

V.7.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypogées faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. La méthode la plus couramment utilisée est celle de la méthode grapho-analytique dite **FELLENIOUS** « méthode des tranches », perfectionnée par **BISHOPE**. Elle peut donner lieu à une application graphique qui est décrit plus loin sous le nom de méthode de **COUTNEY**.

V.7.2 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 fuit (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)

Tableau V-8 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

| Combinaison des charges Classe de l'ouvrage 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 **IV^{ème}** classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss, adm} = 1,05 \div 1,10$
- avec séisme : $K_{as, adm} = 1,05$

V.7.3 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'El Besbes et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (**Méthode de FELLENIUS**).

V.7.3.1 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs des cercles de rayon R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \qquad R_2 = K_2 H_b$$

Avec : H_b : La hauteur de barrage

K_1 et K_2 sont déterminées d'après le tableau suivante en fonction de pentes de talus :

Tableau V.9: Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus

| Pente des talus | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|
| $K_1 = R_1 / H_b$ | 0,75 | 0,75 | 1,00 | 1,50 | 2,20 | 3,00 |
| $K_2 = R_2 / H_b$ | 1,50 | 1,75 | 2,30 | 3,75 | 4,80 | 5,50 |

➤ Pour notre cas :

| Talus | Pente du talus | K ₁ | K ₂ | R ₁ (m) | R ₂ (m) |
|-------|----------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|
| Amont | 2 | 0.75 | 1.75 | 5.325 | 12.425 |
| Aval | 2.5 | 0.875 | 2.025 | 6.021 | 14.377 |

L'intersection des rayons R₁ et R₂ avec les deux lignes (verticale, incliné) 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'épaisseur **b = 0,1R**, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche 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) :

$$N = G_n \cos \dots\dots\dots V-23$$

➤ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \dots\dots\dots V-24$$

Avec :

: Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

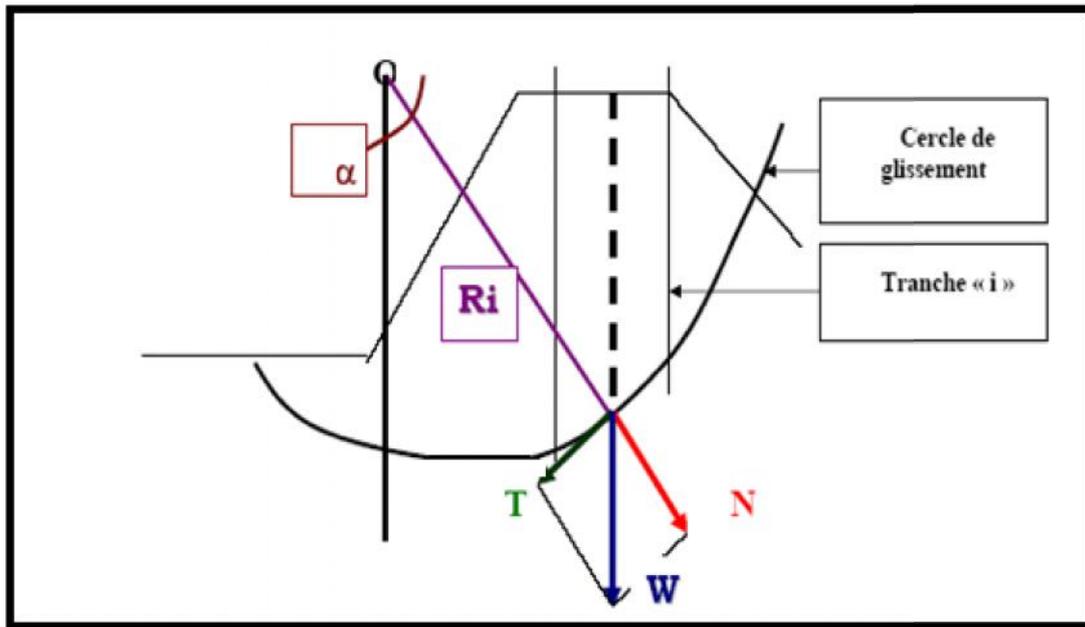


Figure V-2 : Schéma qui illustre le principe de la méthode des tranches

V.7.4 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 :

$$G_n = b (\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot h_2 + \rho_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots V-25$$

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches;

ρ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

ρ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

ρ_3 : Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots V-26$$

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

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots V-27$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots V-28$$

a : Coefficient d'accélération (**a = 0.15**)

G_n : Poids de la tranche.

V- 7. 5 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1) Les forces stabilisatrices :

• **Force de frottement**

$$F_1 = N \cdot n \cdot \text{tg} \delta - U \cdot dl \cdot \text{tg} \delta \dots\dots\dots V-29$$

δ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

• **Force de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots V-30$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot f \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots V-31$

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 :

$$M_s = [(N \cdot n - U \cdot dl) \cdot \text{tg} \delta + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots V-32$$

2) Les forces motrices

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots V-33$$

$\sin r$ =Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos r = \sqrt{1 - \sin^2 r}$

V.7.6 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) Fin de construction (aval et amont)

Le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme $K_{SS} = \frac{\sum N_n tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots V-34$

Avec séisme $K_{AS} = \frac{\sum N_n tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots V-35$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P) tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots V-36$

Avec séisme : $K_{AS} = \frac{\sum (N_n - P) tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots V-37$

C) Vidange rapide (talus amont)

Sans séisme: $K_{SS} = \frac{\sum N_n tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots V-38$

Avec séisme: $K_{AS} = \frac{\sum N_n tg^W + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots V-39$

Tableau V.10 : Caractéristiques géotechniques des sols

| | Angle de frottement (°) | Cohésion C (bar) | Poids volumique (t/m ³) | |
|---------------------|-------------------------|------------------|-------------------------------------|--------|
| | | | Sèche | Saturé |
| Noyau | 20 | 0.2 | 1.6 | 1.9 |
| La fondation | 33 | 0 | 1.8 | 2.3 |
| Recharges | 28 | 0.32 | 1.71 | 2.1 |

Tableau V- 11: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas

| Cas de sollicitation | | Coefficient de sécurité | |
|------------------------------|--------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | | Avec séisme K_{as} | Sans séisme K_{ss} |
| Fin de construction | Talus amont | | |
| | R=9.16 m | 1.13 | 1.40 |
| | R=10.9 m | 1.15 | 1.61 |
| | R=10.15 m | 1.14 | 1.62 |
| | R=10.33 m | 1.15 | 1.59 |
| | R=13.88 m | 1.06 | 1.30 |
| | Talus aval | | |
| | R=13.54 m | 1.18 | 1.64 |
| | R=14.6 m | 1.21 | 1.69 |
| | R=16 m | 1.18 | 1.70 |
| Fonctionnement normal | Talus aval | | |
| | R=14.33 m | 1.19 | 1.57 |
| | R=15.87 m | 1.65 | 2.84 |
| | R=16.68 m | 1.31 | 1.85 |
| | R=17.08 m | 1.20 | 1.72 |
| Vidange rapide | Talus Amont | | |
| | R=11.84 m | 1.09 | 1.44 |
| | R=10.49 m | 1.13 | 1.45 |
| | R=10.96 m | 1.22 | 1.58 |
| | R=11.96 m | 1.17 | 1.46 |
| | R=12.8 m | 1.18 | 1.65 |

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on remarque que tous les coefficients de sécurité calculée sont supérieurs aux coefficients de sécurité de la classe **IV** donc vérifier la condition ce qui indique que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI:

Etude des ouvrages annexe

Introduction

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, les caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

❖ Remarque

Etant donné le caractère onéreux d'une dérivation provisoire proprement dite, qui est souvent matérialisée par une galerie passant sous la digue que l'ampleur du projet ne saurait justifiée et dont l'utilisation présente une certaine incertitude, vu le caractère aléatoire des précipitations, et la période de construction qui devrait s'étaler théoriquement de mai à Septembre, nous avons jugé qu'il serait économiquement raisonnable, de construire en premier lieu la conduite de vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, et elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps du barrage.

VI - 1 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

IV-1.1 Différents types d'ouvrages de vidange :

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

a) Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue ; la conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV- 1.2 Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange. La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien. La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge

VI-1.3 Dimensionnement de l’ouvrage de vidange

VI- 1.3.1 Calcul de temps de vidange

A partir de la courbe capacité hauteur (surface) on détermine l’équation de la courbe de tendance

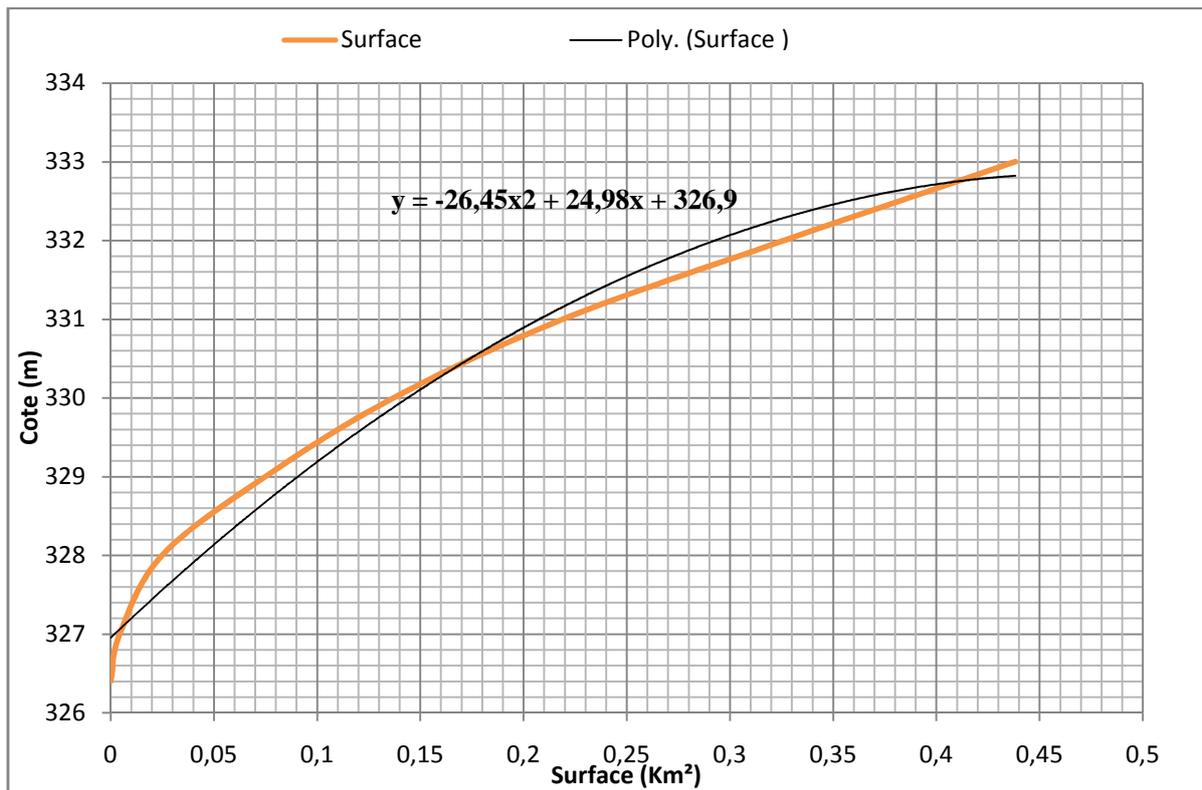


Figure VI- 1: courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

On a : $dQ = dV/dt$ VI.1

Avec : $Q_{vf} = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$ VI.2

- μ = coefficient de la vitesse $\mu = 0.85$;
- A = surface de la vanne ;
- H = dénivellation de l’eau (m) ; $H = Z_i - Z_0$
- Z_i = cote initiale dans le réservoir ;
- Z_0 = cote dans l’axe de la vanne 326.4 m NGA;

Et :

$$dV = S dh \dots\dots\dots VI.3$$

- **S** : surface du plan d'eau (équations de la courbe capacité hauteur);
- **dh** : variation de hauteur.

A partir de VI.1, VI.2 et VI.3 on aura :

$$\int_0^T Q dt = \frac{330.3}{326.4} Q dt$$

Donc : $\int_0^T 3.77 A dt = \frac{330.3}{326.4} (-26.45X^2 + 24.98X + 326.9) h^{1/2}$

Donc pour trouver le temps pour la vidange de la retenue on suppose plusieurs diamètres :

Les résultats du calcul est présente dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Temps de vidange pour plusieurs diamètres

| D (m) | S (m ²) | T (jours) |
|------------|---------------------|-----------|
| 0.2 | 0.0314 | 19.9 |
| 0.3 | 0.07065 | 8.8 |
| 0.4 | 0.1256 | 5 |
| 0.45 | 0.15896 | 3.9 |

On opte pour un diamètre de **400 mm** avec un temps de vidange de **5 jours**.

VI - 1. 3. 2 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots VI . 4$$

Avec : V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (5 jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

A.N:

➤ Correction du coefficient $Q_{vf} = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}$

On a :
$$\mu N \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots \text{VI. 5}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières)

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} N \frac{\eta l}{D} \dots\dots\dots \text{VI. 6}$$

$$N \frac{125 \eta n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots \text{VI. 7}$$

Avec :

ξ : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}$];

D : Diamètre de la conduite [$D = 400 \text{ mm}$];

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 49 \text{ m}$).

A.N:

$\xi = 0,0033$ **Donc :** $\xi_{lin} = 0,040$

- Coefficient de pertes des charges singulières

On a : $\xi_{Entrée} = 0,5$, $\xi_{sortie} = 1$, $\xi_{vannes} = 0,2$

Donc : $\sum \xi_s = 1,7$

AN:

- $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,040 + 1,7)}} = 0,60$

- $S = \frac{0,39}{0,6 \times \sqrt{2,9,81,3,9}} = 0,07 \text{ m}$

- D’où : $D_{vf} = 0,37 \text{ m}$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 400 \text{ mm}$

- ❖ La conduite étant en acier de diamètre 400 mm.

| |
|---------------------------|
| $D_{vf} = 400 \text{ mm}$ |
|---------------------------|

VI- 1.3.3 Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots \text{VI. 8}$$

AN : $V_s = \frac{0,39}{0,07} = 5.57 \text{ m/s}$

| |
|--------------------------|
| $V_s = 5.57 \text{ m/s}$ |
|--------------------------|

VI- 2 Dimensionnement de la prise d’eau

Le but de la conduite est le prélèvement d’un débit destiné à l’irrigation des régions par gravitaire et située à l’aval. Le diamètre de la conduite de prise d’eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D’après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

Donc : $Q = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots \text{VI.9}$

D’après le tableau de volume maximum demandé qui est celui du moins juin

$$V_{\max} = 0.1 \text{ Mm}^3.$$

T : Temps de prise (T = 31 jours en 12 heure).

Donc : $Q = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0.1 \cdot 10^6}{31 \cdot 43200} = 0.074 \text{ m}^3/\text{s}$

| |
|---|
| $Q_{\max} = 0.071 \text{ m}^3/\text{s}$ |
|---|

On a encore :

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

- μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$
- H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse

A.N :
$$S = \frac{0,071}{0,3 \times \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,72}} = 0.032 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,032}{f}} = 0.2 \text{ m}$$

On prend :

D=200 mm

➤ **Correction du coefficient de débit μ :**

On utilise la formule suivante :

$$\mu = \mu_0 \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}} \dots\dots\dots \text{VI.11}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \zeta = 1.15 \cdot \sum \lambda \frac{l}{D} \dots\dots\dots \text{VI.12}$$

A.N : $\sum \zeta = 8.12$

Donc : $\mu = \frac{0.3}{\sqrt{1 + 8.12}} = 0.33$

Pour $\mu = 0.33$ on a :

$S = 0.03 \text{ m}^2$ donc $D = 0.19 \text{ m}$

On prend diamètre normalise :

D = 200 mm

➤ **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots \text{VI. 13}$$

$$V_{\text{con}} = \frac{0,071}{0,03} = 2.36 \text{ m/s}$$

| |
|-------------------------------------|
| $V_{\text{con}} = 2.36 \text{ m/s}$ |
|-------------------------------------|

❖ **Conclusion**

La conduite de prise de diamètre de **200 mm**. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VI - 3 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

VI- 3.2 Différents types des évacuateurs de crues

- Evacuateur de crues en puits (tulipe)
- Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral
- Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal
- Evacuateur de crues en siphon

➤ **Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

➤ **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

➤ **Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

➤ **Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, Il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue

VI - 3.3 Choix de la variante

Le choix du type de l'évacuateur de crues repose sur la topographie et la géologie du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Pour notre retenue, on opte pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal placé sur la rive droite en partant de l'amont et qui est moins abrupt présentant pour ainsi dire un avantage technique et économique.

Donc l'évacuateur de crue sera latéral à entonnement frontal

L'évacuateur des crues est composé des parties suivantes :

- ✓ Canal d'approche
- ✓ Déversoir
- ✓ Transition
- ✓ Coursier
- ✓ Bassin de dissipation
- ✓ Canal de sortie

VI- 3.4 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

a) Le canal d'approche

Le canal d'approche (**Le canal d'amenée**) est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

➤ La vitesse d'approche

Est obtenue par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots VI. 14$$

Avec:

- V_a : Vitesse d'approche.
- Q : Débit de projet évacué (m^3/s).
- h : Charge d'eau (m). $h = H + P$
- S : Section du canal (m^2). $S = h \times L$
- P : Hauteur de pelle (m).
- H : Lame déversant (m).

$$A.N : \quad V_{ap} = N \frac{Q}{S_{can}} = \frac{73.38}{39.2} = 1.87 \text{ m/s}$$

$V_{ap} = 1.87 \text{ m/s}$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est **(4.4 ÷ 10) m/s**

$V_{ap} < V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion.

b) Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager) , il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversant épouse le profil de déversoir l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$X/Y = 0,5 (X/H)^{1,85} \dots\dots\dots VI.15$$

$$X/Y = 0,47(X/H)^{1,80} \dots\dots\dots VI.16$$

H : Charge sur le déversoir (m).

On adopte l'équation :

✓ Donc on trouve :

$$Y = \left(\frac{X^{1,85}}{2H^{1,85}} \right) \dots\dots\dots VI.17$$

Les coordonnées de déversoir sont données dans le tableau et le profil du déversoir est représenté par la **Figure VI.2**

Tableau VI . 2: Coordonnée de profil

| X | Y |
|-----|-------|
| 0 | 0 |
| 0,4 | 0,06 |
| 0,8 | 0,206 |
| 1,2 | 0,43 |
| 1,6 | 0,726 |
| 2 | 1,096 |
| 2,4 | 1,536 |
| 2,8 | 2,04 |
| 3,2 | 2,61 |

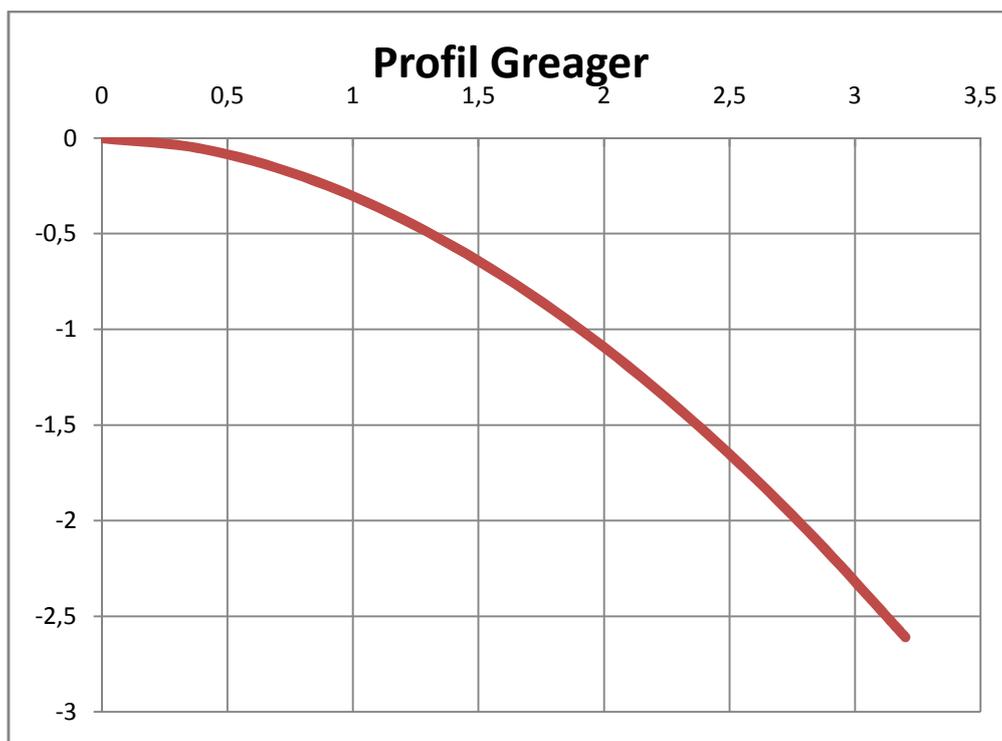


Figure VI.2 Profil du déversoir

C) Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

- La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 10 m et une pente de 0,1 %.

- Calcul la profondeur critique

L'écoulement n'étant pas uniforme aussi on détermine la profondeur critique h_c celle qui se forme sur le seuil critique h_c

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots \text{VI. 18}$$

Avec :

- q: débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;
- Q: débit a évacué m³/s
- b : largeur du canal
- g: l'accélération de pesanteur

A.N :
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{73.38^2}{14^2 \times 9,81}} = 1.4 \text{ m}$$

hc = 1.4 m

- Calcul la hauteur normal

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots \text{VI. 19}$$

Avec :

- **Q** : le débit a évacuer m³/s
- **S** : section du chenal S= b.h_n
- **I** : pente du chenal I=0,1 %.
- **C** : coefficient de Chézy ; C=R^{1/6}/ n.
- **R** : rayon hydraulique $R = \frac{S}{p} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b + hn)^{5/3} \cdot (2hn + b)^{-2/3} \dots\dots\dots \text{VI.20}$$

On aura :

h_n = 1.82 m

- **La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h = h_{cr}).

$$Q = K.S.\sqrt{RI} \dots\dots\dots \text{VI.21}$$

- Avec:**
- R: rayon hydraulique critique (en m).
 - I: la pente critique en (m/m).
 - S: section critique (m²)
 - P_c : périmètre critique (m)
 - K: coefficient de coefficient de Manning –Strickler

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Yc)^{2/3}}{K(b \times Yc)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{VI.22}$$

A.N :

I_{cr} = 0.22 %

❖ Conclusion :

$$I_{c,r} = 0.22 \% > 0,1 \quad \text{et} \quad h_c = 1.4 \text{ m} \quad 1.82 \text{ m}$$

$I < I_c$ et $h_n > h_c$ les deux conditions sont vérifiées donc le régime devient fluvial donc pas de formation de ressaut hydraulique.

➤ Calcul du convergent

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots \text{VI.23}$$

Avec : l_1 : Largeur au plafond du bief amont

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $L = 2.5 (14 - 6) = 20 \text{ m}$

D) Le coursier

La localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

✓ **Largueur du coursier**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant.

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots \text{VI.24}$$

A.N :

B = 6m

✓ La profondeur critique

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \dots\dots\dots VI.25$$

B : la largeur du coursier égale à 6m

A.N :

| |
|---------------------------|
| $h_{cr} = 2.47 \text{ m}$ |
|---------------------------|

✓ La pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots VI.26$$

Avec :

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots VI.27$$

A.N :

$$\left. \begin{aligned} S_{cr} &= B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 2.47 = 14.82 \text{ m}^2 \\ P_{cr} &= B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + (2 \cdot 2.47) = 10.94 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{14.82}{10.94} = 1.35 \quad \text{donc} \quad \boxed{C_{cr} = 75.09}$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{73.38}{75.09 \cdot 14.82 \cdot 1.35^{1/2}} \right)^2 \cdot 100 \% = 0.32 \%$$

| |
|--------------------|
| $I_{cr} = 0.32 \%$ |
|--------------------|

✓ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots VI.28$$

- **Avec :** **S** : section du coursier ; **S=b.h_n**
 - **I** : pente du coursier I= 10 %
 - **C n** : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{\frac{1}{2}} . (b + hn)^{\frac{5}{3}} . (2hn + b)^{-\frac{2}{3}}$$

Donc :

h_n=0.73 m

Conclusion :

I = 10 % I_{cr} = 0,32 % et h_n = 0.73 m h_{cr} = 2.47 m .

Les deux conditions sont vérifiées alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

✓ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 »

Tableau VI . 2 : Données de calcul

| Q m ³ /s | Strickler | I (mm) | y _n | y _c | L _{bief} (m) |
|---------------------|-----------|--------|----------------|----------------|-----------------------|
| 73.38 | 71 | 0,1 | 0.73 | 2.47 | 100 |

Tableau VI.3 : Calcul de la ligne d'eau

| Section | abscisse (m) | Pas (m) | Y (m) | Froude | H _s (m) | J (mm/m) |
|---------|--------------|---------|-------|--------|--------------------|----------|
| amont | 0 | 0 | 2.00 | 1,381 | 3.906 | 0.0058 |
| 1 | 20 | 20 | 1.494 | 2.126 | 4.909 | 0.0133 |
| 2 | 40 | 20 | 1.295 | 2.631 | 5.841 | 0.0202 |
| 3 | 60 | 20 | 1.174 | 3.046 | 6.705 | 0.0270 |
| 4 | 80 | 20 | 1.090 | 3.402 | 7.501 | 0.0336 |
| 5 | 100 | 20 | 1.029 | 3.713 | 8.233 | 0.400 |
| 6 | 120 | 20 | 0.981 | 3.987 | 8.902 | 0.0461 |
| 7 | 140 | 20 | 0.943 | 4.230 | 9.512 | 0.0519 |
| 8 | 160 | 20 | 0.913 | 4.446 | 10.065 | 0.0573 |
| 9 | 180 | 20 | 0.888 | 4.637 | 10.566 | 0.0624 |
| aval | 200 | 20 | 0.867 | 4.840 | 11.018 | 0.0671 |

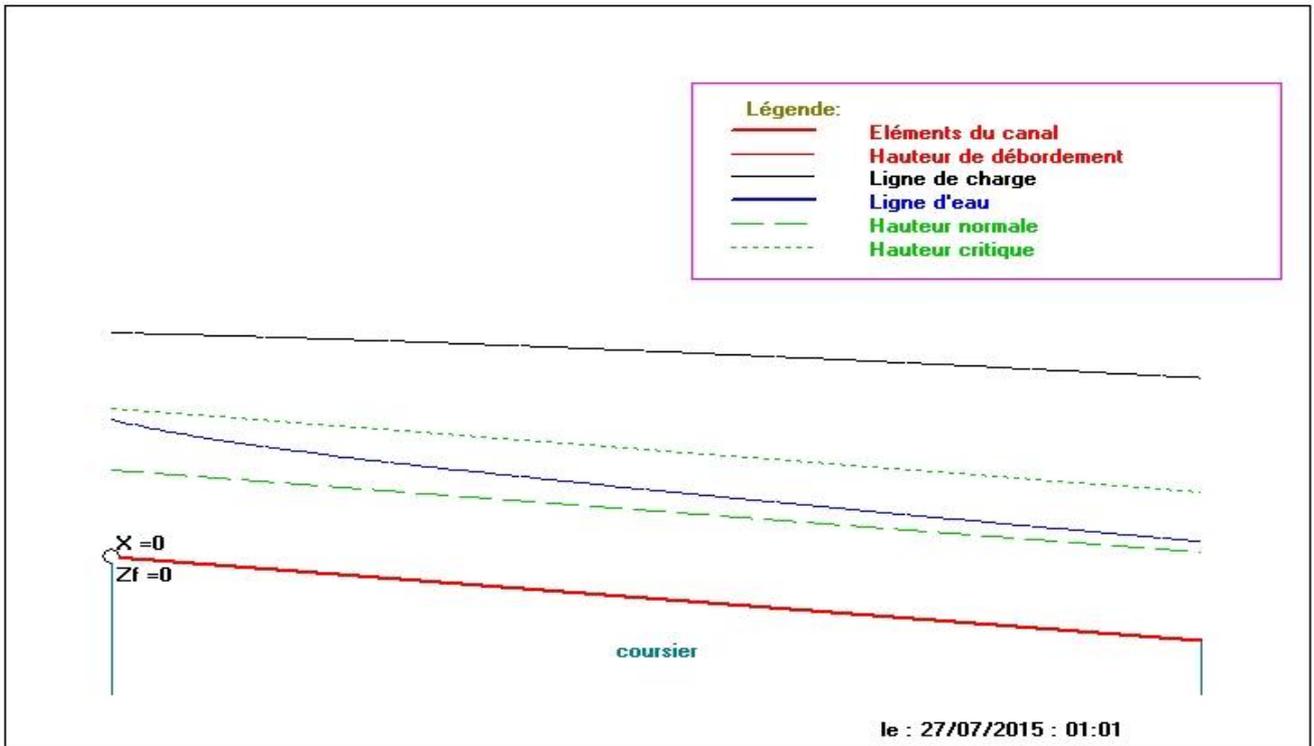


Figure VI- 3 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots VI.29$$

Fr : nombre de Froude ;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

A.N :
$$V = \frac{Q}{S} = \frac{73.38}{6 \cdot 0.87} = 14.05 \text{ m/s}$$

Donc :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} = \frac{14.05}{\sqrt{9.81 \cdot 0.87}} = 4.80$$

Fr = 4.80

E) Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- ❖ 1,0 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé.
- ❖ 1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ 2,5 < Fr < 4,5 Ressaut oscillant.
- ❖ 4,5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

4.5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire).

Il y'aura formation d'un ressaut stable donc on doit projeter un bassin de dissipation **type II**.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (**voir annexe C**)

➤ Détermination des caractéristiques du bassin :

De l'abaque de l'annexe on a :

Donc de l'abaque :
$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + Fr^2} - 1) = 1.95$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc :

$$y_2 = 1.7 \text{ m}$$

✓ Longueur du bassin :

On a : de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 2.38$

➤ Donc : $L = 4.05 \text{ m.}$

On prend :

$$L_{\text{bass}} = 5 \text{ m}$$

➤ Dimensionnement des blocs Chicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.87 \text{ m}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.87 \text{ m}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.87 \text{ m}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1,5 Y_1 = 1.31 \text{ m}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 0.98 \text{ m}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.75 h_2 = 0.98 \text{ m}$
- Hauteur du seuil terminal : $h_4 = 1,3 Y_1 = 1.13 \text{ m}$

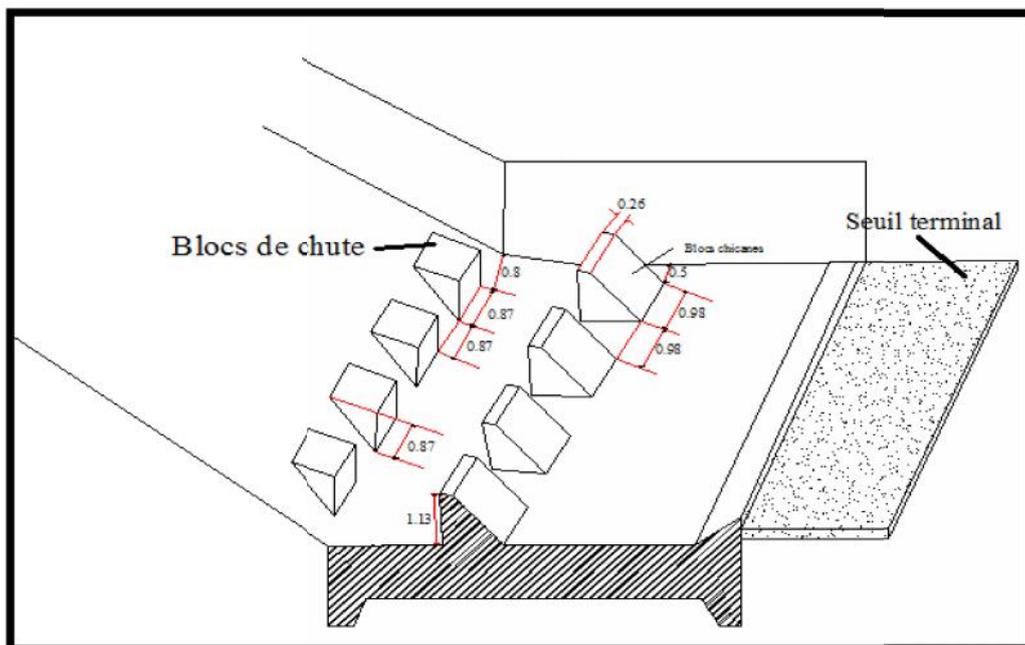


Figure VI.4 : Le bassin de dissipation de type II

F) Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie la forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0.105 \cdot cr^2 \right) \cdot K \dots \dots \dots VI.30$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et $N = \frac{K \cdot m}{b}$

A.N : $K = \sqrt[3]{\frac{73.38^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 2.47$ $= \frac{2.47 \cdot 1}{6} = 0.41$

Donc : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0.41}{3} + 0.105 \cdot 0.41^2 \right) \cdot 2.47 = 2.1m$

✓ **La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_c^2 \cdot S_c^2 \cdot R_c} \dots \dots \dots VI.31$$

- $S_c = (b + m h_c) h_c$ **Donc** $S_{cr} = 17.01 \text{ m}^2$
- $P_{cr} = b + h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$ **Donc** $P_{cr} = 8.97 \text{ m}$
- $R = \frac{S}{P}$ **Donc** $R_{cr} = 1.9 \text{ m}$
- $C_c = R_c^{1/6} / n$ **Donc** $C_c = 55.65$

A.N : **I_{cr} = 0.32 %**

✓ La profondeur normale :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est : $Q = S.C.\sqrt{R.I}$

Avec : $S_n = m.h_n^2 + b.h_n$ - $P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2}$ - $R = \frac{S_n}{P_n}$ $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$Q = 1/n.I^{1/2} \times (m.h_n + b.h_n)^{5/3} \cdot (b + 2.h_n + 2h_n\sqrt{1+m^2})^{2/3} \dots\dots\dots VI.32$$

Donc :

| |
|---|
| $h_n = 2.8 \text{ m}$ |
|---|

✓ Calcul de la vitesse de l'écoulement :

$$V = \frac{Q}{S} = C \sqrt{R.I}$$

| |
|--|
| $V = 2.85 \text{ m/s}$ |
|--|

VI.3.4 Hauteurs des murs bajoyers

✓ Le chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (**Nc r=333.4m**) qui correspond à une hauteur de **3.1 m** .

✓ Le coursier

- Au début du coursier

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots VI. 33$$

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1.46 \text{ m}$;

R : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots VI. 34$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle :

$$V = \frac{Q}{h \times b} = \frac{73.38}{1.46 \times 14} = 7.18 \text{ m/s}$$

On a donc $R = 0.88$ donc $h_m = 2.28 \text{ m}$

• **A la fin du coursier**

$V = 4.95 \text{ m/s}$ donc $R = 0.85$

$h_m = 0.87 + 0.85 = 1.72 \text{ m}$ $h_m = 1.72 \text{ m}$

✓ **Le canal de restitution**

$h_e = 1.7 \text{ m}$ on aura $V = 4.55 \text{ m/s}$, $R = 0,82 \text{ m}$

Donc : $h_m = 2.52 \text{ m}$

VI - 3.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

✓ **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots \text{VI.35}$$

Et $Fr^2 < 40 \dots\dots\dots \text{VI.36}$

Avec : b : Largeur du coursier

Fr : Nombre de Froude

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

AN : $\frac{b}{h} = 6.9 < (10 \div 12)$ et $Fr^2 = 23.04 < 40$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'y a un risque d'apparition de vague roulante.

Chapitre VII:

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériauxetc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII -1 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII -2 Type de chantier

Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1 : Types de chantier

| Type de chantier | Remarques |
|--------------------|---|
| chantier de type 1 | Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs |
| chantier de type 2 | Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleur |
| chantier de type 3 | Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif |

VII -3 Les intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- ✓ **Le maître de l'ouvrage**
- ✓ **Le maître d'œuvre**
- ✓ **L'entrepreneur**

Donc il ya un lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure suivante :

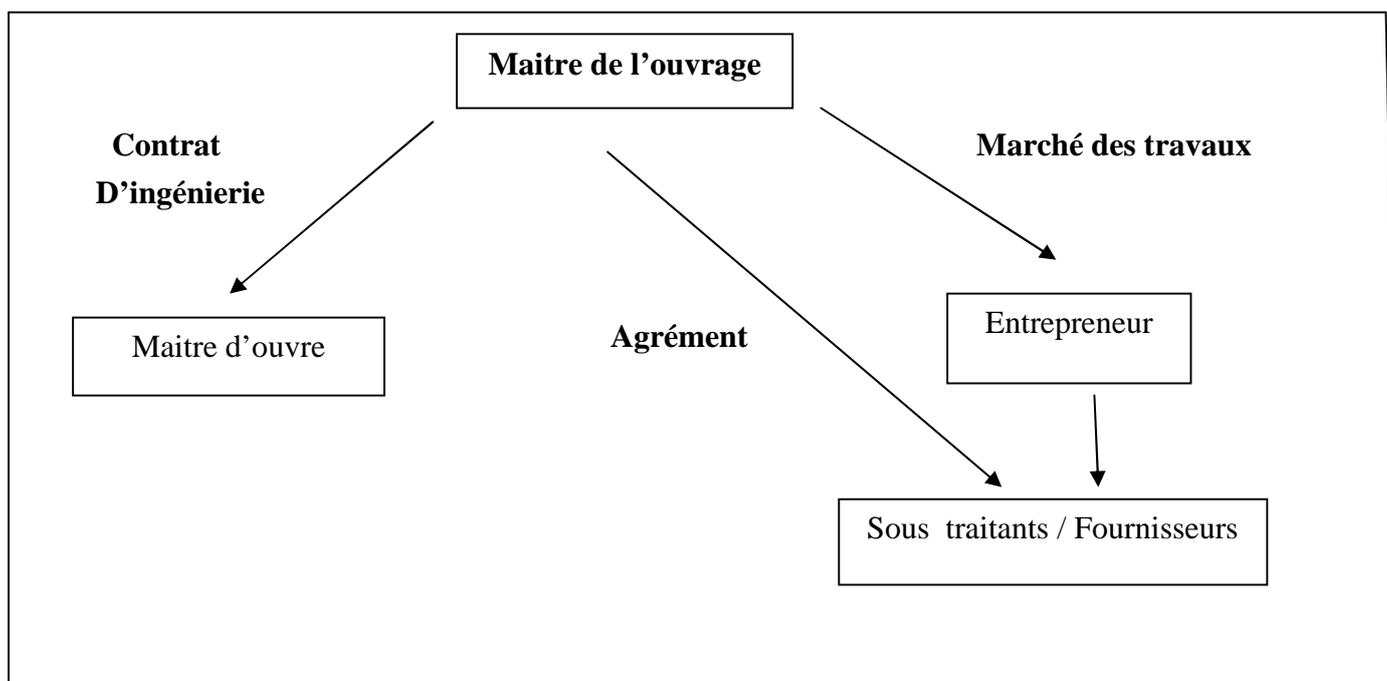


Figure VII.1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

VII-4 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

- ✓ Installations destinées au personnel ;
- ✓ Installations destinées au stockage des matériaux ;
- ✓ Installations destinées à la réparation des engins ;
- ✓ Installation destinée pour la préfabrication ;

VII-5 Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII-6 Les moyens de chantier

A- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B- Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.

- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
 - Les canions dumpers.
 - Les citernes d'eau et de fuel.
 - Les brises roches et compresseurs.
 - Les groupes électrogènes.
- ❖ Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:
- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
 - Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
 - Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.
- ❖ En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :
- La décapeuse automotrice (Moto scraper) ;
 - La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

C- Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VII-7 L'implantation de l'ouvrage

✓ Etapes de réalisation de la vidange de fond

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage, soudure).
- Réalisation du remblai déverse en argile
- Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

✓ Etapes de réalisation de l'évacuateur de crue

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

✓ Réalisation de la digue travaux préparatoires

- Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers).
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes).
- Préparation des zones d'emprunts.

✓ Préparation de la fondation pour la réalisation de la digue

- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage
- Mise en place de la tranchée d'étanchéité (para fouille)
- Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux)
- Mise en place de la draine

Protection des talus :

- Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- Talus Aval : Couche végétale
- Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête route d'accès.

VII -8 Planification

VII - 8.1 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).

VII -8.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

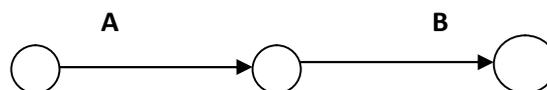
- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

VII- 8.2.1 Méthodes basées sur le 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".



L'opération A précède l'opération B

- **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.

VII -8.3 Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

VII- 8.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

➤ Les paramètres de la méthode

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 ;
- DCP** : Date de commencement au plus tard ;
- DFP** : Date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : Date de finition au plus tar;
- MT**: Marge totale

Et

$$\mathbf{DFP \ N \ DCP < TR}$$

$$\mathbf{DCPP \ N \ DFPP > TR}$$

➤ 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C,C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

VII - 8.5 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = N \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec: $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

Tableau VII-02: Symboles des opérations

| Tavaux | Opérations | Durée (mois) |
|---|-------------------|---------------------|
| Installation de chantier | A | 1 |
| Construction de la vidange de fond (dérivation) pour conduire correctement les eaux de l'oued | B | 1 |
| Décapage généraux et réalisation de la clé d'étanchéité | C | 2 |
| Préparation des zones d'emprunt | D | 1.5 |
| Remblai des fondations | E | 1 |
| Approvisionnement des filtres | F | 1 |
| Mise en place du système de drainage | G | 2 |
| Installation et génie civil d'ouvrage de prise | H | 2 |
| Géni civil de l'ouvrage d'évacuation | I | 1.5 |
| Revêtement des talus | J | 1 |
| Equipement hydrauliques | K | 1/2 |
| Finitions | L | 2 |

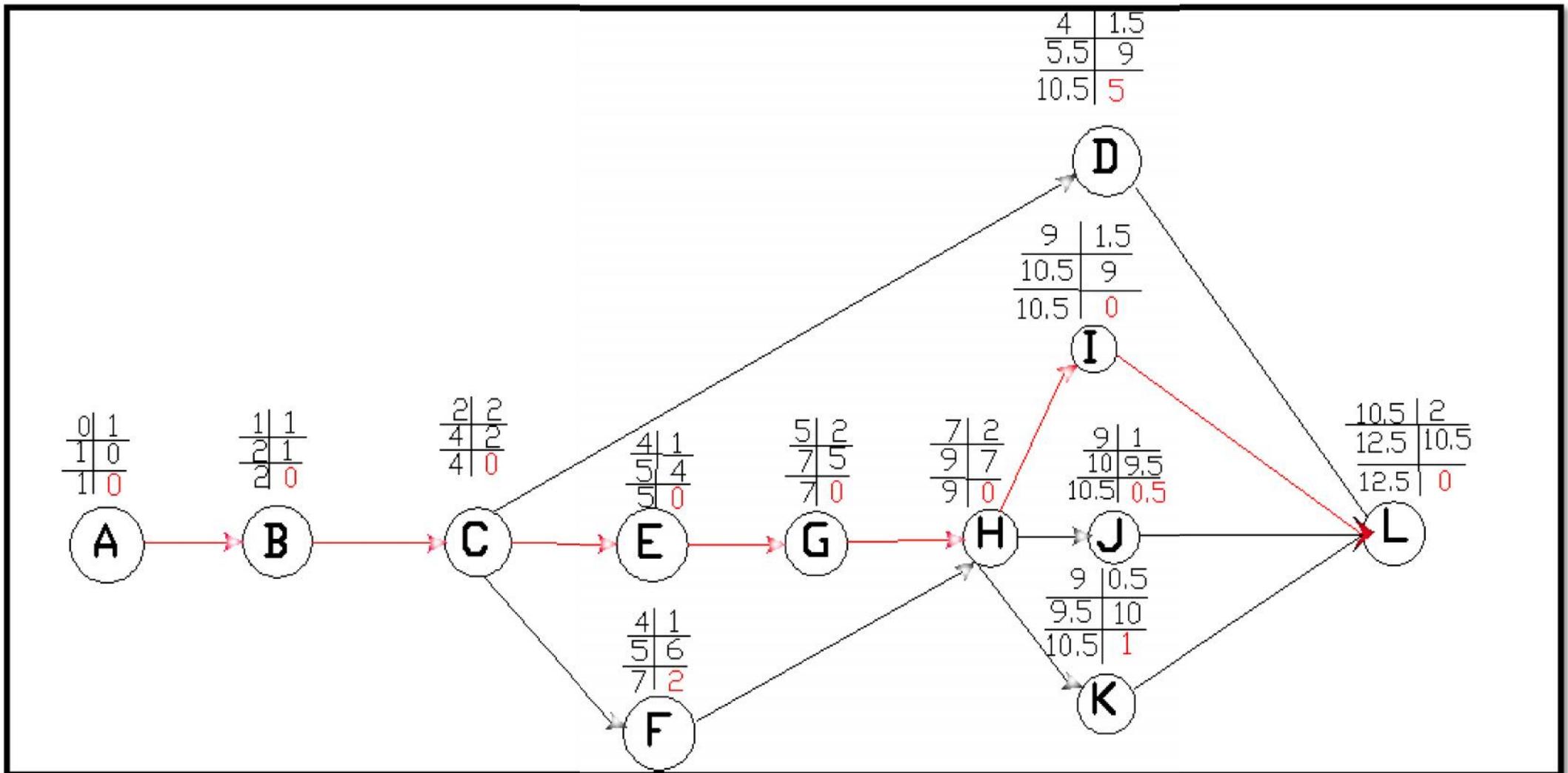


Figure VII.2 Réseau à nœud

➤ **Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :

Tableau VII .3 : Planning de travaux

| opération | TR | D.P | | D.F.P | | M.T |
|-----------|-----|-------|-------|---------|---------|----------|
| | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| A | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 |
| B | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 0 |
| C | 2 | 2 | 4 | 2 | 4 | 0 |
| D | 1.5 | 4 | 5.5 | 9 | 10.5 | 5 |
| E | 1 | 4 | 5 | 4 | 5 | 0 |
| F | 1 | 4 | 5 | 6 | 7 | 2 |
| G | 2 | 5 | 7 | 5 | 7 | 0 |
| H | 2 | 7 | 9 | 7 | 9 | 0 |
| I | 1.5 | 9 | 10.5 | 9 | 10.5 | 0 |
| J | 1 | 9 | 10 | 9.5 | 10.5 | 0.5 |
| K | ½ | 9 | 9.5 | 10 | 10.5 | 1 |
| L | 2 | 10.5 | 12.5 | 10.5 | 12.5 | 0 |

Le chemin critique donnée par le chemin suivant:

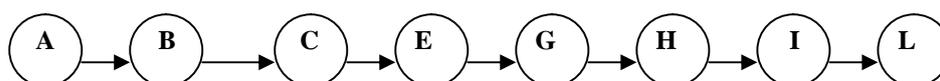
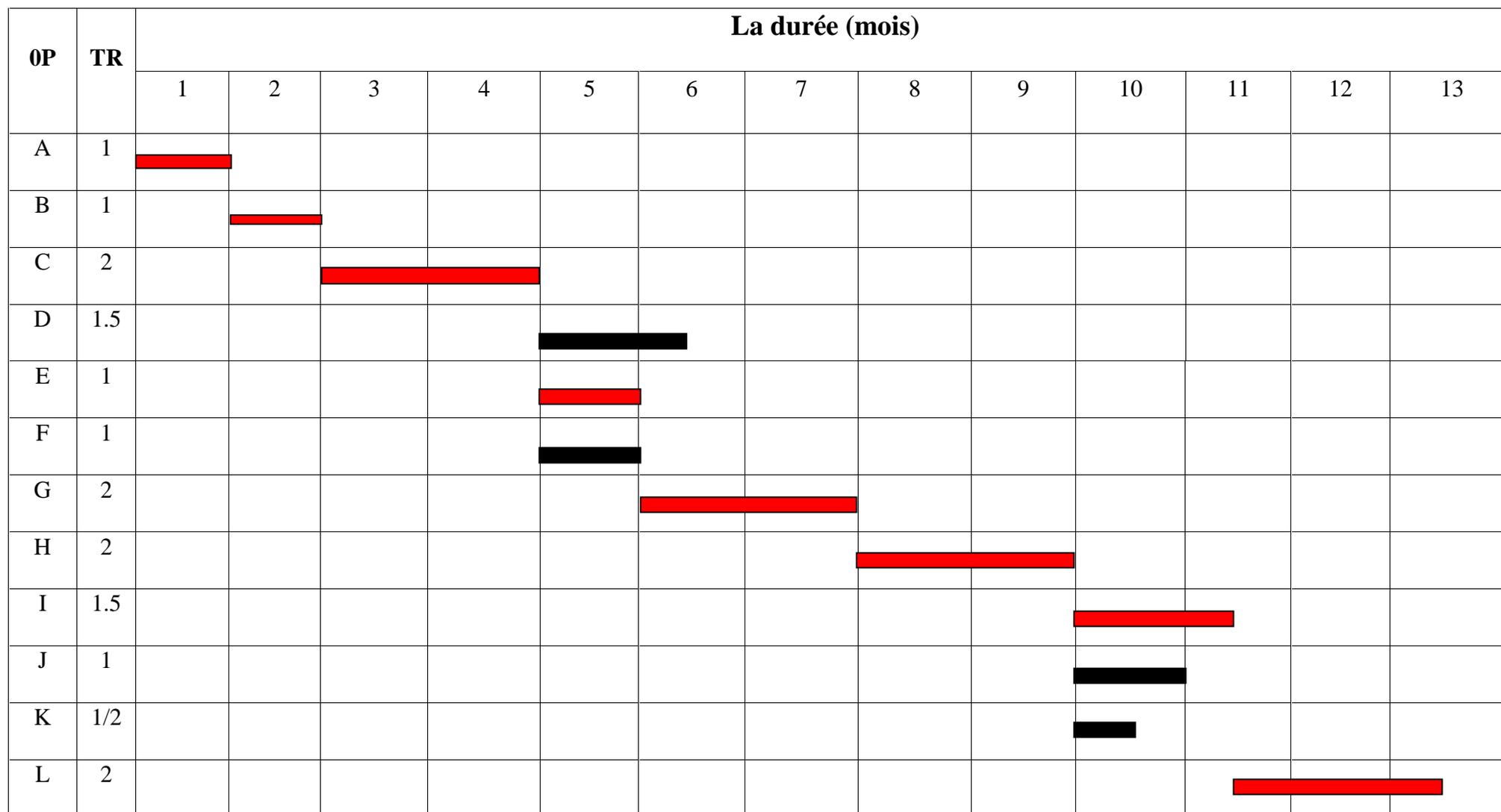


Tableau VII - 4 : Diagramme de Gant



VII. 9 Estimation du coût de projet

Tableau VII. 4 : Récapitulatif du coût des travaux

| <i>Désignation</i> | <i>Unité</i> | <i>Quantité</i> | <i>Prix D.A</i> | <i>Montant (MD.A)</i> |
|--|----------------|-----------------|-----------------|-----------------------|
| Digue | | | | |
| Décapage de la terre végétale | m ³ | 3120 | 200.00 | 6.62 |
| Excavation | m ³ | 36655 | 700.00 | 25. 658 |
| Enrochement ep=50cm | m ³ | 4065 | 1 500.00 | 6. 097 |
| Transition 1(couche gravier ep=30cm) | m ³ | 510 | 4 000.00 | 2 .040 |
| Transition 2(couche sable ep=30cm) | m ³ | 510 | 4 000.00 | 2. 040 |
| Couche de terre végétale | m ³ | 1295 | 400.00 | 0.51 |
| Remblai en argile | m ³ | 10350 | 1 500.00 | 15. 52 |
| Remblai en alluvions | m ³ | 21650 | 400.00 | 8 .66 |
| Evacuateur de crues | | | | |
| Béton de propreté | m ³ | 740 | 8 000.00 | 5 .92 |
| Béton armé | m ³ | 15245 | 42 000.00 | 64.0 3 |
| Déblai | m ³ | 22370 | 1 200.00 | 26 .84 |
| Prise d'eau et vidange de fond et la chambre de vanne | | | | |
| Excavation | m ³ | 150 | 700.00 | 10.5 |
| Béton de propreté | m ³ | 15 | 8 000.00 | 12.0 |
| Béton armé | m ³ | 100 | 42 000.00 | 4 .20 |
| Conduite en acier 400 mm | m ³ | 56 | 5 000.00 | 2.8 |
| Conduite en acier 200 | ml | 15 | 2 500.00 | 0.37 |
| TOTAL : | | | | 189.918 |

Conclusion

La partie « organisation des chantiers » est primordiale dans notre projet, car elle permet de d'accomplir les différentes tâches dans les meilleures conditions en cherchant les moyens les plus économiques ainsi que les plus brefs délais.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier

Chapitre VIII:
Protection et sécurité
de 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 .

IX - 1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines : Ces causes sont :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques : Ces causes sont :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IX- 2 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX- 3 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté

IX- 4 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX- 5 Principales fonctions du service de sécurité

a) Etudes

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

IX- 6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Tableau IX. 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

| Objectifs visés | Mesures appropriées à envisager |
|---|---|
| Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement. | Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....). |
| Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés. | -Repérage des lignes électriques. |
| Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ; | -Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière. |
| Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins. | Interdiction de dépassement et de stationnement. |
| Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés. | -Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement. |
| Eliminer les surcharges en bordure des fouilles. | Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement. |
| Prévenir les chutes des objets. | Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières. |
| Prévenir des ruptures des organes de levage. | Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules |
| Heurts des personnes par les outils. | Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à |

une distance suffisant les uns des autres.

XI -7 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 :

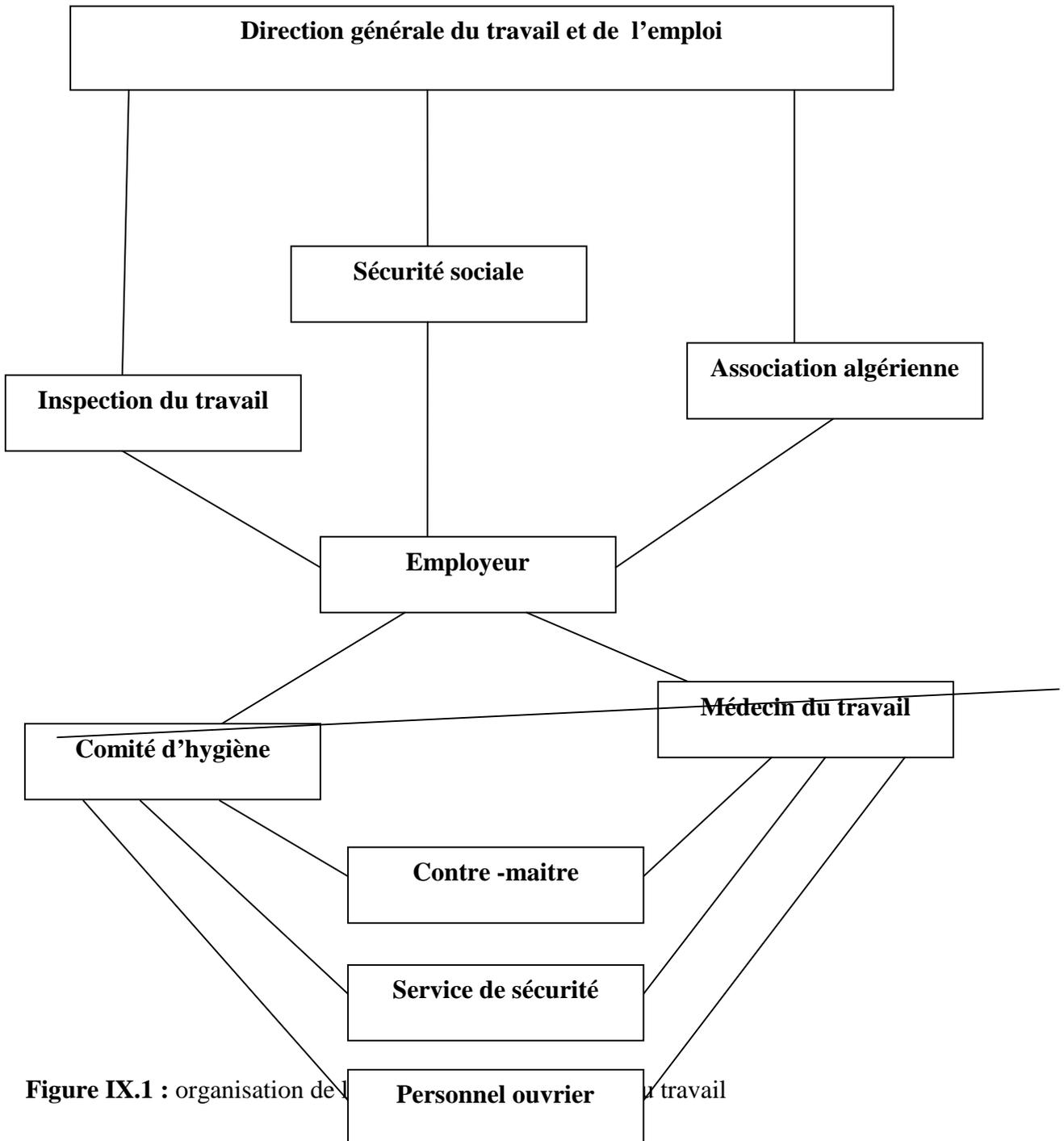


Figure IX.1 : organisation de la prévention des accidents du travail

Conclusion

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, Lunette....)

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent Fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Donc tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers ce mémoire de fin d'études, nous avons étudié tous les paramètres qui nous ont permis de prendre une décision sur la faisabilité du projet de la retenue collinaire sur oued El BESBES .

Ainsi, nous résumons ci-dessous les différents résultats obtenus :

- Oued El Besbes qui prend naissance dans les Monts de Djebel Cheab El-Tir zone steppique non boisée soumise à un climat aride avec des tendances franchement sahariennes, caractérisée par des mois peu pluvieux en hiver et un été chaud et sec. Les précipitations d'une moyenne annuelle de 118.50 mm et la température moyenne annuelle est de 21.7 °C. Cette forte chaleur est due à la concentration des masses d'air chaud du Sahara, ce qui donne une augmentation sensible de l'amplitude thermique favorisant ainsi une intense évaporation

- La zone d'étude est caractérisée par une insuffisance des apports liquides nécessaires pour le remplissage de la retenue .

- L'implantation du site reste le meilleur endroit pour cet ouvrage. L'eau stockée sera exploitée gravitairement par les terres agricoles.

- Les matériaux pour recharge sont en quantités suffisantes sur le site pour une digue hétérogène zonée avec un noyau argileux (les argiles se trouvent non loin au niveau du site de Maghraoua).

- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.

- Pour les ouvrages annexes, l'implantation de l'évacuateur se trouve au niveau de la rive droite de la digue.

- L'évaluation technico-économique de la retenue montre un coût important du mètre cube d'eau au pied de la retenue.

Au terme de cette étude, nous avons jugé indispensable l'implantation de notre retenue. Ceci permettra un développement socio-économique considérable dans la région.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

- [1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie ENSH -Blida -Mars 2004.
- [2] : B. TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH Blida .Avril 2004
- [3] : Technique des barrages en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997
- [4] : M.K.MIHOUBI : Cours d'ouvrages –ENSH-2014.
- [5] : B. BENLAOUKLI : Cours d' O. D.C - 3^{ème} année – 2013.
- [6] : MOHAMED HASSANE : Les ouvrages annexes de barrage. (Extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).ENSH .Blida 2006
- [7] :V.AMBRTSOUMIAN : Recommandations méthodologiques 1994 . ENSH – Blida .
- [8] : Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites Barrages. ANBT
- [9] : Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages .ANBT
- [10] : V.VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études .ENSH-Blida .1986

ANNEXE

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=9.16m)

Tableau 1 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ +h ₃) | sin =N°/10 | cos =(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sin | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|------------|---|---------|------------------|----------------|---------|---|----------|
| -4 | 0,31 | 0,1 | 0 | 0 | 0,078 | -0,4 | 0,916 | 0,071 | -0,031 | 0,041 | 0,332 | 0 | 0 |
| -3 | 0,916 | 0,7 | 0 | 0 | 1,088 | -0,3 | 0,953 | 1,038 | -0,326 | 0,591 | 0,960 | 0 | 0 |
| -2 | 0,916 | 1,4 | 0 | 0 | 2,242 | -0,2 | 0,979 | 2,197 | -0,448 | 1,252 | 0,934 | 0 | 0 |
| -1 | 0,916 | 2 | 0 | 0 | 3,23 | -0,1 | 0,994 | 3,215 | -0,323 | 1,832 | 0,920 | 0 | 0 |
| 0 | 0,916 | 2,5 | 0 | 0 | 4,056 | 0 | 1 | 4,056 | 0 | 2,312 | 0,916 | 0 | 0 |
| 1 | 0,916 | 2,9 | 0 | 0 | 4,732 | 0,1 | 0,994 | 4,708 | 0,473 | 2,683 | 0,920 | 0 | 0 |
| 2 | 0,916 | 3,2 | 0 | 0 | 5,259 | 0,2 | 0,979 | 5,153 | 1,051 | 2,937 | 0,934 | 0 | 0 |
| 3 | 0,916 | 3,4 | 0 | 0 | 5,622 | 0,3 | 0,953 | 5,363 | 1,686 | 3,051 | 0,960 | 0 | 0 |
| 4 | 0,916 | 3,5 | 0 | 0 | 5,820 | 0,4 | 0,916 | 5,334 | 2,328 | 3,044 | 0,999 | 0 | 0 |
| 5 | 0,916 | 3,5 | 0 | 0 | 5,803 | 0,5 | 0,866 | 5,026 | 2,901 | 2,864 | 1,057 | 0 | 0 |
| 6 | 0,916 | 3,4 | 0 | 0 | 5,572 | 0,6 | 0,8 | 4,458 | 3,343 | 2,541 | 1,145 | 0 | 0 |
| 7 | 0,916 | 3,1 | 0 | 0 | 5,028 | 0,7 | 0,714 | 3,591 | 3,520 | 2,047 | 1,282 | 0 | 0 |
| 8 | 0,916 | 2,5 | 0 | 0 | 4,056 | 0,8 | 0,6 | 2,433 | 3,244 | 1,387 | 1,526 | 0 | 0 |
| 9 | 0,916 | 1,4 | 0 | 0 | 2,324 | 0,9 | 0,435 | 1,013 | 2,092 | 0,577 | 2,101 | 0 | 0 |
| 10 | 0,2 | 0,3 | 0 | 0 | 0,108 | 1 | 0 | 0 | 0,108 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | | 55,025208 | | | | 19,513627 | 27,1666 | | | 0 |

$$K_{ss} = 1,4$$

$$K_{as} = 1,13$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=10.9 m)

Tableau 2 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ . h ₃) | sin =N°/10 | cos =(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.1 |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|--|------------|---|---------|---------------|----------------|---------|------|--------------|
| -4 | 0,6 | 0,3 | 0 | 0 | 0,291 | -0,4 | 0,916 | 0,267 | -0,116 | 0,152 | 0,654 | 0 | 0 |
| -3 | 1,09 | 1 | 0 | 0 | 1,962 | -0,3 | 0,953 | 1,871 | -0,588 | 1,066 | 1,142 | 0 | 0 |
| -2 | 1,09 | 1,8 | 0 | 0 | 3,590 | -0,2 | 0,979 | 3,517 | -0,718 | 2,005 | 1,112 | 0 | 0 |
| -1 | 1,09 | 2,5 | 0 | 0 | 4,983 | -0,1 | 0,994 | 4,958 | -0,498 | 2,826 | 1,095 | 0 | 0 |
| 0 | 1,09 | 3,1 | 0 | 0 | 6,160 | 0 | 1 | 6,160 | 0 | 3,511 | 1,09 | 0 | 0 |
| 1 | 1,09 | 3,6 | 0 | 0 | 7,122 | 0,1 | 0,994 | 7,086 | 0,712 | 4,039 | 1,095 | 0 | 0 |
| 2 | 1,09 | 4,1 | 0 | 0 | 8,004 | 0,2 | 0,979 | 7,843 | 1,600 | 4,470 | 1,112 | 0 | 0 |
| 3 | 1,09 | 4,3 | 0 | 0 | 8,377 | 0,3 | 0,953 | 7,991 | 2,513 | 4,553 | 1,142 | 0 | 0 |
| 4 | 1,09 | 4,4 | 0 | 0 | 8,652 | 0,4 | 0,916 | 7,930 | 3,469 | 4,520 | 1,189 | 0 | 0 |
| 5 | 1,09 | 4,4 | 0 | 0 | 8,632 | 0,5 | 0,866 | 7,476 | 4,316 | 4,261 | 1,258 | 0 | 0 |
| 6 | 1,09 | 4,2 | 0 | 0 | 8,299 | 0,6 | 0,8 | 6,639 | 4,979 | 3,784 | 1,362 | 0 | 0 |
| 7 | 1,09 | 3,6 | 0 | 0 | 7,004 | 0,7 | 0,714 | 5,002 | 4,903 | 2,851 | 1,526 | 0 | 0 |
| 8 | 1,09 | 2 | 0,35 | 0 | 4,534 | 0,8 | 0,6 | 2,720 | 3,627 | 1,465 | 1,816 | 0,03 | 0,054 |
| 9 | 0,79 | 0,5 | 0 | 0 | 0,767 | 0,9 | 0,435 | 0,334 | 0,691 | 0,190 | 1,812 | 0 | 0 |
| | | | | | 78,384 | | | | 24,883 | 39,7012 | | | 0,054 |

K_{ss}= 1,61K_{as}= 1,15

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=10.33 m)

Tableau 3 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ +h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|------------------|----------------|---------|-------|--------------|
| -5 | 0,52 | 0,3 | 0 | 0 | 0,262 | -0,5 | 0,866 | 0,226 | -0,131 | 0,129 | 0,600 | 0 | 0 |
| -4 | 1,015 | 1 | 0 | 0 | 1,881 | -0,4 | 0,916 | 1,724 | -0,752 | 0,983 | 1,107 | 0 | 0 |
| -3 | 1,015 | 1,8 | 0 | 0,15 | 3,494 | -0,3 | 0,953 | 3,333 | -1,048 | 1,889 | 1,064 | 0,025 | 0,027 |
| -2 | 1,015 | 2,3 | 0 | 0,42 | 4,876 | -0,2 | 0,979 | 4,777 | -0,975 | 2,693 | 1,035 | 0,05 | 0,052 |
| -1 | 1,015 | 2,8 | 0 | 0,57 | 6,068 | -0,1 | 0,994 | 6,037 | -0,606 | 3,400 | 1,020 | 0,054 | 0,056 |
| 0 | 1,015 | 3 | 0 | 0,62 | 6,630 | 0 | 1 | 6,630 | 0 | 3,734 | 1,015 | 0,054 | 0,055 |
| 1 | 1,015 | 3,8 | 1,92 | 0,57 | 11,050 | 0,1 | 0,994 | 10,994 | 1,105 | 5,522 | 1,020 | 0,09 | 0,092 |
| 2 | 1,015 | 4,3 | 0 | 0,42 | 8,585 | 0,2 | 0,979 | 8,411 | 1,717 | 4,764 | 1,035 | 0,028 | 0,029 |
| 3 | 1,015 | 4,8 | 0 | 0,15 | 9,048 | 0,3 | 0,953 | 8,631 | 2,714 | 4,909 | 1,064 | 0,01 | 0,01 |
| 4 | 1,015 | 5,1 | 0 | 0 | 9,299 | 0,4 | 0,916 | 8,523 | 3,719 | 4,858 | 1,107 | 0 | 0 |
| 5 | 1,015 | 5,1 | 0 | 0 | 9,281 | 0,5 | 0,866 | 8,037 | 4,640 | 4,581 | 1,172 | 0 | 0 |
| 6 | 1,015 | 4,9 | 0 | 0 | 8,988 | 0,6 | 0,8 | 7,191 | 5,393 | 4,098 | 1,268 | 0 | 0 |
| 7 | 1,015 | 4,6 | 0 | 0 | 8,331 | 0,7 | 0,714 | 5,949 | 5,831 | 3,391 | 1,421 | 0 | 0 |
| 8 | 1,015 | 3,6 | 0 | 0 | 6,504 | 0,8 | 0,6 | 3,902 | 5,203 | 2,224 | 1,6916 | 0 | 0 |
| 9 | 1,015 | 1,7 | 0,23 | 0 | 3,406 | 0,9 | 0,435 | 1,484 | 3,065 | 0,808 | 2,328 | 0,024 | 0,057 |
| 10 | 0,18 | 0,3 | 0 | 0 | 0,106 | 1 | 0 | 0 | 0,106 | 0 | | 0 | 0 |
| | | | | | 97,8140 | | | | 29,983746 | 47,9894 | | | 0,377 |

$$K_{ss} = 1,59$$

$$K_{as} = 1,15$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=10.15 m)

Tableau 4: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ +h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|------------------|----------------|---------|-------|--------------|
| -4 | 0,92 | 0,2 | 0 | 0,22 | 0,726 | -0,4 | 0,916 | 0,666 | -0,290 | 0,366 | 1,003 | 0,156 | 0,157 |
| -3 | 1,033 | 0,7 | 0 | 0,61 | 2,416 | -0,3 | 0,953 | 2,304 | -0,724 | 1,271 | 1,082 | 0,147 | 0,159 |
| -2 | 1,033 | 1,2 | 0 | 0,9 | 3,876 | -0,2 | 0,979 | 3,7985 | -0,775 | 2,100 | 1,054 | 0,135 | 0,143 |
| -1 | 0,103 | 1,8 | 0 | 1,09 | 0,5179 | -0,1 | 0,994 | 0,515 | -0,051 | 0,285 | 0,103 | 0,123 | 0,013 |
| 0 | 1,033 | 2,3 | 0 | 1,16 | 6,268 | 0 | 1 | 6,269 | 0 | 3,484 | 1,033 | 0,108 | 0,112 |
| 1 | 1,033 | 2,8 | 0 | 1,13 | 7,165 | 0,1 | 0,994 | 7,129 | 0,716 | 3,981 | 1,038 | 0,092 | 0,096 |
| 2 | 1,033 | 3,3 | 1,92 | 1 | 11,075 | 0,2 | 0,979 | 10,85 | 2,215 | 5,411 | 1,054 | 0,113 | 0,119 |
| 3 | 1,033 | 3,8 | 0 | 0,76 | 8,445 | 0,3 | 0,953 | 8,0563 | 2,533 | 4,538 | 1,082 | 0,053 | 0,058 |
| 4 | 1,033 | 4,3 | 0 | 0,4 | 8,757 | 0,4 | 0,916 | 8,026 | 3,503 | 4,548 | 1,127 | 0,027 | 0,031 |
| 5 | 1,033 | 4,8 | 0 | 0 | 8,850 | 0,5 | 0,866 | 7,664 | 4,4253 | 4,369 | 1,192 | 0 | 0 |
| 6 | 1,033 | 4,6 | 0 | 0 | 8,609 | 0,6 | 0,8 | 6,887 | 5,165 | 3,927 | 1,291 | 0 | 0 |
| 7 | 1,033 | 4,3 | 0 | 0 | 8,014 | 0,7 | 0,7141 | 5,723 | 5,609 | 3,262 | 1,446 | 0 | 0 |
| 8 | 0,103 | 3,7 | 0 | 0 | 0,691 | 0,8 | 0,6 | 0,415 | 0,553 | 0,236 | 0,172 | 0 | 0 |
| 9 | 0,103 | 2,7 | 0 | 0 | 0,502 | 0,9 | 0,435 | 0,218 | 0,451 | 0,124 | 0,236 | 0 | 0 |
| 10 | 0,52 | 1,1 | 0 | 0 | 1,001 | 1 | 0 | 0 | 1,001 | 0 | | 0 | 0 |
| | | | | | 76,92118347 | | | | 24,332876 | 37,9128 | | | 0,886 |

$$K_{ss} = 1,62$$

$$K_{as} = 1,14$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=13.88 m)

Tableau 5: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h1 | h2 | h3 | $G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)$ | $\sin a=N^\circ/10$ | $\cos a=(1-\sin^2 a)^{0,5}$ | $N=G.\cos a$ | $T=G.\sin a$ | $N.tg j$ | $l=b/\cos a$ | C | C.l |
|----|--------|-----|----|------|--------------------------|---------------------|-----------------------------|--------------|--------------|----------|--------------|-------|-------|
| -2 | 0,62 | 0,2 | 0 | 0,06 | 0,231 | -0,2 | 0,979 | 0,226 | -0,046 | 0,126 | 0,632 | 0,091 | 0,058 |
| -1 | 1,4 | 0,7 | 0 | 0,2 | 2,123 | -0,1 | 0,994 | 2,112 | -0,212 | 1,184 | 1,394 | 0,074 | 0,104 |
| 0 | 1,388 | 1,3 | 0 | 0,27 | 3,988 | 0 | 1 | 3,988 | 0 | 2,246 | 1,38 | 0,054 | 0,074 |
| 1 | 1,388 | 2,1 | 0 | 0,2 | 5,596 | 0,1 | 0,994 | 5,568 | 0,559 | 3,154 | 1,394 | 0,028 | 0,04 |
| 2 | 1,388 | 2,7 | 0 | 0 | 6,820 | 0,2 | 0,979 | 6,682 | 1,364 | 3,809 | 1,416 | 0 | 0 |
| 3 | 1,388 | 3,1 | 0 | 0 | 7,645 | 0,3 | 0,953 | 7,292 | 2,293 | 4,156 | 1,455 | 0 | 0 |
| 4 | 1,388 | 3,2 | 0 | 0 | 8,094 | 0,4 | 0,916 | 7,419 | 3,237 | 4,228 | 1,514 | 0 | 0 |
| 5 | 1,388 | 3,2 | 0 | 0 | 8,069 | 0,5 | 0,866 | 6,988 | 4,034 | 3,983 | 1,602 | 0 | 0 |
| 6 | 1,388 | 3 | 0 | 0 | 7,520 | 0,6 | 0,8 | 6,016 | 4,512 | 3,429 | 1,735 | 0 | 0 |
| 7 | 1,388 | 2,5 | 0 | 0 | 6,270 | 0,7 | 0,714 | 4,478 | 4,389 | 2,552 | 1,943 | 0 | 0 |
| 8 | 1,388 | 1,6 | 0 | 0 | 4,047 | 0,8 | 0,6 | 2,428 | 3,237 | 1,384 | 2,313 | 0 | 0 |
| 9 | 0,41 | 0,4 | 0 | 0 | 0,273 | 0,9 | 0,435 | 0,119 | 0,245 | 0,067 | 0,940 | 0 | 0 |
| | | | | | 60,681 | | | | 23,617 | 30,32 | | | |

K_{ss}= 1,30K_{as}= 1,06

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=13.54m)

Tableau 6: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | $G=b(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ | $\sin \alpha = N^\circ/10$ | $\cos \alpha = (1 - \sin^2 \alpha)^{0,5}$ | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|----------------------------|---|---------|-----------|-------|---------|---|-----|
| -3 | 0,43 | 0,3 | 0 | 0 | 0,2322 | -0,3 | 0,953 | 0,221 | -0,069 | 0,126 | 0,450 | 0 | 0 |
| -2 | 1,354 | 1 | 0 | 0 | 2,485 | -0,2 | 0,979 | 2,435 | -0,497 | 1,388 | 1,381 | 0 | 0 |
| -1 | 1,354 | 1,8 | 0 | 0 | 5,7 | -0,1 | 0,994 | 5,671 | -0,57 | 3,232 | 1,360 | 0 | 0 |
| 0 | 1,354 | 2,4 | 0 | 0 | 5,800 | 0 | 1 | 5,800 | 0 | 3,306 | 1,354 | 0 | 0 |
| 1 | 1,354 | 2,9 | 0 | 0 | 6,946 | 0,1 | 0,994 | 6,911 | 0,694 | 3,939 | 1,360 | 0 | 0 |
| 2 | 1,354 | 3,2 | 0 | 0 | 7,774 | 0,2 | 0,979 | 7,617 | 1,554 | 4,342 | 1,381 | 0 | 0 |
| 3 | 1,354 | 3,4 | 0 | 0 | 8,237 | 0,3 | 0,953 | 7,858 | 2,471 | 4,479 | 1,419 | 0 | 0 |
| 4 | 1,354 | 3,4 | 0 | 0 | 8,310 | 0,4 | 0,916 | 7,617 | 3,324 | 4,341 | 1,477 | 0 | 0 |
| 5 | 1,354 | 3,3 | 0 | 0 | 7,969 | 0,5 | 0,866 | 6,901 | 3,984 | 3,934 | 1,563 | 0 | 0 |
| 6 | 1,354 | 2,9 | 0 | 0 | 7,116 | 0,6 | 0,8 | 5,693 | 4,269 | 3,245 | 1,692 | 0 | 0 |
| 7 | 1,354 | 2,3 | 0 | 0 | 5,605 | 0,7 | 0,7141 | 4,003 | 3,923 | 2,281 | 1,895 | 0 | 0 |
| 8 | 1,354 | 1,3 | 0 | 0 | 3,143 | 0,8 | 0,6 | 1,886 | 2,515 | 1,075 | 2,256 | 0 | 0 |
| 9 | 0,35 | 0,3 | 0 | 0 | 0,195 | 0,9 | 0,435 | 0,085 | 0,175 | 0,048 | 0,802 | 0 | 0 |
| | | | | | 69,519 | | | | 21,777997 | 35,74 | | | 0 |

K_{ss}=1.64K_{as}=1.18

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=14.6 m)

Tableau:7 Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ . h ₃) | sin =N°/10 | cos =(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|--|------------|---|---------|----------|--------|---------|-------|-------|
| -4 | 1,21 | 0,1 | 0 | 0,09 | 0,383 | -0,4 | 0,916 | 0,351 | -0,153 | 0,193 | 1,320 | 0,16 | 0,211 |
| -3 | 1,46 | 0,5 | 0 | 0,44 | 2,366 | -0,3 | 0,953 | 2,257 | -0,709 | 1,243 | 1,530 | 0,153 | 0,234 |
| -2 | 1,46 | 1,1 | 0 | 0,82 | 5,7 | -0,2 | 0,979 | 5,584 | -1,14 | 3,086 | 1,490 | 0,139 | 0,207 |
| -1 | 1,46 | 1,7 | 0 | 1,04 | 6,947 | -0,1 | 0,994 | 6,913 | -0,694 | 3,833 | 1,467 | 0,124 | 0,182 |
| 0 | 1,46 | 2,2 | 0 | 1,11 | 8,647 | 0 | 1 | 8,647 | 0 | 4,814 | 1,46 | 0,106 | 0,155 |
| 1 | 1,46 | 2,8 | 0 | 1,04 | 10,022 | 0,1 | 0,994 | 9,972 | 1,002 | 5,576 | 1,467 | 0,086 | 0,127 |
| 2 | 1,46 | 3,4 | 0 | 0,82 | 10,994 | 0,2 | 0,979 | 10,772 | 2,198 | 6,056 | 1,490 | 0,062 | 0,093 |
| 3 | 1,46 | 4 | 0 | 0,44 | 11,590 | 0,3 | 0,953 | 11,056 | 3,477 | 6,258 | 1,530 | 0,032 | 0,049 |
| 4 | 1,46 | 4,5 | 0 | 0 | 11,720 | 0,4 | 0,916 | 10,742 | 4,688 | 6,123 | 1,592 | 0 | 0 |
| 5 | 1,46 | 4,3 | 0 | 0 | 11,326 | 0,5 | 0,866 | 9,809 | 5,663 | 5,591 | 1,68863 | 0 | 0 |
| 6 | 1,46 | 3,9 | 0 | 0 | 10,328 | 0,6 | 0,8 | 8,262 | 6,196 | 4,709 | 1,825 | 0 | 0 |
| 7 | 1,46 | 3,3 | 0 | 0 | 8,567 | 0,7 | 0,714 | 6,118 | 5,997 | 3,487 | 2,044 | 0 | 0 |
| 8 | 1,46 | 2,2 | 0 | 0 | 5,7027 | 0,8 | 0,6 | 3,421 | 4,562 | 1,950 | 2,433 | 0 | 0 |
| 9 | 1,41 | 0,6 | 0 | 0 | 1,573 | 0,9 | 0,435 | 0,685 | 1,416 | 0,390 | 3,234 | 0 | 0 |
| | | | | | 105,87 | | | | 32,504 | 53,315 | | | 1,257 |

$$K_{ss} = 1,69$$

$$K_{as} = 1,21$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=14.63m)

Tableau:8 Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | $G=b(h_1+h_2+h_3)$ | $\sin \alpha = N^\circ/10$ | $\cos \alpha = (1-\sin^2)^{0,5}$ | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|--------------------|----------------------------|----------------------------------|---------|----------|--------|---------|---|-----|
| -3 | 1,45 | 0,5 | 0 | 0 | 1,383 | -0,3 | 0,953 | 1,319 | -0,414 | 0,752 | 1,520 | 0 | 0 |
| -2 | 1,463 | 1,5 | 0 | 0 | 3,95 | -0,2 | 0,979 | 3,870 | -0,790 | 2,206 | 1,493 | 0 | 0 |
| -1 | 1,463 | 2,3 | 0 | 0 | 6,056 | -0,1 | 0,994 | 6,026 | -0,605 | 3,43 | 1,470 | 0 | 0 |
| 0 | 1,463 | 3 | 0 | 0 | 7,821 | 0 | 1 | 7,8211 | 0 | 4,458 | 1,463 | 0 | 0 |
| 1 | 1,463 | 3,5 | 0 | 0 | 9,137 | 0,1 | 0,994 | 9,092 | 0,9137 | 5,182 | 1,470 | 0 | 0 |
| 2 | 1,463 | 3,8 | 0 | 0 | 10,112 | 0,2 | 0,979 | 9,907 | 2,022 | 5,647 | 1,493 | 0 | 0 |
| 3 | 1,463 | 4,1 | 0 | 0 | 10,665 | 0,3 | 0,953 | 10,174 | 3,199 | 5,79 | 1,533 | 0 | 0 |
| 4 | 1,463 | 4,1 | 0 | 0 | 10,744 | 0,4 | 0,916 | 9,847 | 4,297 | 5,612 | 1,596 | 0 | 0 |
| 5 | 1,463 | 3,9 | 0 | 0 | 10,349 | 0,5 | 0,866 | 8,962 | 5,174 | 5,108 | 1,689 | 0 | 0 |
| 6 | 1,463 | 3,6 | 0 | 0 | 9,348 | 0,6 | 0,8 | 7,478 | 5,609 | 4,262 | 1,828 | 0 | 0 |
| 7 | 1,463 | 2,4 | 0 | 0 | 6,241 | 0,7 | 0,714 | 4,457 | 4,3688 | 2,540 | 2,048 | 0 | 0 |
| 8 | 1,22 | 0,7 | 0 | 0 | 1,53 | 0,8 | 0,6 | 0,922 | 1,229 | 0,5257 | 2,033 | 0 | 0 |
| | | | | | 87,34 | | | | 25,005 | 45,531 | | | 0 |

K_{ss}= 1,82

K_{as}= 1,25

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=16 m)

Tableau:9 Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ +h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|----------|-----------|---------|----------|---|-----|
| -3 | 0,36 | 0,1 | 0 | 0 | 0,07776 | -0,3 | 0,953939201 | 0,074178 | -0,023328 | 0,04228 | 0,377383 | 0 | 0 |
| -2 | 1,6 | 0,8 | 0 | 0 | 2,16 | -0,2 | 0,979795897 | 2,116359 | -0,432 | 1,20632 | 1,632993 | 0 | 0 |
| -1 | 1,6 | 1,6 | 0 | 0 | 4,6944 | -0,1 | 0,994987437 | 4,670869 | -0,46944 | 2,6624 | 1,608061 | 0 | 0 |
| 0 | 1,6 | 2,4 | 0 | 0 | 6,7968 | 0 | 1 | 6,7968 | 0 | 3,87418 | 1,6 | 0 | 0 |
| 1 | 1,6 | 2,9 | 0 | 0 | 8,352 | 0,1 | 0,994987437 | 8,310135 | 0,8352 | 4,73678 | 1,608061 | 0 | 0 |
| 2 | 1,6 | 3,3 | 0 | 0 | 9,5328 | 0,2 | 0,979795897 | 9,340198 | 1,90656 | 5,32391 | 1,632993 | 0 | 0 |
| 3 | 1,6 | 3,5 | 0 | 0 | 10,1952 | 0,3 | 0,953939201 | 9,725601 | 3,05856 | 5,54359 | 1,677256 | 0 | 0 |
| 4 | 1,6 | 3,6 | 0 | 0 | 10,3104 | 0,4 | 0,916515139 | 9,449638 | 4,12416 | 5,38629 | 1,745743 | 0 | 0 |
| 5 | 1,6 | 3,4 | 0 | 0 | 9,8208 | 0,5 | 0,866025404 | 8,505062 | 4,9104 | 4,84789 | 1,847521 | 0 | 0 |
| 6 | 1,6 | 2,9 | 0 | 0 | 8,352 | 0,6 | 0,8 | 6,6816 | 5,0112 | 3,80851 | 2 | 0 | 0 |
| 7 | 1,6 | 1,9 | 0 | 0 | 5,5584 | 0,7 | 0,714142843 | 3,969492 | 3,89088 | 2,26261 | 2,240448 | 0 | 0 |
| 8 | 0,9 | 0,6 | 0 | 0 | 0,90288 | 0,8 | 0,6 | 0,541728 | 0,722304 | 0,30878 | 1,466667 | 0 | 0 |
| | | | | | 76,753 | | | | 23,534 | 40,003 | | | 0 |

K_{ss}= 1,70K_{as}= 1,18

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=16.5 m)

Tableau 10 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h1 | h2 | h3 | $G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)$ | $\sin a=N^\circ/10$ | $\cos a=(1-\sin^2 a)^{0,5}$ | $N=G.\cos a$ | $T=G.\sin a$ | N,tgj | $l=b/\cos a$ | C | C.1 |
|----|--------|-----|------|------|--------------------------|---------------------|-----------------------------|--------------|--------------|--------|--------------|-------|-------|
| -4 | 0,06 | 0 | 0 | 0 | 0,002 | -0,4 | 0,916 | 0,0019 | -0,0008 | 0,0011 | 0,0654 | 0 | 0 |
| -3 | 1,65 | 0,7 | 0 | 0 | 1,96 | -0,3 | 0,953 | 1,869 | -0,588 | 1,065 | 1,729 | 0 | 0 |
| -2 | 1,65 | 1,7 | 0 | 0,06 | 5,188 | -0,2 | 0,979 | 5,083 | -1,037 | 2,890 | 1,684 | 0,011 | 0,018 |
| -1 | 1,65 | 2,4 | 0 | 0,31 | 7,854 | -0,1 | 0,994 | 7,8147 | -0,785 | 4,418 | 1,6583 | 0,037 | 0,062 |
| 0 | 1,65 | 3 | 0 | 0,39 | 10,040 | 0 | 1 | 10,040 | 0 | 5,676 | 1,65 | 0,037 | 0,061 |
| 1 | 1,65 | 3,7 | 0 | 0,31 | 11,7745 | 0,1 | 0,994 | 11,715 | 1,177 | 6,641 | 1,658 | 0,025 | 0,041 |
| 2 | 1,65 | 4,3 | 0 | 0,06 | 13,029 | 0,2 | 0,9797 | 12,766 | 2,605 | 7,269 | 1,684 | 0,004 | 0,007 |
| 3 | 1,65 | 4,6 | 0 | 0 | 13,72 | 0,3 | 0,953 | 13,089 | 4,116 | 7,460 | 1,729 | 0 | 0 |
| 4 | 1,65 | 4,7 | 0 | 0 | 13,86 | 0,4 | 0,9165 | 12,711 | 5,547 | 7,245 | 1,800 | 0 | 0 |
| 5 | 1,65 | 4,5 | 0 | 0 | 13,36 | 0,5 | 0,866 | 11,574 | 6,682 | 6,597 | 1,905 | 0 | 0 |
| 6 | 1,65 | 4,1 | 0 | 0 | 12,058 | 0,6 | 0,8 | 9,646 | 7,234 | 5,498 | 2,0625 | 0 | 0 |
| 7 | 1,65 | 2,1 | 0,58 | 0 | 7,738 | 0,7 | 0,714 | 5,5263 | 5,416 | 2,897 | 2,3104 | 0,043 | 0,1 |
| 8 | 1,38 | 0,8 | 0 | 0 | 1,962 | 0,8 | 0,6 | 1,177 | 1,569 | 0,671 | 2,3 | | |
| | | | | | 112,564 | | | | 31,94 | 58,33 | | | 0,29 |

Kss= 1.26

Kas= 1.84

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=14.33 m)

Tableau 11: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | $G=b(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ | $\sin \alpha = N^\circ/10$ | $\cos \alpha = (1 - \sin^2 \alpha)^{0.5}$ | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|--|--------|----------------|----------------|----------------|---|----------------------------|---|---------|---------------|---------------|---------|-------|--------------|
| -3 | 0,3 | 0,1 | 0 | 0 | 0,063 | -0,3 | 0,953 | 0,060 | -0,0189 | 0,034 | 0,314 | 0 | 0 |
| -2 | 1,433 | 0,7 | 0 | 0 | 1,956 | -0,2 | 0,979 | 1,916 | -0,391 | 1,092 | 1,462 | 0 | 0 |
| -1 | 1,433 | 1,4 | 0 | 0 | 4,333 | -0,1 | 0,994 | 4,311 | -0,433 | 2,457 | 1,440 | 0 | 0 |
| 0 | 1,433 | 2,1 | 0 | 0,01 | 6,262 | 0 | 1 | 6,262 | 0 | 3,568 | 1,433 | 0,002 | 0,002 |
| 1 | 1,433 | 2,6 | 0 | 0 | 7,763 | 0,1 | 0,994 | 7,725 | 0,776 | 4,403 | 1,440 | 0 | 0 |
| 2 | 1,433 | 2,9 | 0 | 0 | 8,847342 | 0,2 | 0,979 | 8,668 | 1,7694 | 4,941 | 1,462 | 0 | 0 |
| 3 | 1,433 | 3,1 | 0 | 0 | 9,449202 | 0,3 | 0,953 | 9,013 | 2,834 | 5,137 | 1,502 | 0 | 0 |
| 4 | 1,433 | 3,2 | 0 | 0 | 9,569574 | 0,4 | 0,916 | 8,770 | 3,827 | 4,999 | 1,563 | 0 | 0 |
| 5 | 1,433 | 3 | 0 | 0 | 9,118179 | 0,5 | 0,866 | 7,896 | 4,559 | 4,501 | 1,654 | 0 | 0 |
| 6 | 1,433 | 2,7 | 0 | 0 | 7,974645 | 0,6 | 0,8 | 6,379 | 4,784 | 3,636 | 1,791 | 0 | 0 |
| 7 | 1,433 | 2 | 0 | 0 | 5,988507 | 0,7 | 0,714 | 4,276 | 4,191 | 2,437 | 2,006 | 0 | 0 |
| 8 | 1,433 | 0,9 | 0 | 0 | 2,798649 | 0,8 | 0,6 | 1,679 | 2,238 | 0,957 | 2,388 | 0 | 0 |
| 9 | 0,15 | 0,1 | | | 0,0252 | 0,9 | 0,435 | 0,0109 | 0,022 | 0,006 | 0,344 | 0 | 0 |
| K_{ss}=1.57 K_{as}=1.19 | | | | | 74.149 | | | | 24.162 | 38.172 | | | 0.002 |

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=15.87 m)

Tableau 12: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h1 | h2 | h3 | G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3) | sina=N°/10 | cosa=(1-sin ² a) ^{0,5} | N=G.cosa | T=G.sina | N,tgj | l=b/cosa | C | C.I | |
|----|--------|-----|----|------|------------------------|------------|--|----------|----------|--------|----------|-------|-------|------|
| -3 | 0,46 | 0,2 | 0 | 0,26 | 0,420 | -0,3 | 0,953 | 0,401 | -0,126 | 0,218 | 0,482 | 0,198 | 0,096 | |
| -2 | 1,587 | 0,8 | 0 | 2,49 | 11,255 | -0,2 | 0,979 | 11,027 | -2,251 | 5,952 | 1,619 | 0,241 | 0,391 | |
| -1 | 1,587 | 1,7 | 0 | 4,47 | 21,029 | -0,1 | 0,994 | 20,923 | -2,102 | 11,318 | 1,594 | 0,233 | 0,371 | |
| 0 | 1,587 | 2,4 | 0 | 5,93 | 28,450 | 0 | 1 | 28,450 | 0 | 15,404 | 1,587 | 0,228 | 0,362 | |
| 1 | 1,587 | 3 | 0 | 6,62 | 32,83269 | 0,1 | 0,994 | 32,665 | 3,283 | 17,715 | 1,594 | 0,221 | 0,353 | |
| 2 | 1,587 | 3,4 | 0 | 6,45 | 33,7235 | 0,2 | 0,979 | 33,042 | 6,744 | 17,964 | 1,619 | 0,211 | 0,341 | |
| 3 | 1,587 | 3,6 | 0 | 1 | 16,363 | 0,3 | 0,953 | 15,609 | 4,909 | 8,760 | 1,663 | 0,07 | 0,116 | |
| 4 | 1,587 | 3,6 | 0 | 0 | 13,176 | 0,4 | 0,916 | 12,076 | 5,270 | 6,883 | 1,731 | 0 | 0 | |
| 5 | 1,587 | 3,5 | 0 | 0 | 12,592 | 0,5 | 0,866 | 10,905 | 6,296 | 6,216 | 1,83 | 0 | 0 | |
| 6 | 1,587 | 3 | 0 | 0 | 11,059 | 0,6 | 0,8 | 8,847 | 6,635 | 5,043 | 1,983 | 0 | 0 | |
| 7 | 1,587 | 2,2 | 0 | 0 | 7,993 | 0,7 | 0,714 | 5,708 | 5,595 | 3,253 | 2,222 | 0 | 0 | |
| 8 | 1,08 | 0,7 | 0 | 0 | 1,788 | 0,8 | 0,6 | 1,073 | 1,4307 | 0,611 | 1,8 | 0 | 0 | |
| | | | | | 190,684 | | | | 35,686 | 99,344 | | | | 2,03 |

K_{ss}=2.84F_{as}=1.65

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=16.67 m)

Tableau 13: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ +h ₂ . h ₃) | sin =N°/10 | cos =(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.1 |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|--|------------|---|---------|----------|--------|---------|-------|-------|
| -4 | 0,79 | 0,2 | 0 | 0,17 | 0,574 | -0,4 | 0,916 | 0,526 | -0,229 | 0,289 | 0,861 | 0,165 | 0,142 |
| -3 | 1,667 | 0,7 | 0 | 0,61 | 4,614 | -0,3 | 0,953 | 4,401 | -1,384 | 2,423 | 1,747 | 0,155 | 0,271 |
| -2 | 1,667 | 1,3 | 0 | 1,04 | 8,608 | -0,2 | 0,979 | 8,434 | -1,721 | 4,658 | 1,701 | 0,141 | 0,24 |
| -1 | 1,667 | 2 | 0 | 1,29 | 11,877 | -0,1 | 0,994 | 11,817 | -1,187 | 6,549 | 1,675 | 0,126 | 0,211 |
| 0 | 1,667 | 2,6 | 0 | 1,37 | 14,494 | 0 | 1 | 14,494 | 0 | 8,063 | 1,667 | 0,109 | 0,182 |
| 1 | 1,667 | 3,2 | 0 | 1,29 | 16,218 | 0,1 | 0,994 | 16,136 | 1,621 | 9,013 | 1,675 | 0,092 | 0,153 |
| 2 | 1,667 | 4 | 0 | 1,04 | 17,920 | 0,2 | 0,979 | 17,558 | 3,584 | 9,862 | 1,701 | 0,066 | 0,113 |
| 3 | 1,667 | 4,7 | 0 | 0,61 | 18,617 | 0,3 | 0,953 | 17,759 | 5,585 | 10,040 | 1,747 | 0,037 | 0,065 |
| 4 | 1,667 | 5,3 | 0 | 0 | 18,553 | 0,4 | 0,916 | 17,004 | 7,421 | 9,692 | 1,818 | 0 | 0 |
| 5 | 1,667 | 5,1 | 0 | 0 | 17,958 | 0,5 | 0,866 | 15,552 | 8,979 | 8,864 | 1,924 | 0 | 0 |
| 6 | 1,667 | 4,7 | 0 | 0 | 16,418 | 0,6 | 0,8 | 13,134 | 9,850 | 7,486 | 2,083 | 0 | 0 |
| 7 | 1,667 | 3,6 | 0 | 0 | 12,637 | 0,7 | 0,714 | 9,024 | 8,846 | 5,144 | 2,334 | 0 | 0 |
| 8 | 1,667 | 1 | 0,7 | 0 | 5,717 | 0,8 | 0,6 | 3,430 | 4,574 | 1,658 | 2,778 | 0,082 | 0,229 |
| 9 | 0,29 | 0,3 | 0 | 0 | 0,152 | 0,9 | 0,435 | 0,066 | 0,1370 | 0,0383 | 0,665 | 0 | 0 |
| | | | | | 164,362 | | | | 46,076 | 83,78 | | | 1,606 |

K_{ss}= 1,85K_{as}= 1,31

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=17.08 m)

Tableau 14: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | $G=b(h_1+h_2+h_3)$ | $\sin \alpha = N^\circ/10$ | $\cos \alpha = (1-\sin^2 \alpha)^{0,5}$ | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|--------------------|----------------------------|---|---------|-----------|---------|---------|-------|-------|
| -3 | 1,31 | 0,3 | 0 | 0,21 | 1,34 | -0,3 | 0,953 | 1,28 | -0,404 | 0,709 | 1,373 | 0,143 | 0,196 |
| -2 | 1,708 | 0,9 | 0 | 0,6 | 5,441 | -0,2 | 0,979 | 5,33 | -1,088 | 2,951 | 1,743 | 0,132 | 0,229 |
| -1 | 1,708 | 1,6 | 0 | 0,85 | 8,898 | -0,1 | 0,994 | 8,85 | -0,889 | 4,921 | 1,716 | 0,113 | 0,195 |
| 0 | 1,708 | 2,2 | 0 | 0,94 | 11,69 | 0 | 1 | 11,69 | 0 | 6,525 | 1,708 | 0,095 | 0,162 |
| 1 | 1,708 | 2,9 | 0 | 0,85 | 13,776 | 0,1 | 0,994 | 13,70 | 1,377 | 7,68 | 1,716 | 0,072 | 0,124 |
| 2 | 1,708 | 3,6 | 0 | 0,6 | 15,269 | 0,2 | 0,979 | 14,96 | 3,053 | 8,442 | 1,74 | 0,046 | 0,08 |
| 3 | 1,708 | 4,3 | 0 | 0,15 | 15,940 | 0,3 | 0,953 | 15,20 | 4,782 | 8,647 | 1,790 | 0,011 | 0,019 |
| 4 | 1,708 | 4,5 | 0 | 0 | 16,032 | 0,4 | 0,916 | 14,69 | 6,413 | 8,375 | 1,863 | 0 | 0 |
| 5 | 1,708 | 4,3 | 0 | 0 | 15,387 | 0,5 | 0,866 | 13,32 | 7,693 | 7,595 | 1,972 | 0 | 0 |
| 6 | 1,708 | 3,9 | 0 | 0 | 13,80 | 0,6 | 0,8 | 11,047 | 8,285 | 6,296 | 2,135 | 0 | 0 |
| 7 | 1,708 | 3,1 | 0 | 0 | 10,93 | 0,7 | 0,714 | 7,812 | 7,657 | 4,453 | 2,391 | 0 | 0 |
| 8 | 1,61 | 1,2 | 0 | 0 | 3,955 | 0,8 | 0,6 | 2,373 | 3,164 | 1,35 | 2,683 | 0 | 0 |
| | | | | | 159122,51 | | | | 40086,076 | 68029,6 | | | 805,4 |

K_{ss}= 1,72K_{as}= 1.20

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval (R=17.26 m)

Tableau 15: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ .h ₁ +h ₂ . h ₂ +h ₃ . h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|----------|-------|---------|-------|-------|
| -3 | 1,08 | 0,4 | 0 | 0 | 0,884 | -0,3 | 0,953 | 0,843 | -0,265 | 0,480 | 1,132 | 0 | 0 |
| -2 | 1,726 | 1,3 | 0 | 0 | 4,566 | -0,2 | 0,979 | 4,474 | -0,913 | 2,550 | 1,761 | 0 | 0 |
| -1 | 1,726 | 2,3 | 0 | 0 | 8,155 | -0,1 | 0,994 | 8,114 | -0,815 | 4,625 | 1,734 | 0 | 0 |
| 0 | 1,726 | 3 | 0 | 0 | 10,946 | 0 | 1 | 10,94 | 0 | 6,239 | 1,726 | 0 | 0 |
| 1 | 1,726 | 3,6 | 0 | 0 | 13,157 | 0,1 | 0,994 | 13,09 | 1,315 | 7,462 | 1,734 | 0 | 0 |
| 2 | 1,726 | 4,1 | 0 | 0 | 14,715 | 0,2 | 0,979 | 14,41 | 2,943 | 8,218 | 1,761 | 0 | 0 |
| 3 | 1,726 | 4,3 | 0 | 0 | 15,58 | 0,3 | 0,953 | 14,867 | 4,675 | 8,474 | 1,809 | 0 | 0 |
| 4 | 1,726 | 4,3 | 0 | 0 | 15,730 | 0,4 | 0,916 | 14,417 | 6,292 | 8,217 | 1,88 | 0 | 0 |
| 5 | 1,726 | 4,2 | 0 | 0 | 15,078 | 0,5 | 0,866 | 13,058 | 7,539 | 7,443 | 1,993 | 0 | 0 |
| 6 | 1,726 | 2,6 | 0,51 | 0 | 11,1534 | 0,6 | 0,8 | 8,922 | 6,692 | 4,782 | 2,157 | 0,032 | 0,07 |
| 7 | 1,726 | 1,2 | 0,5 | 0 | 5,757 | 0,7 | 0,714 | 4,111 | 4,030 | 2,083 | 2,416 | 0,06 | 0,146 |
| 8 | 0,63 | 0,4 | 0 | 0 | 0,52 | 0,8 | 0,6 | 0,317 | 0,423 | 0,180 | 1,05 | 0 | 0 |
| | | | | | 116.261 | | | | 31.91778 | 60.76 | | | 0.225 |

K_{ss}= 1.91K_{as}= 1,33

Stabilité pour le cas de vidange rapide Amont (R=11.18 m)

Tableau 16: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ .h ₁ +h ₂ . h ₂ +h ₃ . h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|----------|--------|---------|---|-----|
| -4 | 0,05 | 0 | 0 | 0 | 0,001 | -0,4 | 0,916 | 0,001 | -0,0004 | 0,0006 | 0,054 | 0 | 0 |
| -3 | 1,118 | 0,5 | 0 | 0 | 0,614 | -0,3 | 0,9531 | 0,586 | -0,184 | 0,334 | 1,171 | 0 | 0 |
| -2 | 1,118 | 1,4 | 0 | 0 | 1,684 | -0,2 | 0,979 | 1,650 | -0,336 | 0,940 | 1,141 | 0 | 0 |
| -1 | 1,118 | 2,1 | 0 | 0 | 2,582 | -0,1 | 0,994 | 2,569 | -0,258 | 1,464 | 1,123 | 0 | 0 |
| 0 | 1,118 | 2,7 | 0 | 0 | 3,320 | 0 | 1 | 3,320 | 0 | 1,892 | 1,118 | 0 | 0 |
| 1 | 1,118 | 3,2 | 0 | 0 | 3,959 | 0,1 | 0,994 | 3,940 | 0,395 | 2,245 | 1,123 | 0 | 0 |
| 2 | 1,118 | 3,6 | 0 | 0 | 4,439 | 0,2 | 0,97 | 4,349 | 0,887 | 2,479 | 1,141 | 0 | 0 |
| 3 | 1,118 | 3,9 | 0 | 0 | 4,771 | 0,3 | 0,953 | 4,5518 | 1,431 | 2,594 | 1,171 | 0 | 0 |
| 4 | 1,118 | 4 | 0 | 0 | 4,943 | 0,4 | 0,916 | 4,531 | 1,977 | 2,582 | 1,219 | 0 | 0 |
| 5 | 1,118 | 4 | 0 | 0 | 4,93498 | 0,5 | 0,866 | 4,270 | 2,465 | 2,434 | 1,290 | 0 | 0 |
| 6 | 1,118 | 3,8 | 0 | 0 | 4,722 | 0,6 | 0,8 | 3,777 | 2,833 | 2,153 | 1,397 | 0 | 0 |
| 7 | 1,118 | 3,4 | 0 | 0 | 4,230 | 0,7 | 0,714 | 3,021 | 2,961 | 1,722 | 1,565 | 0 | 0 |
| 8 | 1,118 | 2,5 | 0 | 0 | 3,037 | 0,8 | 0,6 | 1,822 | 2,430 | 1,038 | 1,863 | 0 | 0 |
| 9 | 0,85 | 0,9 | 0 | 0 | 0,850 | 0,9 | 0,435 | 0,370 | 0,765 | 0,211 | 1,950 | 0 | 0 |
| | | | | | 44,0918 | | | | 15,369 | 22,09 | | | 0 |

K_{ss}= 1,44K_{as}= 1,09

Stabilité pour le cas de vidange rapide Amont (R=10.49 m)

Tableau 17: Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ .h ₁ +h ₂ . h ₂ +h ₃ . h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.1 |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|----------|-------|---------|-------|-------|
| -4 | 0,21 | 0,1 | 0 | 0,04 | 0,02 | -0,4 | 0,916 | 0,02 | -0,008 | 0,011 | 0,22 | 0,142 | 0,033 |
| -3 | 1,049 | 0,9 | 0 | 0,53 | 1,749 | -0,3 | 0,953 | 1,669 | -0,52492 | 0,92 | 1,099 | 0,119 | 0,131 |
| -2 | 1,049 | 0,4 | 0 | 0,26 | 0,769 | -0,2 | 0,979 | 0,754 | -0,153 | 0,417 | 1,070 | 0,134 | 0,144 |
| -1 | 1,049 | 1,4 | 0 | 0,69 | 2,567 | -0,1 | 0,994 | 2,555 | -0,256 | 1,422 | 1,054 | 0,105 | 0,111 |
| 0 | 1,049 | 1,9 | 0 | 0,74 | 3,247 | 0 | 1 | 3,2477 | 0 | 1,815 | 1,049 | 0,088 | 0,093 |
| 1 | 1,049 | 2,5 | 0 | 0,69 | 3,779 | 0,1 | 0,994 | 3,7606 | 0,377 | 2,11 | 1,054 | 0,07 | 0,074 |
| 2 | 1,049 | 3 | 0 | 0,53 | 4,172 | 0,2 | 0,979 | 4,088 | 0,834 | 2,30 | 1,070 | 0,048 | 0,052 |
| 3 | 1,049 | 3,5 | 0 | 0,26 | 4,393 | 0,3 | 0,953 | 4,190 | 1,317 | 2,377 | 1,099 | 0,022 | 0,024 |
| 4 | 1,049 | 3,9 | 0 | 0 | 4,500 | 0,4 | 0,916 | 4,124 | 1,800 | 2,350 | 1,144 | 0 | 0 |
| 5 | 1,049 | 3,9 | 0 | 0 | 4,500 | 0,5 | 0,866 | 3,897 | 2,250 | 2,221 | 1,211 | 0 | 0 |
| 6 | 1,049 | 3,7 | 0 | 0 | 4,304 | 0,6 | 0,8 | 3,443 | 2,582 | 1,962 | 1,311 | 0 | 0 |
| 7 | 1,049 | 3,4 | 0 | 0 | 3,865 | 0,7 | 0,714 | 2,760 | 2,705 | 1,573 | 1,468 | 0 | 0 |
| 8 | 1,049 | 2,7 | 0 | 0 | 3,092 | 0,8 | 0,6 | 1,855 | 2,473 | 1,057 | 1,748 | 0 | 0 |
| 9 | 1,049 | 1,5 | 0 | 0 | 1,707 | 0,9 | 0,435 | 0,744 | 1,536 | 0,424 | 2,406 | 0 | 0 |
| 10 | 0,18 | 0,2 | 0 | 0 | 0,041 | 1 | 0 | 0 | 0,041 | 0 | | 0 | 0 |
| | | | | | 42,71 | | | | 14,97 | 20,97 | | | |

K_{ss}= 1.45K_{as}= 1,13

Stabilité pour le cas de vidange rapide Amont (R=10.96 m)

Tableau 18 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ .h ₁ +h ₂ . h ₂ +h ₃ . h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N,tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|----------|-------|---------|-------|-------|
| -4 | 0,63 | 0,3 | 0 | 0 | 0,245 | -0,4 | 0,916 | 0,22 | -0,098 | 0,128 | 0,687 | 0 | 0 |
| -3 | 1,096 | 1 | 0 | 0 | 1,481 | -0,3 | 0,953 | 1,41 | -0,444 | 0,805 | 1,148 | 0 | 0 |
| -2 | 1,096 | 1,9 | 0 | 0 | 2,664 | -0,2 | 0,979 | 2,610 | -0,532 | 1,488 | 1,118 | 0 | 0 |
| -1 | 1,096 | 2,6 | 0 | 0 | 3,675 | -0,1 | 0,994 | 3,657 | -0,367 | 2,084 | 1,101 | 0 | 0 |
| 0 | 1,096 | 3,2 | 0 | 0 | 4,545 | 0 | 1 | 4,545 | 0 | 2,590 | 1,096 | 0 | 0 |
| 1 | 1,096 | 3,7 | 0 | 0 | 5,243 | 0,1 | 0,994 | 5,216 | 0,524 | 2,973 | 1,101 | 0 | 0 |
| 2 | 1,096 | 4,1 | 0 | 0 | 5,784 | 0,2 | 0,979 | 5,667 | 1,156 | 3,230 | 1,118 | 0 | 0 |
| 3 | 1,096 | 4,3 | 0 | 0 | 6,155 | 0,3 | 0,953 | 5,871 | 1,846 | 3,346 | 1,148 | 0 | 0 |
| 4 | 1,096 | 4,5 | 0 | 0 | 6,34 | 0,4 | 0,916 | 5,811 | 2,536 | 3,312 | 1,195 | 0 | 0 |
| 5 | 1,096 | 4,5 | 0 | 0 | 6,354 | 0,5 | 0,866 | 5,503 | 3,177 | 3,136 | 1,265 | 0 | 0 |
| 6 | 1,096 | 4,3 | 0 | 0 | 6,098 | 0,6 | 0,8 | 4,878 | 3,658 | 2,780 | 1,37 | 0 | 0 |
| 7 | 1,096 | 3,7 | 0 | 0 | 5,214 | 0,7 | 0,714 | 3,724 | 3,650 | 2,122 | 1,534 | 0 | 0 |
| 8 | 1,096 | 2,2 | 0,22 | 0 | 3,313 | 0,8 | 0,6 | 1,987 | 2,650 | 1,095 | 1,826 | 0,018 | 0,033 |
| 9 | 0,82 | 0,9 | 0 | 0 | 0,948 | 0,9 | 0,435 | 0,413 | 0,853 | 0,235 | 1,881 | 0 | 0 |
| | | | | | 58,065 | | | | 18,611 | 29,33 | | | 0,033 |

K_{ss}= 1.58K_{as}= 1.22

Stabilité pour le cas de vidange rapide Amont (R=11.96 m)

Tableau 19 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h ₁ | h ₂ | h ₃ | G=b(h ₁ .h ₁ +h ₂ . h ₂ +h ₃ . h ₃) | sin α=N°/10 | cos α=(1-sin ²) ^{0,5} | N=G.cos | T=G.sina | N.tgØ | l=b/cos | C | C.l |
|----|--------|----------------|----------------|----------------|---|-------------|--|---------|----------|-------|---------|-------|-------|
| -3 | 1,07 | 0,3 | 0 | 0,18 | 0,568 | -0,3 | 0,953 | 0,542 | -0,170 | 0,300 | 1,121 | 0,128 | 0,144 |
| -2 | 1,2 | 0,8 | 0 | 0,47 | 1,82 | -0,2 | 0,979 | 1,785 | -0,364 | 0,992 | 1,220 | 0,116 | 0,141 |
| -1 | 1,2 | 1,4 | 0 | 0,47 | 2,612 | -0,1 | 0,994 | 2,598 | -0,261 | 1,455 | 1,202 | 0,079 | 0,095 |
| 0 | 1,2 | 2 | 0 | 0,71 | 3,774 | 0 | 1 | 3,774 | 0 | 2,112 | 1,196 | 0,083 | 0,099 |
| 1 | 1,2 | 2,6 | 0 | 0,65 | 4,470 | 0,1 | 0,994 | 4,448 | 0,447 | 2,500 | 1,202 | 0,063 | 0,076 |
| 2 | 1,2 | 3,2 | 0 | 0,47 | 4,966 | 0,2 | 0,9797 | 4,866 | 0,993 | 2,749 | 1,220 | 0,041 | 0,05 |
| 3 | 1,2 | 3,8 | 0 | 0,16 | 5,274 | 0,3 | 0,953 | 5,031 | 1,582 | 2,859 | 1,253 | 0,013 | 0,016 |
| 4 | 1,2 | 4,1 | 0 | 0 | 5,433 | 0,4 | 0,916 | 4,979 | 2,173 | 2,838 | 1,304 | 0 | 0 |
| 5 | 1,2 | 4,1 | 0 | 0 | 5,420 | 0,5 | 0,8660 | 4,694 | 2,710 | 2,675 | 1,381 | 0 | 0 |
| 6 | 1,2 | 3,9 | 0 | 0 | 5,170 | 0,6 | 0,8 | 4,136 | 3,102 | 2,357 | 1,495 | 0 | 0 |
| 7 | 1,2 | 3,5 | 0 | 0 | 4,617 | 0,7 | 0,71 | 3,297 | 3,232 | 1,879 | 1,674 | 0 | 0 |
| 8 | 1,2 | 2,7 | 0 | 0 | 3,604 | 0,8 | 0,6 | 2,162 | 2,883 | 1,232 | 1,993 | 0 | 0 |
| 9 | 1,01 | 1,2 | 0 | 0 | 1,277 | 0,9 | 0,435 | 0,556 | 1,1498 | 0,317 | 2,317 | 0 | 0 |
| | | | | | 49,013 | | | | 17,478 | 24,27 | | | 0,621 |

K_{ss}= 1,46K_{as}= 1,17

Stabilité pour le cas de vidange rapide Amont (R=12.8 m)

Tableau 20 : Résultats de calculs de stabilité

| n | b=0,1R | h1 | h2 | h3 | $G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)$ | $\sin a=N^\circ/10$ | $\cos a=(1-\sin^2 a)^{0,5}$ | $N=G.\cos a$ | $T=G.\sin a$ | N,tgj | $l=b/\cos a$ | C | C.l | |
|----|--------|-----|------|------|--------------------------|---------------------|-----------------------------|--------------|--------------|----------------|--------------|-------|-------|-------|
| -4 | 0,62 | 0,1 | 0 | 0,13 | 0,200 | -0,4 | 0,916 | 0,183 | -0,080 | 0,101 | 0,676 | 0,154 | 0,104 | |
| -3 | 1,28 | 0,6 | 0 | 0,47 | 1,669 | -0,3 | 0,953 | 1,592 | -0,500 | 0,880 | 1,341 | 0,137 | 0,183 | |
| -2 | 1,28 | 1,3 | 0 | 0,8 | 3,119 | -0,2 | 0,979 | 3,056 | -0,623 | 1,694 | 1,306 | 0,124 | 0,162 | |
| -1 | 1,28 | 1,9 | 0 | 1 | 4,353 | -0,1 | 0,994 | 4,331 | -0,435 | 2,409 | 1,286 | 0,11 | 0,141 | |
| 0 | 1,28 | 2,6 | 0 | 1,06 | 5,354 | 0 | 1 | 5,354 | 0 | 2,989 | 1,28 | 0,094 | 0,12 | |
| 1 | 1,28 | 3,2 | 0 | 1 | 6,155 | 0,1 | 0,994 | 6,124 | 0,615 | 3,432 | 1,286 | 0,076 | 0,098 | |
| 2 | 1,28 | 3,8 | 1,92 | 1 | 9,022 | 0,2 | 0,979 | 8,840 | 1,804 | 4,458 | 1,306 | 0,104 | 0,136 | |
| 3 | 1,28 | 4,5 | 0 | 0,47 | 7,075 | 0,3 | 0,953 | 6,749 | 2,122 | 3,821 | 1,341 | 0,03 | 0,041 | |
| 4 | 1,28 | 5,1 | 0 | 0 | 7,180 | 0,4 | 0,916 | 6,5813 | 2,872 | 3,751 | 1,396 | 0 | 0 | |
| 5 | 1,28 | 5,1 | 0 | 0 | 7,166 | 0,5 | 0,866 | 6,206 | 3,583 | 3,537 | 1,478 | 0 | 0 | |
| 6 | 1,28 | 4,9 | 0 | 0 | 6,885 | 0,6 | 0,8 | 5,508 | 4,131 | 3,139 | 1,6 | 0 | 0 | |
| 7 | 1,28 | 4,4 | 0 | 0 | 6,195 | 0,7 | 0,714 | 4,424 | 4,336 | 2,521 | 1,7923 | 0 | 0 | |
| 8 | 1,28 | 2 | 0,04 | 0 | 2,856 | 0,8 | 0,6 | 1,714 | 2,285 | 0,970 | 2,133 | 0,004 | 0,008 | |
| 9 | 1,1 | 1 | 0,11 | 0 | 1,306 | 0,9 | 0,435 | 0,569 | 1,176 | 0,312 | 2,523 | 0,02 | 0,05 | |
| | | | | | 68,541 | | | | 21,287 | 34,02 | | | | 1,045 |

K_{ss}= 1.65K_{as}= 1.18

