REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLEE DU BARRAGE DE KOUDIAT ACERDOUNE (W.BOUIRA).

Présenté par :

Mr AZZOUZ FARID

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr B.BENLOUAKLI	**MC.B**	Président
Mr A.ZEROUAL	**MA.B**	Examinateur
Mme N.SAIL	**MA.A**	Examinatrice
Mme S.BERBACHE	**MA.A**	Examinatrice
Mr M.K.MIHOUBI	**MC.A**	Promoteur

Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions Allah qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Mr MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI, ainsi Mme HOUSSINE, Mrs BOUTATA et KAMEL pour l'aide qu'ils m'ont offert durant la période de réalisation de ce travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingéniorat, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avions tant besoin.

Grands mercis à vous tous.

☙DÉDICACE❧

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À mon père AZZOUZ SAAD que je tiens ma fierté et ma persévérance

À ma très chère mère ZAHRA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon très chère sœur MANAL.

À mes frères FOUAD, FARES et FAROUK.

A mon neveu la petite princesse NIHALE.

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

À toutes la famille : AZZOUZ et AISSET.

A tous mes amis de SOUR EL GHOZLEN : HALIM, RIDHA, NABIL, AHMED, MOURAD, SMA3IL, LES DEUX AMINE, LAKHDAR.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail à : ABDELRAHMEN, YAZID, ABDELMOUMEN, DJALAL, HABIB, AMIN, SAMIR, MOUNIR. ZOUBIR. NASSIM. BRAHIM. MALEK, HAFA, LOTFI, , , , FATOUM et HOURIA La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail.

Fareed 2012 ✍

ملخص:

ان الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو الدراسة المفصلة للمشروع التمهيدي لسد كدية اسردون؛ على مستوى وادي يسر (ولاية البويرة), ذو التدفق المعتبر . لسقي الاراضي الفلاحية بسهل حمزة وتزويد سكان الولاية وما جاورها بالمياه الصالحة للشرب.

بعد القيام بمختلف الدراسات الاساسية (جيولوجية, طوبوغرافية, هيدرولوجية ...) تم تصميم هذا السد الذي بلغ ارتفاعه 120 متر مع قدرة استيعاب بأكثر من 750 مليون متر مكعب.

كما تحققنا من ثباته و نظمنا جميع مراحل انجازه, وذلك بغية اتمامه في اقصر الآجال الممكنة و في ظروف آمنة ووفقا للمقاييس المعمول بها حفاظا على البيئة.

Résumé :

L'objectif principal de notre Mémoire de fin d'études est l'étude d'avant-projet détaillée du barrage de Koudiat Acerdoune, sur l'oued Isser (Bouira) dont le débit est important ; le peojet destiné pour l'irrigation des terres agricoles des plaines de Hamza, et l'approvisionnement en eau potable pour les habitats de cette région et limitrophes.

…et, après une étude détaillée des différents étapes (géologiques, topographiques, hydrologiques…) ; nous avons choisi la variante adoptée, la digue retenue est d'une hauteur de 120 mètres et un réservoir de remplissage plus que 750 millions mètres cubes.

Après le dimensionnement, une étude de stabilité a été effectuée, ainsi qu'un programme d'organisation du chantier à été établie conformément aux normes et l'environnement. .

Abstract:

Our dissertation consists on making in this study a preliminary detail project of Koudiat Acerdoune dam of Bouira on Oued Isser; witch has important flows, and which can make the possibility of irrigating of the neighboring arable lands of Hamza ; and a supplying drinking water ; of the population in areas and approximates.

After fineness study of different steps (geological, topographical, hydrological…), we have designed the dam; which has a height of 120 meters and a capacity of mobilization at 750 million cubic meters.

Therefore, the implantation, we established the dam and we checked his stability, for the realization we gave a supplements explanation containing the various stages; to respect the construction duration under condition and norms, aiming preserving our environment.

SOMMAIRE :

Introduction Générale ---------- 01

Chapitre I : Synthèse des études antérieures.

Introduction ---------- 02
I -1 Présentation générale du projet ---------- 02
I -2 Conditions hydrogéologiques ---------- 03
I-2-1 Morphologie du bassin versant ---------- 03
I-2-2 Géologie régionale ---------- 03
I-2-3 Tectonique de la zone du barrage ---------- 04
I-2-4 Géologie du site du barrage ---------- 04
I -3 Synthèse des essais géotechniques ---------- 08
I -3-1 Module de déformation ---------- 09
I -3-2 Perméabilités des massifs ---------- 09
I-3-3 Séismicité de la région ---------- 11
I-3-4 Fréquence des séismes ---------- 11
I-4 Conditions physico-géographiques ---------- 13
I-4-1 Caractéristiques géométriques ---------- 13
I -4-2 Caractéristiques hydro-morphologiques du sous bassins versant ---------- 13
A) Indice de compacité ou de Gravelius ---------- 13
B) Coefficient d'allongement ---------- 14
C) Rectangle équivalent ---------- 14
D) Indice de pente globale ---------- 14
I -4-3Caractéristiques hydrographiques ---------- 14
A) Densité de drainage ---------- 14
B) Densité du thalweg élémentaire ---------- 15
C) Coefficient de torrentialité ---------- 15
I -4-4 Paramètres du relief ---------- 15
A) Courbe hypsométrique ---------- 15
B) Les altitudes caractéristiques ---------- 18
C) Pente moyenne du bassin versant ---------- 18
D) Indice de pente ---------- 18
E) Temps de concentration ---------- 20
F) Vitesse moyenne de ruissellement ---------- 20
I -5 caractéristiques climatiques ---------- 20
I -5-1 Evaporation ---------- 20
I -5-2 Température ---------- 20
I -5-3 Précipitation ---------- 20
I-5-4 Pluviométrie ---------- 20
A- Pluie moyenne annuelle ---------- 20
B- Les pluies maximales journalières ---------- 21
1. Ajustement à la loi de Gumbel ---------- 21
2. Ajustement à la loi Normale ---------- 22
3. Ajustement à la loi Log Normale ---------- 23
4. Conclusion ---------- 23
C- Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences ---------- 23
1-6 Etudes des apports ---------- 26
1-6-1 Répartition mensuelle de l'apport moyen ---------- 26

1-6-2 Sédimentologie ---- 26
A) Formule de Tixeront ---- 26
B) Formule de Fournier ---- 26
C) Formule de Gravilovitch ---- 27
D) Formule de Sogreah ---- 27
1-6-3 Volume mort ---- 27
A) Méthode liée à l'érosion spécifique ---- 27
B) Formule de Tixeront ---- 28
C) Formule de Gravilovitch ---- 28
1-6-4 Etude des crues ---- 28
A) Formule de Giandotti ---- 28
B) Formule de Sokolovski ---- 29
C) Formule de Mallet-Gauthier ---- 29
D) Formule de Possenti ---- 30
E) Formule d'Alexeev ---- 30
F) Hydrogramme de crue ---- 30
I -6-5 Crues de projet ---- 33
I -7 Régularisation ---- 34
1-7-1Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» ---- 34
Conclusion ---- 37

Chapitre II : Etude des variantes de l'aménagement.

Introduction ---- 38
II-1 Choix du site du barrage ---- 38
II-2 Choix du type de barrage ---- 38
II-2-1La topographie du site ---- 38
II-2-2 La morphologie de la vallée ---- 38
II-2-3 Les conditions géologiques et géotechniques ---- 38
II-2-4 Les matériaux de construction ---- 38
II-2-5Les conditions socio-économiques ---- 39
II-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site ---- 39
II-3-1 Sections types du barrage des variantes proposées ---- 40
A) Variante 1 : (barrage en BCR) ---- 40
B) Variante 2 : (digue en enrochement avec masque amont en béton armé) ---- 42
C) Variante 3 : (Digue en enrochement avec un noyau central argileux) ---- 43
II-4 Définition de profil général du barrage ---- 44
II-4-1 Hauteur de barrage ---- 44
A) Calcul de la revanche ---- 44
B) Largeur en crête ---- 45
C) Longueur en crête ---- 45
II-5 Le choix définitif du type du barrage ---- 45
IV-5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux ---- 45
A) Barrage poids en béton (BCR) ---- 45
B) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux ---- 47
C) Digue en enrochement avec un noyau central ---- 48
Conclusion ---- 49

Chapitre III : Dimensionnement détaillé de la variante retenue.

Introduction ---- 50
III-1 Cadences et volume du BCR ---- 50
III-1-1 Gites d'empreintes ---- 50

III-2 Solution adoptée pour la fondation ---------- 50
III-2-1 Préparation du fond de fouilles ---------- 52
III-2-2 Contact fondation – BCR ---------- 52
III-3 Généralité sur le matériau BCR ---------- 52
III-3-1 Avantages de la solution BCR ---------- 53
III-3-2 Inconvénients du BCR ---------- 55
III-4 Exigence du BCR au niveau du barrage de Koudiat Acerdoune ---------- 55
III-4-1 Composition du Béton Compacté au Rouleau ---------- 55
A) Ciment ---------- 55
B) Pouzzolanes de Beni Saf ---------- 55
C) Filler calcaire ---------- 55
D) Retardateur de prise ---------- 56
E) Plastifiant réducteur d'eau ---------- 56
F) Maniabilité du BCR ---------- 56
III-5 Méthode générale de mise en place du BCR ---------- 57
III-6 Fabrication du BCR ---------- 58
III-6-1 Epaisseur des couches ---------- 59
III-6-2 Reprise des joints horizontaux ---------- 59
III-7 Réalisation du parement amont ---------- 59
III-8 Réalisation du parement aval ---------- 60
III-9 Réalisation des galeries dans le barrage ---------- 60
III-9-1 Réalisation des galeries horizontales ---------- 60
III-10 Appareils d'Auscultation ---------- 61
III-11 Ecologie ---------- 61
III-11-1 Solution adoptée pour la vase ---------- 61
Conclusion ---------- 63

Chapitre IV : Dimensionnement de l'évacuateur de crues.

Introduction ---------- 64
IV-1 Données de base ---------- 64
IV-1-1 Parement amont vertical ---------- 64
IV-1-2 Calcul hydraulique des différents paramètres ---------- 64
A) Débit unitaire ---------- 64
B) Profondeur critique ---------- 64
C) Charge totale ---------- 64
D) Charge sur le déversoir ---------- 64
E) La vitesse d'approche ---------- 65
F) Hauteur d'approche ---------- 65
G) Correction de la valeur de Hs ---------- 65
IV-1-2 Tracé de la veine fluide (nappe d'eau) ---------- 66
IV-1-3 Ligne d'eau sur le coursier ---------- 69
A) Niveau des plus hautes eaux ---------- 69
B) Point de départ du coursier (niveau) ---------- 69
C) Charge motrice sur le radier ---------- 69
IV-1-4 Effet piles et culées ---------- 69
A) Nombre de passes ---------- 69
1) Première approximation ---------- 69
2) Deuxième approximation ---------- 70
B) Forme optimum des piles ---------- 70

IV-1-5 Calcul hydraulique de la Cuiller ---------- 70
Conclusion ---------- 72

Chapitre V : Calcul de Stabilité et de Résistance.

Introduction ---------- 73
V-1 Actions ---------- 73
V-1-1 Actions permanentes ---------- 73
a) Poids propre du barrage ---------- 73
V-1-2 Actions variables ---------- 73
b) Poussée de l'eau ---------- 73
c) Sous pression sous la fondation ---------- 73
d) Poussée des glaces ---------- 73
V-1-3 Actions accidentelles ---------- 73
a) Séisme ---------- 73
V-1-4 Autres efforts ---------- 74
V-2 Calcul de la stabilité ---------- 74
V-3 Calcul des différentes charges ---------- 75
V-3-1 Calcul des charges verticales ---------- 75
a) Poids propre du barrage ---------- 75
b) Sous pression hydrostatique ---------- 75
c) Poids de la colonne d'eau amont ---------- 75
d) Poids de la colonne d'eau aval ---------- 76
V-3-2 Calcul des charges horizontales ---------- 76
a) Poussée hydrostatique à l'amont ---------- 76
b) Poussée hydrostatique à l'aval ---------- 76
c) Poussée des sédiments ---------- 76
V 3-3 Calcul de la charge sismique ---------- 76
a) Une force horizontale vers l'aval ---------- 76
b) Une verticale vers le haut ---------- 76
c) Un supplément de poussée hydrostatique ---------- 77
V-4 Stabilité au glissement ---------- 78
V-4-1 Conditions normales ---------- 78
V-4-2 Conditions exceptionnelles ---------- 78
V-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) ---------- 78
V-5 Stabilité au renversement ---------- 79
V-5-1 Conditions normales ---------- 79
V-5-2 Conditions exceptionnelles ---------- 79
V-5-3 Conditions extrêmes ---------- 79
V-5-4 Conclusion ---------- 80
V-6 Calcul de la résistance ---------- 80
V-6-1 Intérêt du parement amont incliné ---------- 80
V-6-2 Interprétation ---------- 81
Conclusion ---------- 81

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Introduction ---------- 82
VI-1 Planning des travaux ---------- 82
VI-2 Matériels du BCR ---------- 83
VI-3 Personnels de chantier du BCR ---------- 83

VI-4 Transport et mise en place du BCR ---------- 84
VI-5 Compactage du BCR ---------- 84
VI-6 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier ---------- 85
VI-7 Planification ---------- 85
VI-7-1 Techniques de la planification ---------- 85
VI-7-2 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau ---------- 86
VI-7-3 Cadences mensuelles de mise en place du BCR ---------- 89
VI-7-4 Diagramme de Gant (méthode des barres) ---------- 89
Conclusion ---------- 91

Chapitre VII : Protection et sécurité du travail.

Introduction ---------- 92
VII-1 Principes fonctions du service de sécurité ---------- 92
VII-1-1 Etudes ---------- 92
VII-1-2 Exécution ---------- 92
VII-1-3 Contrôle ---------- 92
VII-1-4 Animation ---------- 92
VII-2 Causes des accidents de travail ---------- 95
VII-2-1 Causes humaines ---------- 95
VII-2-2 Causes techniques ---------- 95
VII-3 Conditions dangereuses dans le chantier ---------- 95
VII-3-1 Méthodes et moyens de prévention ---------- 95
VII-4 Actions dangereuses ---------- 95
VII-4-1 Méthodes et moyens de prévention ---------- 96
VII-5 Mesures préventives ---------- 96
VII-5 Galeries principales ---------- 96
VII-7 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel ---------- 96
VII-7-1 Ordonnance 66-183 ---------- 97
VII-7-2 Etude de dimensionnement du réseau de ventilation ---------- 97
a) Méthode dynamique ---------- 97
b) Méthode d'équifriction ---------- 98
VII-7-3 Calcul du diamètre des canalisations ---------- 98
Conclusion ---------- 99

Conclusion Générale ---------- 100

Liste des tableaux :

Tableau I-01 : Caractéristiques du bassin versant du barrage ---------- 03
Tableau I-02 : Récapitulatifs des résultats d'essais odéométriques (Rc) ---------- 08
Tableau I-03 : Récapitulatifs des résultats d'essais Lugeon et de la perméabilité k ---------- 09
Tableau I-04 : Récapitulatif des séismes (dates et fréquences) ---------- 11
Tableau I-05 : Intensité max ---------- 11
Tableau I-06 : Magnitude ---------- 11
Tableau I-07 : Récapitulatif des résultats pour le calcul de la courbe hypsométrique ---------- 18
Tableau I-08 : Temps de concentration ---------- 19
Tableau I-09 : Répartition mensuelle des pluies moyennes annuelles ---------- 21
Tableau I-10 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon ---------- 21
Tableau I-11 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel ---------- 22
Tableau I-12 : Résultats de l'ajustement à la loi Normale ---------- 22
Tableau I-13 : Ajustement à la loi Log Normale ---------- 23
Tableau I-14 : Pluies de courte durée et leurs intensités ---------- 24
Tableau I-15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen ---------- 26
Tableau I-16 : Récapitulatif des résultats de calcul du volume mort ---------- 28
Tableau I-17 : Résultats du calcul (*Giandotti)* ---------- 29
Tableau I-18 : Valeurs de α *%* ---------- 29
Tableau I-19 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ **(***Formule de Sokolovski*) ---------- 29
Tableau I-20 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ (*Formule de Mallet-Gauthier*) ---------- 30
Tableau I-21 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ **(***Formule de Possenti***)** ---------- 30
Tableau I-22 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ **(***Formule d'Alexeev***)** ---------- 30
Tableau I-23 : Résultats de calcul pour tracé l'Hydrogrammes de crues ---------- 31-32
Tableau I-24 : Récapitulatifs des crues du projet ---------- 33
Tableau I-25 : Variation de la demande globale en fonction de déficits et par rapport au niveau mini ---------- 34
Tableau I-26 : Courbes topographiques et volumétriques ---------- 35
Tableau II-01 : Les différents résultats de la revanche ---------- 44
Tableau II-02 : Les hauteurs du barrage pour différentes formules ---------- 45
Tableau II-03 : Coût de la digue ($1^{ére}$ variante) ---------- 46
Tableau II-04 : Coût de la digue (2eme variante) ---------- 47
Tableau II-05 : Coût de la digue (3eme variante) ---------- 48
Tableau III-1 : Avantages de la solution BCR ---------- 54
Tableau III-2 : Dosages contractuels du BCR ---------- 55
Tableau III-3 : fiche de formulation du mélange- BCR ---------- 56
Tableau III-4 : Ratios quantités et coût de pouzzolane/ciment ---------- 57
Tableau IV-1 : Valeur de μ en fonction de parement amont et HO/(P+E) ---------- 65
Tableau IV-2 : Valeur de Hs/H0 en fonction de parement amont et ha/H0 ---------- 66
Tableaux IV-2-3 : Valeur de Y/Hs en fonction de parement amont, X/Hs et ha/Hs ---------- 66
Tableaux IV-4 : Récapitulatif des résultats pour la veine liquide inférieure (Radier) ---------- 67
Tableaux IV-5 : Récapitulatif des résultats pour la veine liquide supérieure (surface libre) ---------- 68
Tableau V-1 : Coefficients de sécurité ---------- 73
Tableau V-2 : Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage ---------- 75
Tableau VI-1 : Résultats de calcul pour la méthode du tableau ---------- 89
Tableau VI-2 : Cadences mensuelles du BCR par trios mois sur le modèle réduit ---------- 90
Tableau VI-3 : Diagramme de Gant ---------- 90
Tableau VII-1 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations ---------- 99

Liste des figures :

Figure I-01 : Délimitation du bassin versant au droit du barrage ---------- 02
Figure I-02 : Carte géologie du nord d'Algérie ---------- 06
Figure I-03 : Légende de la carte Géologique ---------- 07
Figure I-04 : Coupe longitudinale suivant l'axe du barrage ---------- 10
Figure I-05 : Zones séismique du Nord de l'Algérie ---------- 12
Figure I-06 : Réseau hydrographique du bassin versant 09 ---------- 16
Figure I-07 : Courbes des altitudes ---------- 17
Figure I-08 : Courbe hypsométriques du bassin versant ---------- 20
Figure I-09 : Ajustement à la loi de Gumbel ---------- 21
Figure I-10 : Ajustement à la loi Normale ---------- 22
Figure I-11 : Ajustement à la loi Log Normale ---------- 22
Figure I-12 : Courbe des pluies de courtes durées ---------- 25
Figure I-13 : Courbe des intensités des pluies de courte durée ---------- 25
Figure I-14 : Hydrogrammes de crues ---------- 33
Figure I-15 : Courbe caractéristique de la cuvette ---------- 36
Figure II-01 : Position de l'axe du barrage voute proposé ---------- 41
Figure II-02 : Coupe type d'un barrage poids en BCR ---------- 42
Figure II-03 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque ---------- 42
Figure II-04 : Coupe type d'une digue à recharge en enrochement avec un noyau centrale ---------- 43
Figure III-01 : Plan de découpage pour la fondation du barrage ---------- 51
Figure III-2 : Découpage par plots de la digue ---------- 52
Figure III-3 : Bon remplissage du squelette granulaire ---------- 53
Figure III-4 : Renforcement du béton d'enrobage par des waterstops ---------- 58
Figure III-5 : Rabatteurs flottants en fonction (chasse de la vase) ---------- 62
Figure III-6 : Détail sur le rabatteur flottant ---------- 63
Figure IV-1 : Dimensions du déversoir ---------- 65
Figure IV-2 : Veine liquide sur le déversoir ---------- 68
Figure IV-3 : Vectrice vitesse tangente ---------- 69
Figure IV-4 : Disposition de culées, piles et passes ---------- 70
Figure IV-5 : Vue en plan d'une pile type ---------- 70
Figure IV-6 : Jet formé par la cuiller ---------- 71
Figure IV-7 : Abaque pour le calcul des paramètres de jet [USBR] ---------- 71
Figure IV- 8 : Courbes d'optimisation de l'impact du jet ---------- 72
Figure V-1 : Différentes charges appliquées sur le barrage ---------- 77
Figure V-2 : Sollicitations au niveau de la fondation pour un RDSM ---------- 81
Figure V-3 : Sollicitations au niveau de la fondation pour un profil à parement amont vertical ------ 82
Figure VI-1 : Relation entre les personnes du chantier ---------- 85
Figure VI-2 : Réseau à nœuds – première décomposition ---------- 87
Figure VI-3 : Réseau à nœuds – deuxième décomposition ---------- 87
Figure VI-4 : Réseau à nœuds – troisième décomposition ---------- 88
Figure VI-5 : Réseau à nœuds – quatrième décomposition ---------- 88
Figure VII-1 : Organigramme des différentes directions ---------- 93
Figure VII-2 : Organigramme de responsabilités sur chantier ---------- 94

Liste des Pièces Graphiques :

- Vue en plan générale de l'Aménagement du barrage sur oued Isser (W.Bouira).
- Vue en plan du barrage.
- Calcul fonctionnement hydraulique de l'évacuateur des crues.
- Vue en coupe sur la section déversante.

Introduction générale :

L'estimation actuelle du stockage total des réservoirs dans le monde est d'environ 7000 km^3. Ce stockage est utilisé pour l'approvisionnement en eau, l'irrigation, la production d'électricité et les contrôles des crues.

L'Algérie comme tous les pays arides et semi-arides, se caractérise par une rareté des ressources en eau. Pour répondre aux besoins en eau toujours croissants de la population, de l'agriculture et de l'industrie, des barrages sont construits, en cours de construction ou encore programmés pour la mobilisation des eaux de surface. Dans ce cadre bien précis la wilaya de BOUIRA a bénéficié d'un projet qui consiste à réaliser un barrage, dans la commune de MAALA et sur l'oued Isser.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'Avant-Projet Détaillé du Barrage Koudiat Acerdoune qui est destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation de cette région et régions avoisinantes.

Le contenu comprend sept chapitres. Permettant de faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre les matériaux de construction et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Le dernier chapitre traite les aspects de protection et de sécurité de travail.

CHAPITRE I :

Synthèse

des études antérieures.

Introduction :

Dans un premier temps, cette étude synthétise les résultats des études antérieures qui sont fait entre les années (1962-1989) tel que topographiques, géotechniques, géologiques, hydrologiques et de la régularisation de la retenue ainsi que les bases pour l'identification et la discussion des variantes d'ouvrage. Les éléments principaux de ces études y sont extraits, résumés, présentés et développés.

I -1 Présentation générale du projet :

Dans la région de **LAKHDARIA** Wilaya de **Bouira** à environ 53 Km de la capitale, il a été réalisé le projet du barrage de **Koudiat Acerdoune ;** le barrage est implanté au cœur de la montagne d'**Ezzbarbar**, dans la commune de **Maàla**, il a été réalisé sur oued **ISSER**.

Le site se trouve à environ 30 Km au Nord- Ouest du chef-lieu de la wilaya de **Bouira** et à 6 Km au Sud-Sud du la Daïra de **LAKHDARiA**, à 26 Km à l'Est de la daïra de **TABLAT**, à 22 Km à l'Ouest de la daïra de **DRAA EL MIZAN**, à 34 Km au Nord-est de la daïra de **BENI SLIMANE**, et à 19 Km au Nord-Nord-ouest la daïra de **AIN BESSEM**

- toutes les distances indiquées sont de vol d'Oiseaux.

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique «**Bouira**-NJ-31 lV-61 Ouest » à l'échelle 1/25 000 aux coordonnées UTM où :

X entre (552,930-553,210) Km, Y entre (4038,073-4037,105) Km, tandis que l'altitude moyenne est de : Z = 219 m.

Extrait de la carte du réseau hydro-climatologique à l'échelle 1/500 000, Source [ANRH].

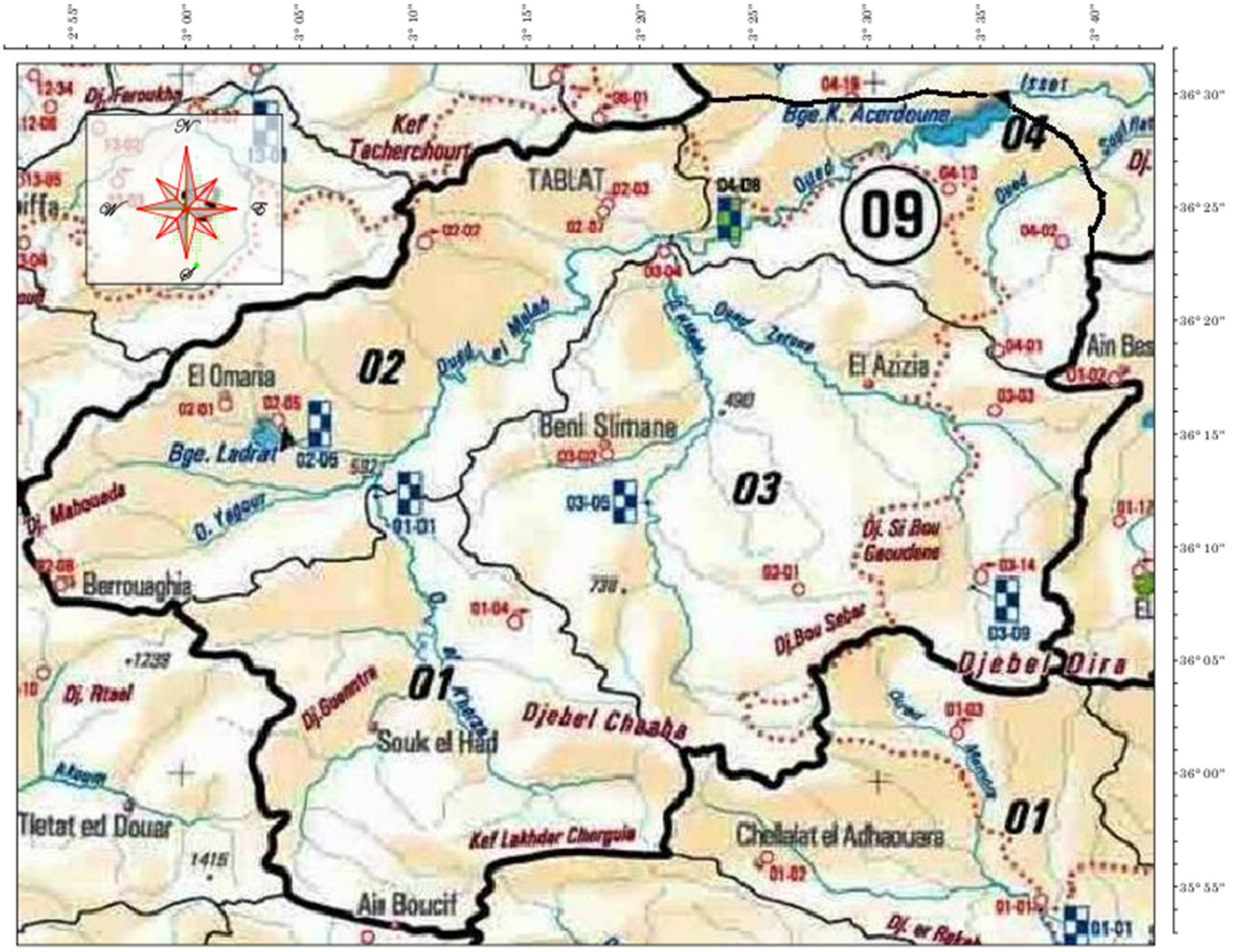


Figure I-01 : Délimitation du bassin versant au droit du barrage.

I -2 Conditions hydrogéologiques :

I-2-1 Morphologie du bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section.

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief…..etc.) interviennent dans les différents écoulements.

Ce bassin versant est caractérisé par les avantages suivants :

- Une altitude moyenne élevée, et des crêtes fréquemment enneigées.
- Une utilisation traditionnelle importante de ces débits (agriculture traditionnelle), tant dans la vallée de l'oued **ISSER** elle-même, qu'à l'aval.
- Les zones des forêts représentent une partie majeure de la surface, et le reste ce sont des surfaces cultivables.
- Le fond des vallées (terrasses alluviales) peut être irrigué (grâce aux sources) et activement cultivé (vergers, sérials, maraîchage).
- le déversement des grands débits d'eau douce à la mer de **BOUMERDES** à travers l'exutoire de **Zemmouri**.
- il est situé entre deux chaînes montagneuses celle de l'Atlas **Blidianne**, et le massif du **Djurdjura** (côté Nord).
- Les principales caractéristiques du bassin versant, au niveau du barrage, ont été calculées sur la base de la superposition des cartes topographiques au 1/25 000. Ces caractéristiques sont résumées sur le tableau ci-après :

Tableau I-01 : Caractéristiques du bassin versant du barrage.

Superficie	2790 km²
Altitude maximale (NGA)	1808 m
Altitude minimale (NGA)	219 m
Altitude moyenne (NGA)	806 m
Longueur du thalweg	160 km

I-2-2 Géologie régionale :

Le site du barrage est situé dans une zone appartenant aux Atlas septentrionaux dont la structure est essentiellement caractérisée par un empilement de nappes d'âges miocène, qui ont été charriées vers le sud lors de l'orogenèse alpine.

D'après l'esquisse tectonique de l'**Algérie** publiée par **kieken** en 1962, le site se trouve dans les formations autochtones du crétacé supérieur, enchâssé entre les lambeaux de nappes sous-numides et épi telliennes. Les formations de la région sont essentiellement composées de roches schisto-marneuses du crétacé moyen, calcaires dolomitiques et marnes schisteuses du crétacé supérieur et calcaires du jurassiques inférieur.

Pendant le cycle de l'orogénèse alpine, ces roches ont subi d'importants plissements et mouvements internes qui ont favorisé l'injection dans les roches crétacées, de masses gypso-salines provenant du trias. Ces mouvements sont à l'origine de failles importantes de direction E-O, dans la zone du barrage.

Celles-ci ont généré un horst surélevé de roches de l'albien et de Cénomanien, isolé au milieu d'un terrain composé de roches plus jeunes du sénonien. Une série de failles mineures de direction sensiblement Nord-Sud affecte également les schistes marneux Albiens-Cénomaniens.

I-2-3 Tectonique de la zone du barrage :

Les terrains présents dans la zone du barrage sont divisés en deux groupes, le premier est autochtone et le second est allochtone.

Les terrains autochtones sont d'âge albo-cénomanien, ils constituent les appuis du barrage et forment une unité à tectonique assez simple. Les terrains allochtones sont d'âge Sénonien.

Leurs « dépôts » sont plus complexes et désordonnés et ils sont constitués par les unités suivantes :

- unité allochtone Sénonienne I (située à l'aval du barrage).
- unité allochtone Sénonienne de **Koudiat Ed Rez** (située en rive droite au-dessus de la crête du barrage).
- unité allochtone Sénonienne II (située à l'amant du barrage).
- unité albo-cénomanienne.

I-2-4 Géologie du site du barrage :

Il se trouve dans le cours moyen de l'oued **Isser**, entre les affluents **Malah** et **Djemaa**.

En cet endroit, la vallée de l'oued **Isser** franchit, en direction N-S, un resserrement formé par deux collines présentant des pentes assez raides.

La colline en rive gauche, **Koudiat Acerdoune** ; culmine à 433 m et séparée des terrains encaissants, à l'amant par un « **chaâbet** »et à l'aval par l'oued **Hammam**. La colline en rive droite, **Koudiat Ed Rez** ; culmine après une série de plats à plus de 500 m d'altitude.

Le substratum rocheux d'âge Crétacé est recouvert de terrains meubles quaternaires.

Les terrains quaternaires comprennent :

- des alluvions actuelles de l'oued ;
- de coulées de solifluxion ;
- des éboulis de pente ;
- des terrasses récentes (basses terrasses) ;
- des terrasses anciennes (hautes terrasses).

Le substratum rocheux comprend des formations du Crétacé Supérieur (Sénonien) et du Crétacé moyen (Albien supérieur et Cénomanien).

En fond de la vallée, il apparaît à une profondeur de 13 à 16 m ;

En rive droite, il se situe à environ 15 à 25 m de profondeur.

Le crétacé supérieur est présent à l'amont et à l'aval du site du barrage et constitué par deux types lithologiques :

- Schistes marneux avec intercalations marno- calcaires ;
- Calcaires dolomitiques et dolomies argileuses stratifiées ;

Le Crétacé moyen se retrouve au niveau du site du barrage et s'étend dans la vallée de l'oued **Isser** sur près d'un 1 Km du Sud vers le Nord. En rive gauche, il forme le **Koudiat Acerdoune** et en rive droite, les contreforts du **koudiat Ed Rez**.

D'autres lambeaux sont trouvés en aval aux milieux du Cénomanien.

En générale, il s'agit de Schistes marneux, fréquemment recouverts par une zone d'altération formée de Schistes décomposés de couleur brune et des éboulis de pente.

En rive gauche, les Schistes marneux brunes, observés sur la piste d'accès du versant Nord de **koudiat Acerdoune**, présentent un pendage N50-70 W/60 N.

Ces affleurements sont extrêmement fissurés, avec des zones de cisaillement ouvertes ou remplies soit d'argiles soit de filons ou lentilles de calcite et quartz.

Toutefois, la plupart des affleurements ont subi des déplacements qui ont conduit à des inclinaisons anormales et des plissements apparents.

Dans la rive droite, plus raide ; les pistes d'accès permettent d'observer des schistes marneux de couleur brune, fréquemment soumis à des petits mouvements de fluage. Au niveau de l'oued les schistes marneux de couleur gris-brun ; moyennement altérés affleurent avec un pendage N60W/50-70N.

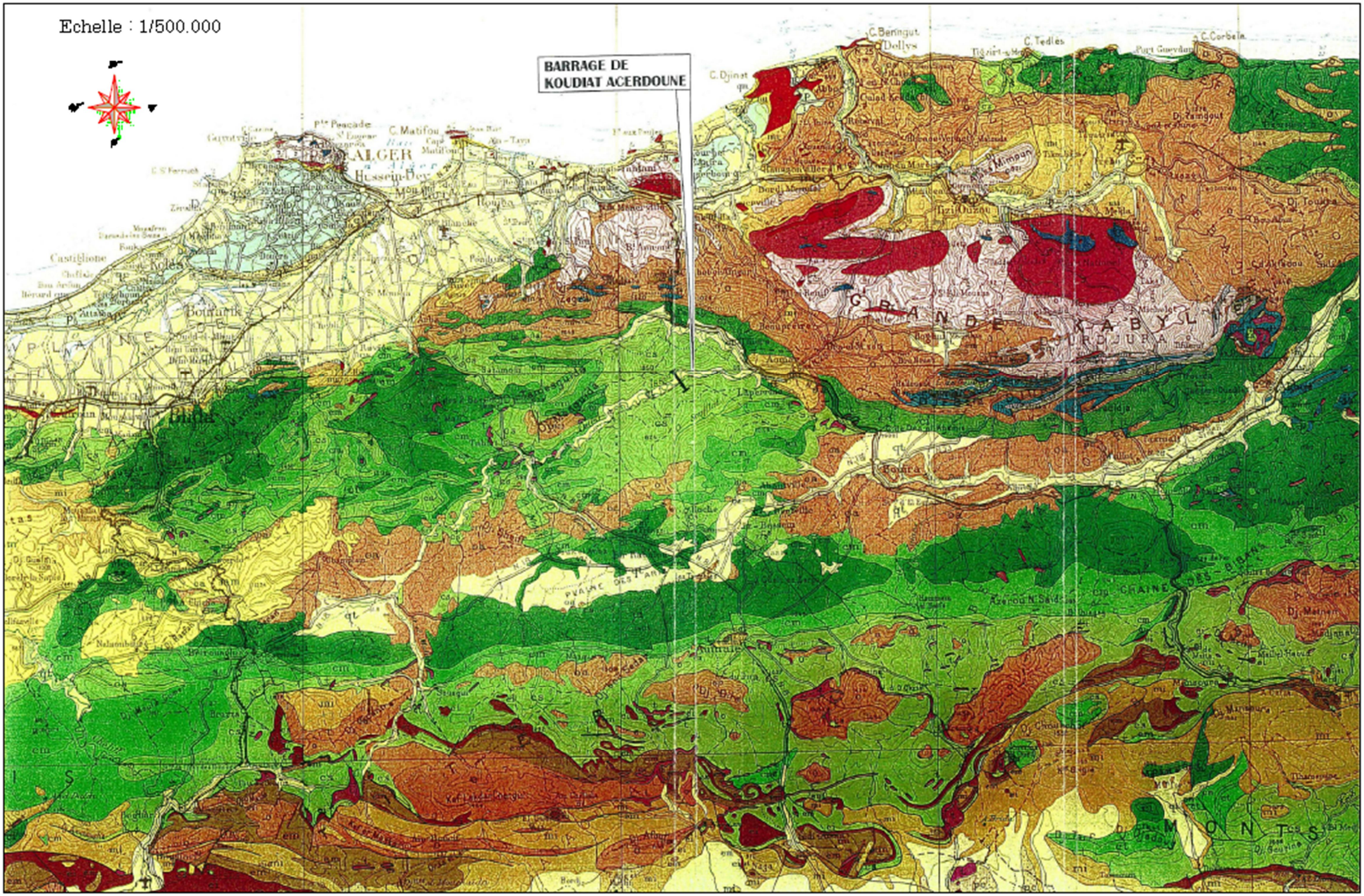


Figure I-02 : Carte Géologique du Nord d'Algérie.

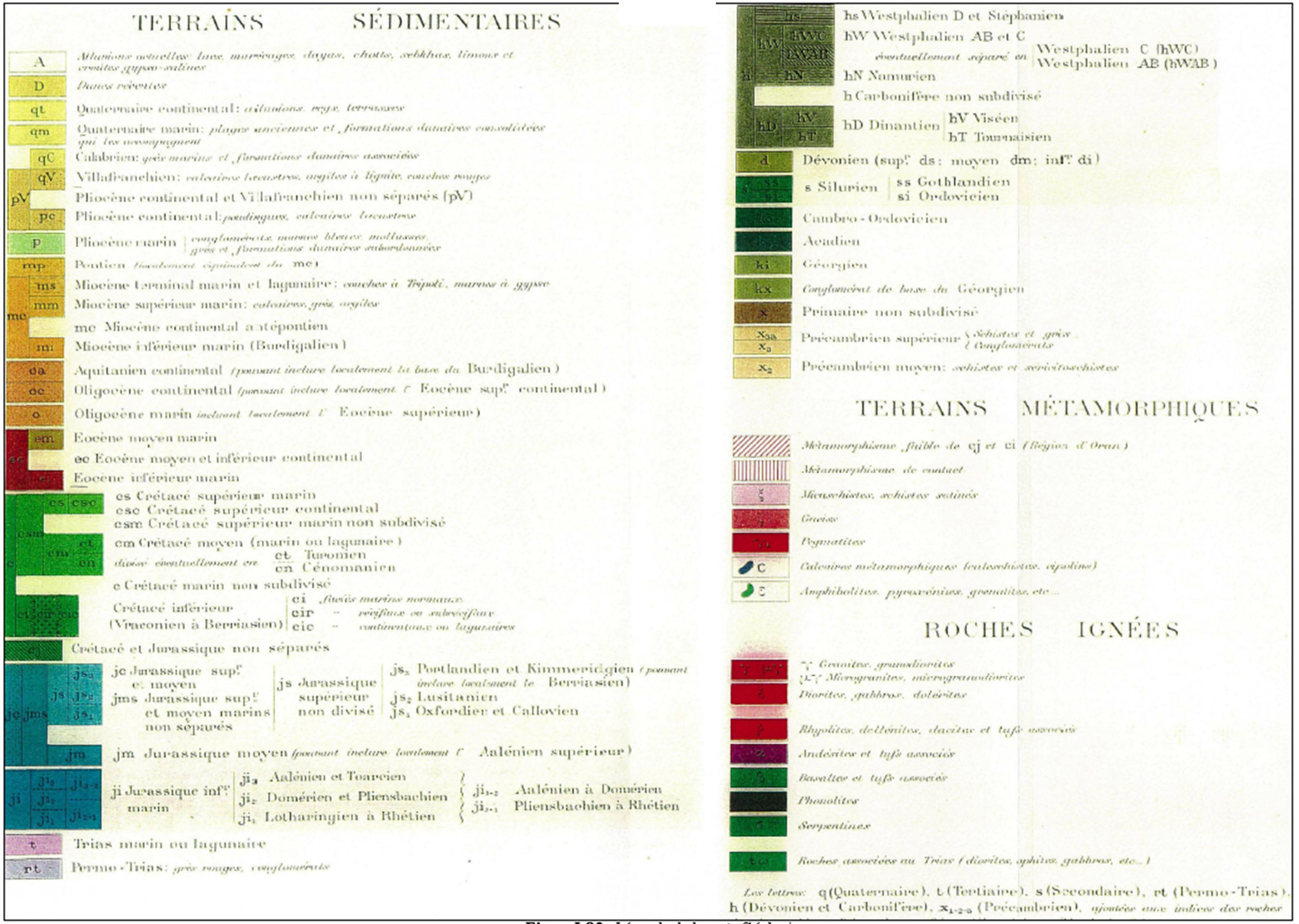


Figure I-03 : Légende de la carte Géologique.

I -3 *Synthèse des essais géotechniques* :

Les études pour la construction d'un barrage sur l'oued **Isser** ont commencé au début des années cinquante.

Des reconnaissances ont été effectuées entre 1954 et 1990, en quatre phases.

Une compagne de reconnaissance complémentaire orientée vers la variante en BCR a été réalisée en 1998-1999. Cette compagne prévoit la réalisation de :

- 14 sondages carottés avec essais de perméabilité **Lugeon** de (31-60) m de profondeur ;
- 9 forages avec essais dilatométriques de 30 m de profondeur ;
- 10 profils sismiques par réfraction totalisant 15 bases de 60 m de long.

En rive gauche, les sondages S1 et S6 ont détecté (13-17) m de couverture alluvionnaire sur des Schistes marneux à schistosité oblique de 45°/hor, les fissures sont remplies de calcite et ont des directions variables, avec une qualité de roche médiocre.

En rive droite les sondages S2 et S3 ont montré une couverture alluvionnaire assez épaisse dans le S2 et une couverture d'altération (argile marneuse) de faible épaisseur dans le S3.

Les sondages S4 et S5, implantés sur des terrasses de l'oued ont détecté une couverture alluvionnaire d'assez faible épaisseur (5,4-9) m recouvrant des schistes marneux à schistosité subverticale.

La qualité de la roche est variable, relativement bonne dans le S4 et médiocre dans le S5.

Le sondage S7 réalisé dans le lit de l'oued, travers 7 m d'alluvions avant d'atteindre des schistes marneux à schistosité et cassures subverticales à faces oxydées, bonne qualité de roche à partir de 20,5m.

En générale, trois types principaux de terrains ont été identifiés :

- les terrains de surface d'environ (1,75-5,5) m d'épaisseur, constituées essentiellement d'alluvions colluvions et éboulis.
- les terrains intermédiaires associés au massif schisto-marneux fracturé, décomprimé et plus ou moins altéré, d'épaisseur variable de (5-12) m.
- le substratum marno-schisteux moins décomprimé

La qualité d'observations n'a pas permis de mettre en évidence l'existence un quatrième terrain.

Tableau I-02 : Récapitulatifs des résultats d'essais odéométriques (Rc), Source [ANBT].

Type de sol	Valeur de φ en°	Valeur de C en MPa
Schiste marneux sain modérément déconsolidé	35	0,40
Schiste marneux modérément altéré et déconsolidé	30	0,26
Schiste marneux sain massif	39	0,60
Schiste marneux massif modérément altéré	33	0,40

I -3-1 Module de déformation :

Editec 1967 recommande pour des zones décomprimées non altérées, 2500 à 3000 MPa ; et pour des zones saines non décomprimées 5000 à 6000 MPa, on peut admettre des valeurs en roche saine de l'ordre de 3000 à 5500 MPa.

I -3-2 Perméabilités des massifs :

Les résultats des essais de perméabilité sont résumés au tableau suivant :

Tableau I-03 : Récapitulatifs des résultats d'essais Lugeon et de la perméabilité k.

(Coordonnées LAMBER) ; Source [ANBT].

N° sondage	Localisation	Epaisseur (m)	Unité Lugeon	Perméabilité k (m/s)
S1	X=580.025 Y=354.600	16,5-19,5	2	-
		19,5-26	11	-
		26-40	> 0,1	-
S2	X=580.170 Y=354.528	13-16	-	$5,10 \times 10^{-5}$
		17-20	>> 10	$4,97 \times 10^{-6}$
		20-23	<0,1	-
		23-26	10	-
		26-29	7	-
		29-32	< 0,2	-
		32-40	< 0,1	-
S3	X=580.250 Y=354.588	8-11	-	$4,101 \times 10^{-4}$
		13-16	5	$5,32 \times 10^{-6}$
		16-19	2	-
		19-22	9	$7,99 \times 10^{-6}$
		22-40	>> 10	-
S4	X=580.112 Y=354.674	10,5-13,5	>> 10	$1,85 \times 10^{-6}$
		13,5-16,5	-	$2,27 \times 10^{-4}$
		16,5-19,5	17	-
		19,5-22,5	> 10	$2,27 \times 10^{-6}$
		22,5-25,5	4,5	-
		25,5-29,5	< 0,1	-
		29,5-40	< 1	-
S5	X=580.195 Y=354.703	12-15	9	$1,58 \times 10^{-6}$
		15-18	< 0,5	-
		18-21	2,2	-
		21-24	7	-
		24-30	< 1	-
S6	X=580.111 Y=354.730	7-11	> 2	$7,25 \times 10^{-7}$
		11-17	> 15	$5,75 \times 10^{-6}$
		17-20	> 10	-
		20-40	nulle	-
S7	X=580.175 Y=354.828	9,5-12,5	4	$7,11 \times 10^{-6}$
		12,5-17,5	-	$8,1 \times 10^{-4}$
		17,5-20,5	5	-
		20,5-23,5	6,5	-
		23,5-26,5	6	-
		26,5-29,5	< 0,3	-
		29,5-32,5	1,5	-
		32,5-35,5	< 0,5	-
		35,5-40	< 0,2	-

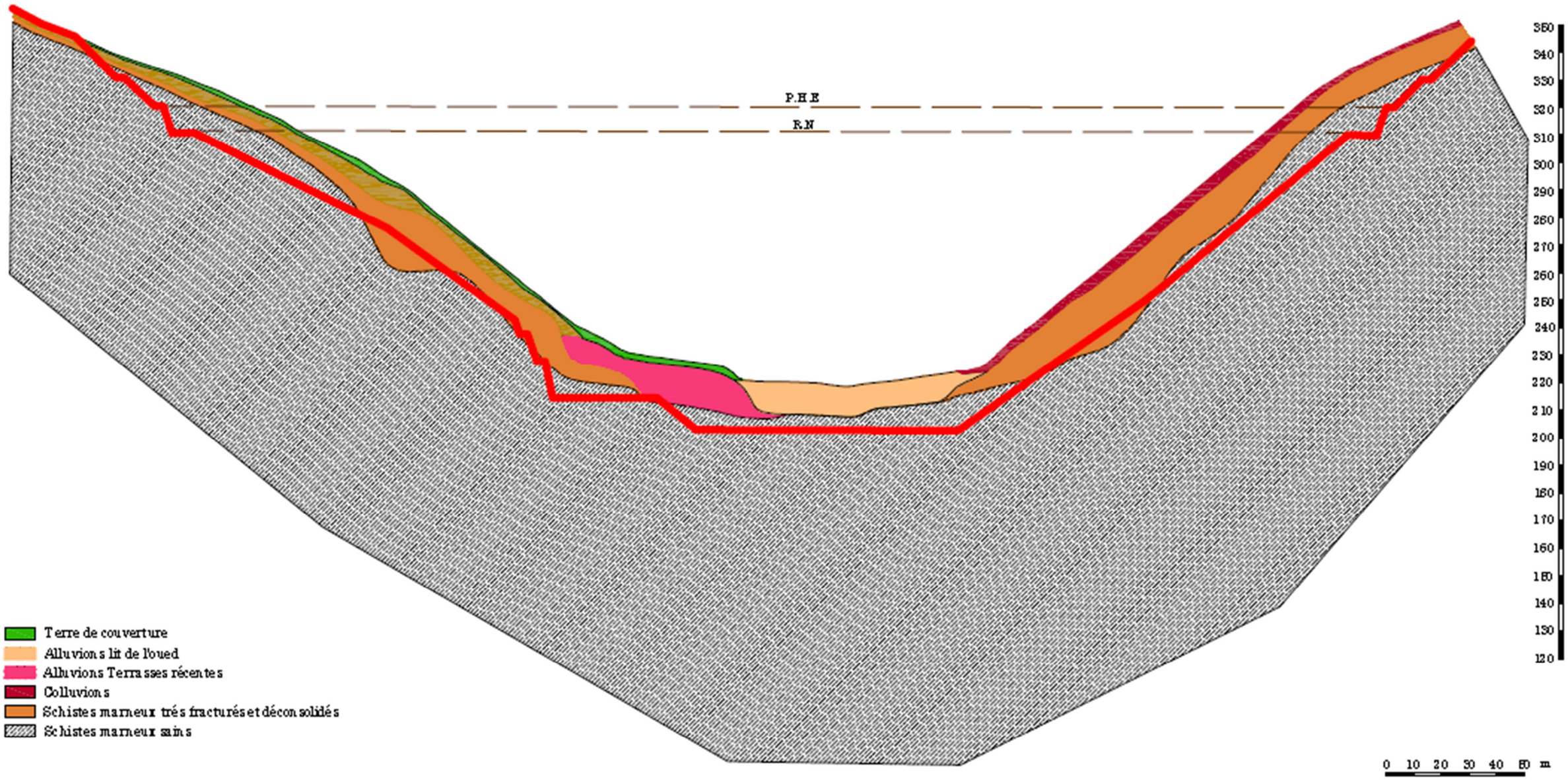


Figure I-04 : Coupe en travers suivant l'axe du barrage.

I-3-3 Séismicité de la région :

D'après les observations et enregistrements disponibles mis à jours en mai 1998 pour la région de **Koudiat Acerdoune**, celle-ci semble présenter une activité séismique caractérisée par des séismes relativement fréquents et d'amplitude réduite à moyenne.

Cette région séismique est classée d'après **Bockel** comme pouvant subir des secousses d'intensité maximum supérieure à VIII.

Quatorze épicentres sont localisés dans un rayon de 30 Km autour du site et cinq de ceux-ci sont dans un rayon de 10 Km autour du site, la liste de ces séismes est reprise ci-dessous :

Tableau I-04 : Récapitulatif des séismes (dates et fréquences), Source [ANBT].

Date	Magnitude
Rayon de 10 Km autour du site	
08/12/1950	4,4
22/09/1959	5,2
22/07/1965	4,0
01/12 /1992	-
28/04/1994	3,8
Rayon de 30 Km autour du site	
13/09/1955	4,0
23/05/1956	VI
19/10/1957	e
20/01/1994	3,9
20/01/1994	3,4
28/04/1994	3,4
08/05/1994	3,3
08/05/1994	-
23/08/1994	3,6

Dans un rayon de 100 Km autour du site ; on notera également les séismes du :

- 24/06/2010 de magnitude 6,6 au Nord de **Djouab** à 35 Km du site ;
- 31/10/1988 de magnitude 5,6 à l'est de **Blida**, à 78 Km du site.

I-3-4 Fréquence des séismes :

Le site de **Koudiat Acerdoune** est situé en bordure d'une zone où des séismes donnent des accélérations pouvant atteindre 0,2g tous les 500 ans, pour cette zone (niveau II) la recommandation ; en première analyse, de réaliser le dimensionnement pour 0,25g.

Pour l'ensemble de l'**Algérie**, **Roussel** donne comme périodicité le tableau suivant :

Tableau I-05 : Intensité max.

Intensité maximale	Vll	Vlll	lX	X	X-Xl
Période de retour (années)	1,4	6,6	22	36	100

De même, pour la magnitude des séismes ; il admet comme périodicité :

Tableau I-06 : Magnitude.

Magnitude	4-5,2	5,3-5,9	6-6,9
Période de retour (années)	0,5	3-4	25

D'après **Ambraseys** et **Bommer** (1991), ces séismes peuvent générer, au niveau du site, les accélérations suivantes :

- M = 6,6 à 23 Km $a_h = 0,12$ g et $a_v = 0,06$ g
- M = 5,6 à 6 Km $a_h = 0,2$ g et $a_v = 0,11$ g
- M = 4,4 sous le site $a_h = 0,15$ g et $a_v = 0,08$ g

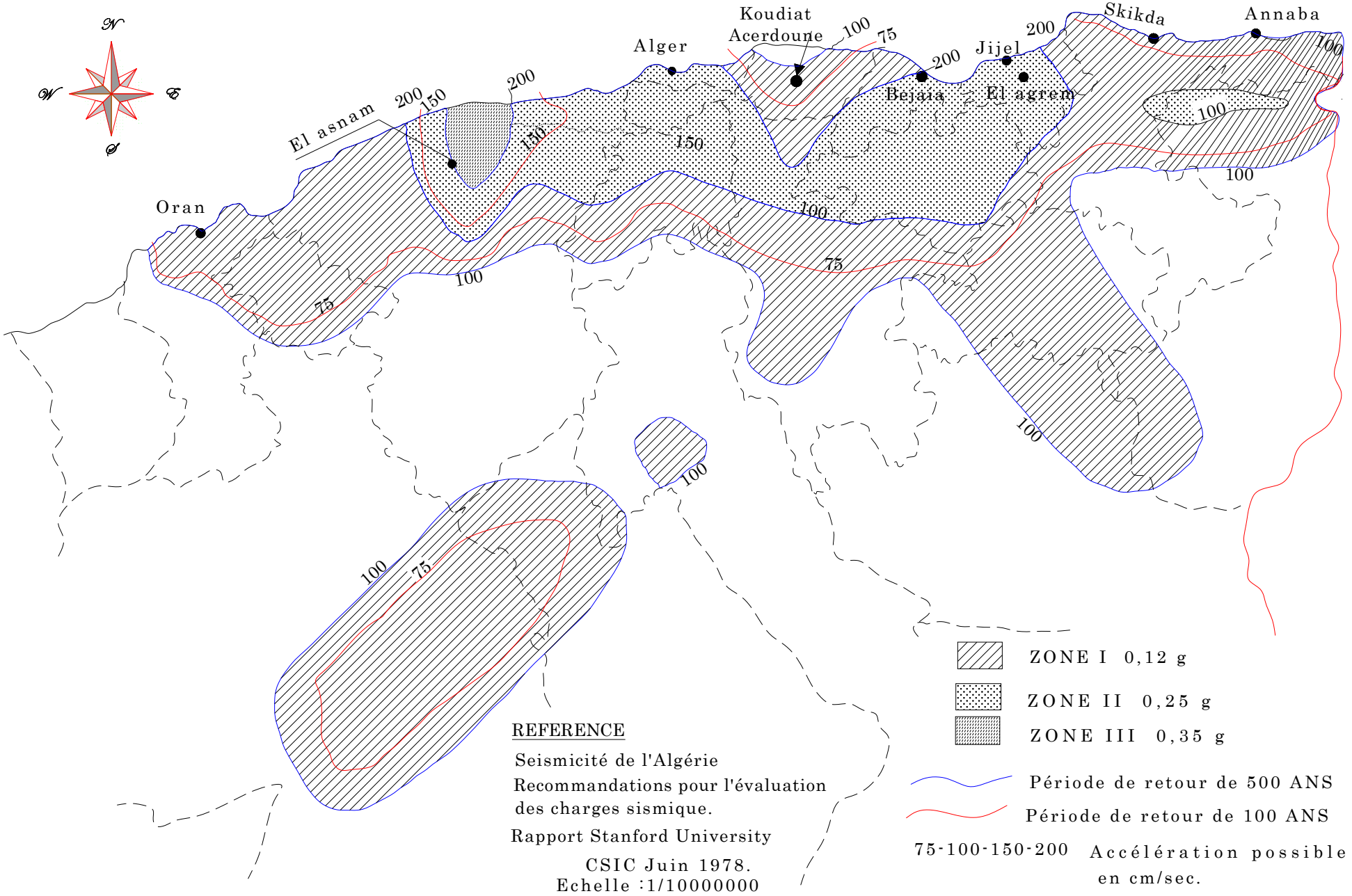


Figure I-05 : Zones séismique du Nord de l'Algérie.

I-4 Conditions physico-géographiques :

I-*4-1 Caractéristiques géométriques* :

1- Par L'utilisation du l'outil DAO sur la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux (3éme Trimestre 2004) à l'échelle 1/500000 ; source [ANRH].

Le bassin versant principale N09 est d'une superficie totale de : $S_T = 3227$ Km^2, or qu'il est divisé en cinq sous bassins ; la surface des trois premiers sous bassins qui drainant la cuvette du barrage est : $S = 2790$ Km^2.

2- La longueur du thalweg principal jusqu'au barrage est mesurée à partir du profil de l'oued El Hammam, oued Malah puis oued Isser ; soit : L = 160 km. (à partir de la commune d'Ain Boucif).

3- Le périmètre P du bassin versant principale P = 578 Km, par contre celle de la surface à l'amont du barrage est estimée à : P = 320,7 km.

I *-4-2* Caractéristiques *hydro-morphologiques du sous bassins versant* :

A-Indice de compacité ou de Gravelius :

La forme d'un bassin versant influe sur l'allure de l'Hydrogramme à l'exutoire. Ceci en raison des temps d'acheminements de l'eau à l'exutoire, Ce phénomène est lié à la notion du temps de concentration.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Utilisant l'indice de compacité de **Gravelius** (1914) K_c, défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \qquad P_C = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

K_C : indice de **Gravelius**.

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit : **K_C = 1,36.**

Si $K_C \leq 1$ => bassin ramassé ;

Si $K_C > 1$ =>bassin allongé.

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

B-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_P = \frac{L^2}{S}$ Soit : **K_p = 5,3347.**

C-Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions **L** et **l,** ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2\times(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L\times l \rightarrow (1)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right)$$

$$l_r = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right)$$

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km).

On obtient : L_r = 100,524 km et l_r = 27,755 km.

D-Indice de pente globale :

Sert à la classification du relief du bassin versant donné par la formule : $I_g = \frac{Dd}{L} = 1{,}11‰$.

I -4-3Caractéristiques hydrographiques :

A-Densité de drainage : c'est le rapport de la longueur totale des thalwegs sur la surface du bassin versant, donné par la formule suivante : $D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S}$.

Avec :

$\sum_{i=1}^{n} Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 377,87 Km ;

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

Soit : ***Dd = 0.135 km/km².***

***B- Densité des thalwegs élémentaires* :**

$$F_1 = \frac{N1}{S}.$$

Avec : $\mathbf{N_1}$: Nombre de thalwegs d'ordre 1 ;

$N_1 = 18094$ thal ;

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $\boldsymbol{F_1 = 6{,}5}$ *thalweg/km²*.

***C- Coefficient de torrentialité* :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \times F_1$$

AN : $\boldsymbol{C_t = 0{,}87}$ Km^{-3}.

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

Le réseau hydrographique du bassin versant est représenté par la Figure I-06.

I *-4-4 Paramètres du relief* :

***A-Courbes hypsométriques* :**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

La FigureI-07 suivante représente la topographie du bassin versant, dont l'équidistance est de 100 m.

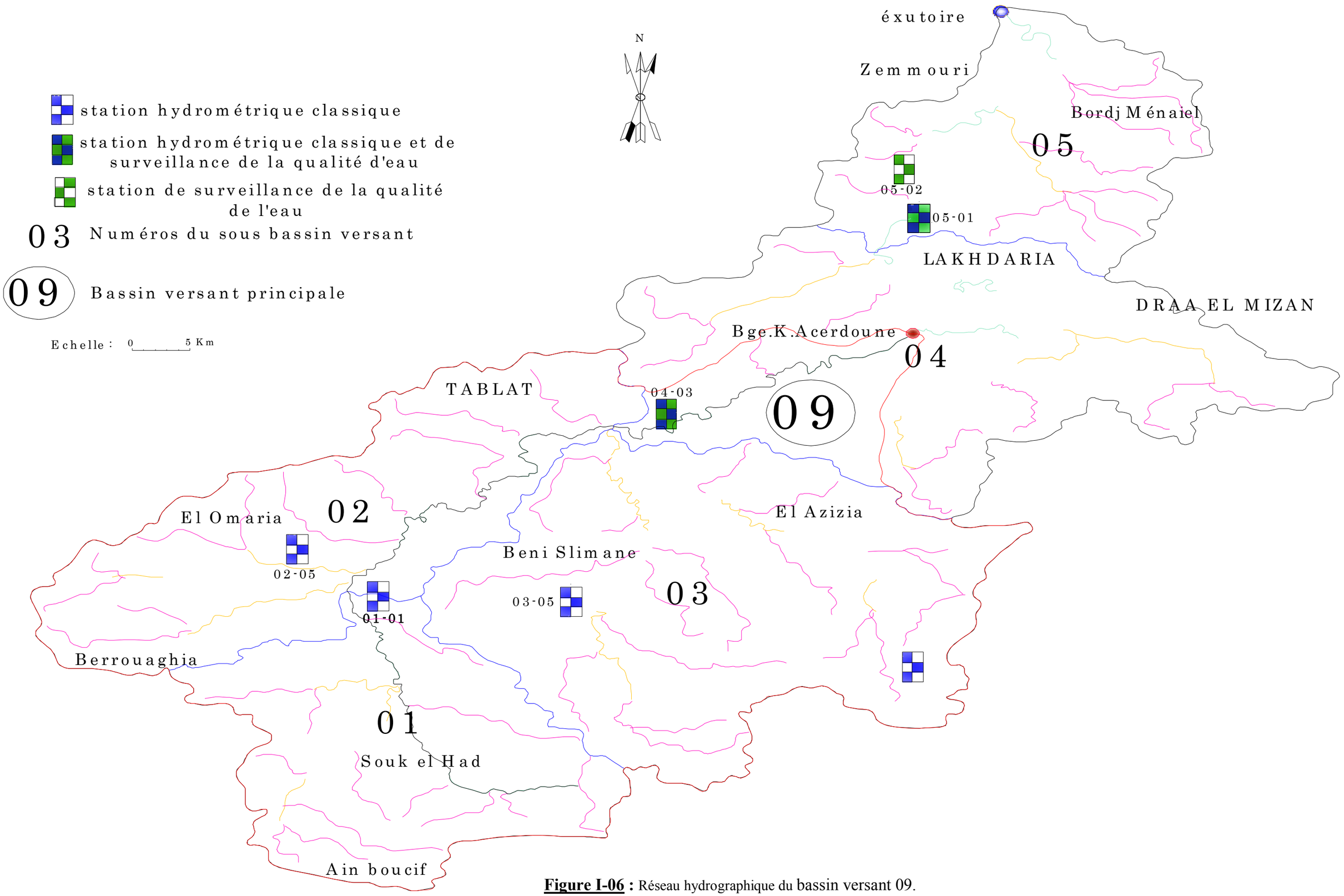


Figure I-06 : Réseau hydrographique du bassin versant 09.

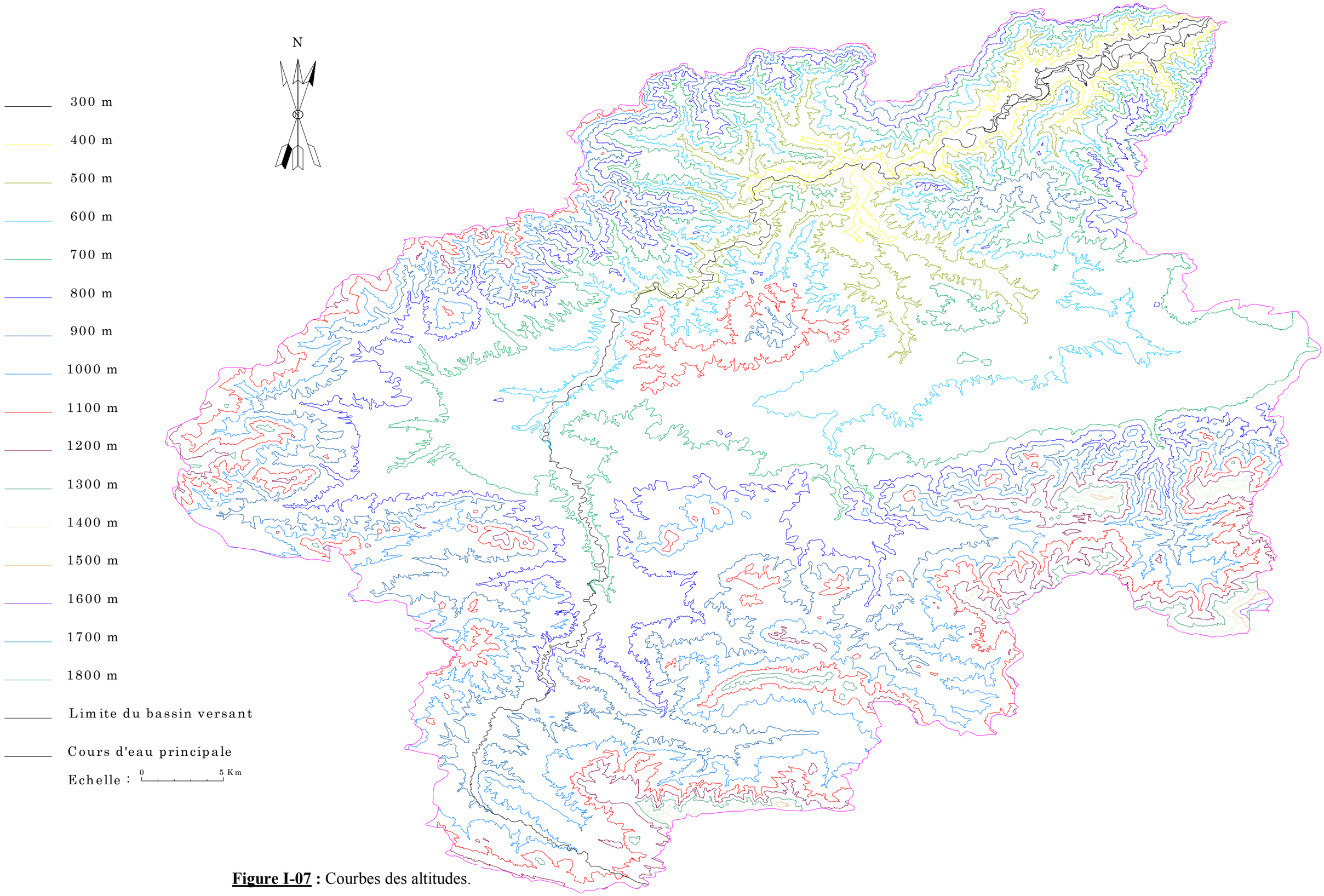


Figure I-07 : Courbes des altitudes.

Tableau I-07 : Surfaces du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitudes (m.NGA)	H_i (m)	Surfaces				L_i (km)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km^2)	Si (%)	Si (Km^2)	Si (%)	
1808-1800	08	0,02	7,17 E^{-04}	0,02	7,17 E^{-04}	
1800-1700	100	0,38	0,014	0,4	0,014	0,31
1700-1600	100	0,8	0,03	1,2	0,043	2,05
1600-1500	100	1,41	0,05	2,61	0,094	3,4
1500-1400	100	3,2	0,115	5,81	0,208	10,4
1400-1300	100	19,11	0,685	24,92	0,893	64,3
1300-1200	100	46,74	1,67	71,66	2,57	114,8
1200-1100	100	155,06	5,558	226,72	8,13	305,85
1100-1000	100	339,3	12,16	566,02	20,29	815,67
1000-900	100	386,33	13,85	952,35	34,13	792,25
900-800	100	425,47	15,25	1377,82	49,39	917,31
800-700	100	428,38	15,35	1806,2	64,74	835,64
700-600	100	522,8	18,74	2329	83,47	763,88
600-500	100	311,75	11,17	2640,75	94,65	704,58
500-400	100	89,255	3,2	2730	97,85	480,37
400-300	100	44,886	1,6	2774,9	99,46	194,42
300-220	80	15,11	0,54	2790	100	67
Somme		2790	100			

B- Les altitudes caractéristiques :

1. **Altitude médiane :** $H_{med} = 896,5$ m ;
2. **Altitude moyenne :** $H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\overline{S}} m$, $H_{moy} = 806$ m ;
3. **$H_{95\%}$** = 593 m ;
4. **$H_{05\%}$** = 1243,5 m.

C-Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + ... + 0.5L_n)}{\overline{S}}$$

$I_m = 216,44$ m/km.

D- Indice de pente :

1. **Indice de pente globale I_g :** $Ig = \frac{H5\% - H95\%}{L}$; $I_g = 6,47$ % ;
2. **Indice de pente moyenne I_{pm} :** $Ipm = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$; $I_{pm} = 15,8$ %.

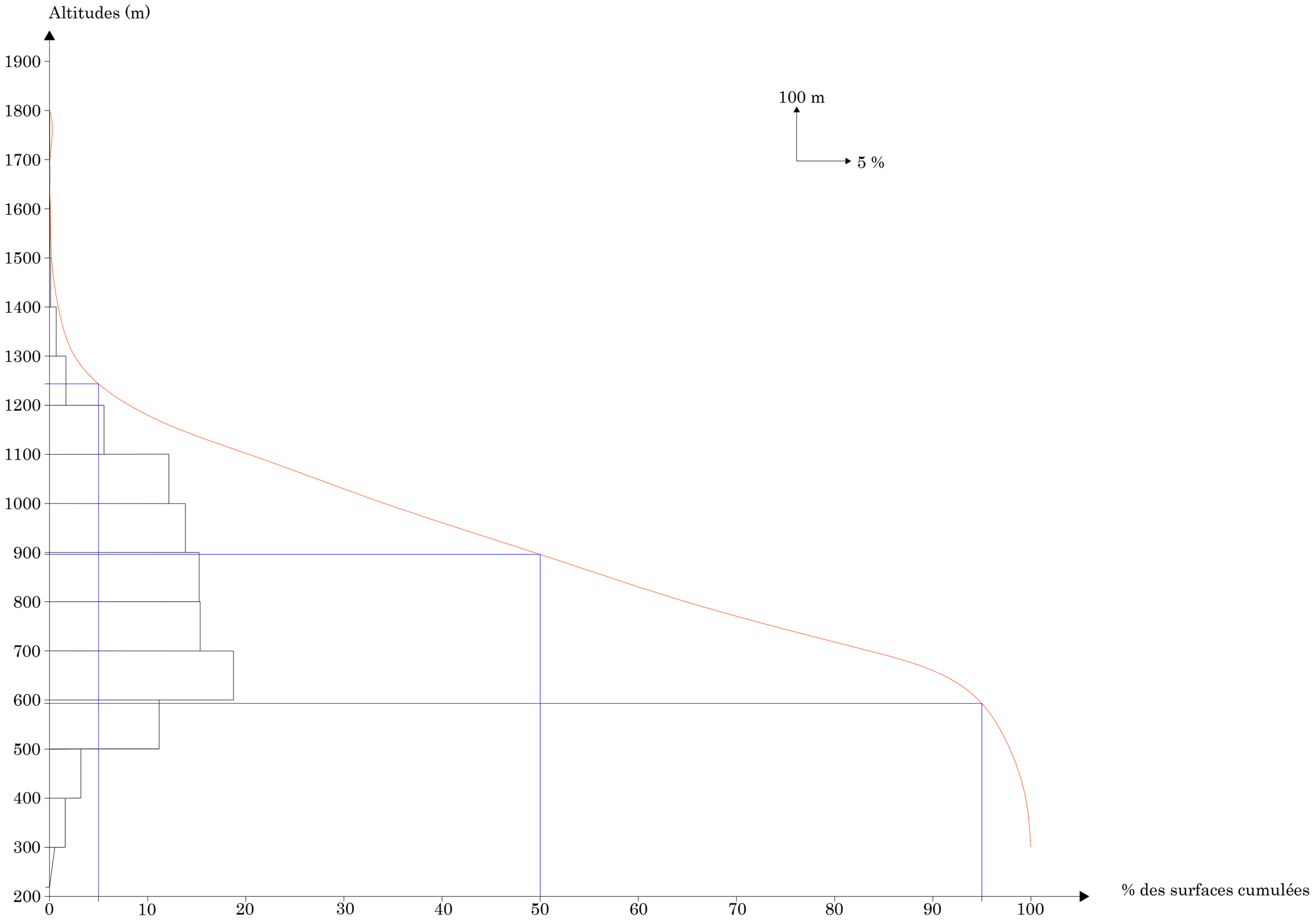


Figure I-08 : Courbe hypsométriques du bassin versant.

E- Temps de concentration :

1. **Formule de Giandotti :**

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_P}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}$$

2. **Formule de California :**

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386}$$

3. **Formule de Kirpich :**

$$T_C = 0{,}6615 \times {L_P}^{0{,}77} \times Ig^{0{,}385}$$

Tableau I-08 : Temps de concentration.

Formules	Temps de concentration (h)
Formule de Giandotti	23,28
Formule de Kirpich	11,5
Formule de California	19,65

Sur la base de ces résultats, et la considération du thalweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur Tc = 23,28 heures, de Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de plusieurs paramètres géométriques du bassin.

F- Vitesse moyenne de ruissellement : $V_r = \frac{L_P}{T_C} = \frac{160}{23{,}28}$; d'où : $\mathbf{V}_r = 6{,}87$ km /h.

I -5 Caractéristiques climatiques :

***I -5-1 Evaporation* :**

Les pertes d'eau de la retenue de **Koudiat Acerdoune** sont essentiellement dues à l'évaporation, elle est estimée à une valeur moyenne de 1260 mm/an.

***I -5-2 Température* :**

La température moyenne annuelle au sein du site de barrage est de 16°c.

***I -5-3 Précipitation* :**

Les précipitations moyennes annuelles varient entre 450 mm sur la moitié amont du bassin jusqu'à 1000 mm sur les chaînes montagneuses culminant à des altitudes de (900-1000) m, qui limitent le bassin versant vers le Nord-Ouest.

***I-5-4 Pluviométrie* :** Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale pour l'étude hydrologique. La série pluviométrique a été établie pour une période de 41 ans dans la station de **Pont de la traille** dont ces caractéristiques sont accordées à l'annexe A.

***A- Pluie moyenne annuelle* :** La répartition mensuelle des pluies moyennes annuelles est donnée dans le tableau I-09.

Tableau I-09 : Répartition mensuelle des pluies moyennes annuelles.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	28,034	37	55,45	58,32	68,1	59,68	54,66	43,44	38,1	8,44	6,95	6,6	464,8
P (%)	6,03	7,96	11,93	12,55	14,65	12,84	11,76	9,346	8,2	1,82	1,5	1,42	100

B- Les pluies maximales journalières :

Il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYDROLAB.

Tableau I-10 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon.

Nombre d'observations	41
Moyenne	47,251
Ecart-type	24,1
Coefficient de variation	0,5
Coefficient d'asymétrie	1,88

1. Ajustement à la loi de Gumbel :

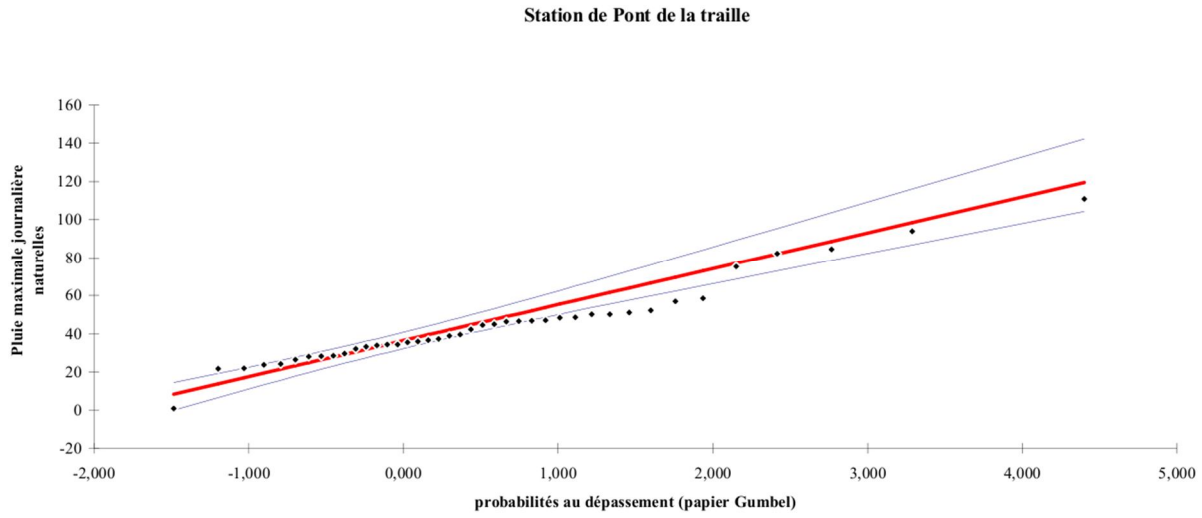


Figure I-09 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau I-11 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour T (ans)	probabilité	précipitation	Intervalle de confiance 80 %
10000	0,9999	177	142–213
2000	0,9995	153	123–183
1000	0,9990	143	115–170
200	0,9950	118	96,9–140
100	0,990	108	88,9–127
50	0,980	97,3	80,8–114
10	0,90	72,3	61,5–83,1
5	0,80	61	52,6–69,4

2. Ajustement à la loi Normale :

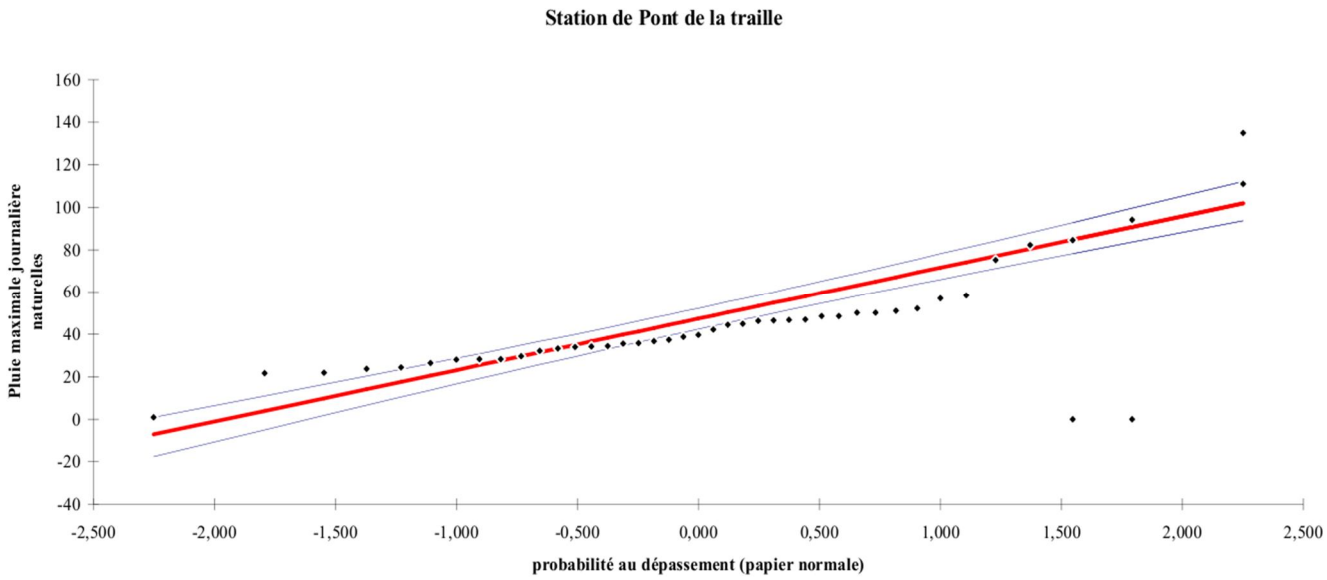


Figure I-10 : Ajustement à la loi Normale.

Tableau I-12 : Résultats de l'ajustement à la loi Normale.

Période de retour T (ans)	probabilité	précipitation	Intervalle de confiance 80 %
10000	0,9999	138	117–159
2000	0,9995	127	109–146
1000	0,9990	123	105–140
200	0,9950	110	94,7–126
100	0,990	104	89,8–118
50	0,980	97,6	84,5–111
10	0,90	79	69–89
5	0,80	68,4	59,8 –77

3. justement à la loi Log Normale :

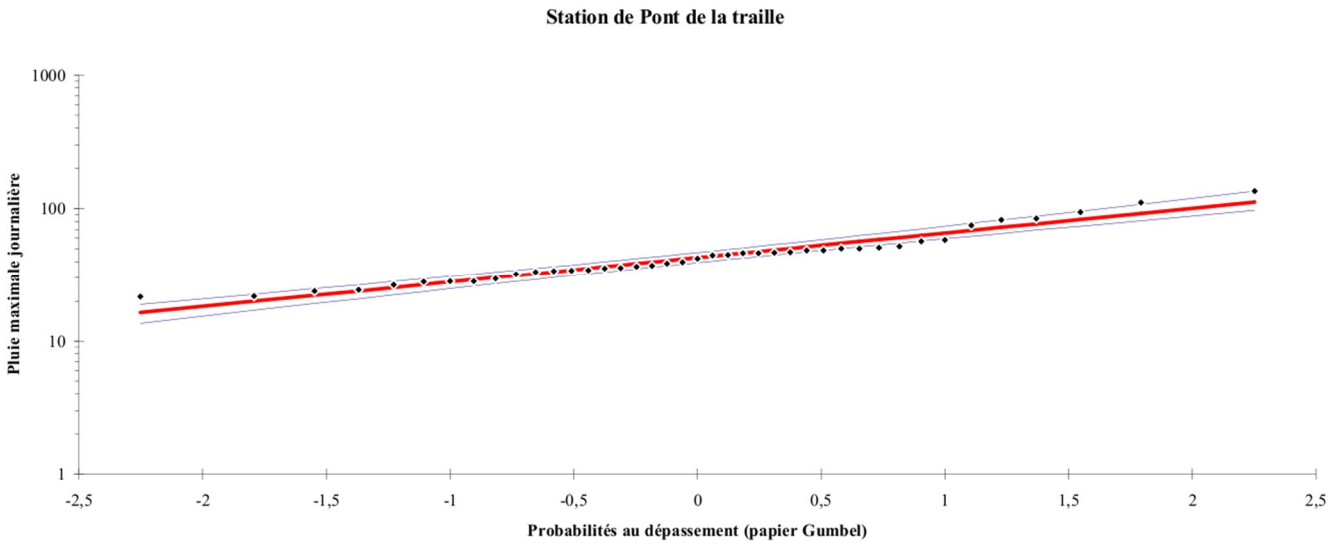


Figure I-11 : Ajustement à la loi Log Normale.

Tableau I-13 : Ajustement à la loi Log Normale.

Période de retour	probabilité	précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)			80 %
10000	0,9999	211	160–262
2000	0,9995	176	138–214
1000	0,9990	162	128–195
200	0,9950	130	107–153
100	0,990	117	97,8–136
50	0,980	104	88,6–120
10	0,90	75,2	66,6–83,9
5	0,80	62,4	56,3–68,6

4. Conclusion :

D'après les trois schémas et la comparaison effectuée par le logiciel HYDROLAB, on conclue que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normale car presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

C- Pluies de courte durée et leur intensité à différentes fréquences :

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de **Body** exprimée par: $$P_{ct} = P_{\max j}\left(\frac{t}{24}\right)^{b}$$

$\mathbf{P_{ct}}$: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} ;

$\boldsymbol{P_{maxj}}$: pluies maximales fréquentielles ;

$\boldsymbol{t}$: temps en heure ;

$\boldsymbol{b}$: exposant climatique (b = 0,32) ; Source : [ANRH].

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t}$ mm/h.

Tableau I-14 : Pluies de courte durée et leurs intensités.

fréquence	20		2		0,5		0,1		0,05		0,01	
temps (h)	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t
0,5	18,08	36,16	30,13	60,27	37,67	75,33	46,94	93,87	51	102	61,1	122,3
1	22,57	22,57	37,62	37,62	47,02	47,02	58,59	58,59	63,66	63,6	76,3	76,3
2	28,17	14,1	46,95	23,48	58,69	29,34	73,14	36,57	79,46	39,7	95,3	47,6
3	30,07	10,7	53,46	17,82	66,83	22,27	83,27	27,76	90,47	30,2	108	36,2
4	35,17	8,8	58,62	14,65	73,27	18,32	91,3	22,83	99,19	24,8	119	29,7
5	37,77	7,55	62,95	12,59	78,69	15,74	98,07	19,61	106,5	21,3	128	25,5
6	40,04	6,67	66,74	11,13	83,42	13,9	104	17,33	112,9	18,8	135,4	22,57
7	42,07	6	70,11	10,01	87,64	12,52	109,2	15,6	118,6	16,9	142,2	20,32
8	43,9	5,48	73,17	9,15	91,47	11,43	114	14,25	123,8	15,5	148,5	18,56
9	45,59	5,06	75,98	8,44	94,98	10,55	118,4	13,15	128,6	14,3	154,2	17,13
10	47,15	4,72	78,59	7,86	98,24	9,82	122,4	12,24	133	13,3	159,4	15,94
11	48,61	4,42	81,02	7,36	101,3	9,21	126,2	11,47	137,1	12,5	164,4	14,94
12	49,98	4,16	83,31	6,94	104,1	8,67	129,8	10,81	141	11,7	169	14,1
13	51,28	3,94	85,47	6,57	106,8	8,22	133,1	10,24	144,6	11,12	173,4	13,34
14	52,51	3,75	87,52	6,25	109,4	7,81	136,3	9,74	148,1	10,6	177,6	12,68
15	53,68	3,58	89,48	5,97	111,8	7,46	139,4	9,3	151,4	10,1	181,5	12,1
16	54,81	3,43	91,34	5,71	114,2	7,14	142,3	8,89	154,6	9,66	185,3	11,58
17	55,88	3,29	93,13	5,48	116,4	6,85	145,1	8,53	157,6	9,27	189	11,12
18	56,91	3,16	94,85	5,27	118,6	6,58	147,8	8,21	160,5	8,92	192,4	10,7
19	57,91	3,05	96,51	5,08	120,6	6,35	150,3	7,91	163,3	8,6	195,8	10,3
20	58,86	2,94	98,11	4,91	122,6	6,13	152,8	7,64	166	8,3	199	9,95
21	59,79	2,85	99,65	4,75	124,6	5,93	155,2	7,4	168,6	8,03	202,2	9,63
22	60,69	2,76	101,1	4,59	126,4	5,75	157,6	7,16	171,2	7,78	205,2	9,33
23	61,55	2,68	102,6	4,46	128,2	5,57	159,8	6,95	173,6	7,55	208,1	9,05
23,28	61,8	2,65	103	4,42	128,7	5,53	160,4	6,89	174,3	7,48	209	8,97
24	62,4	2,6	104	4,33	130	5,42	162	6,75	176	7,33	211	8,79

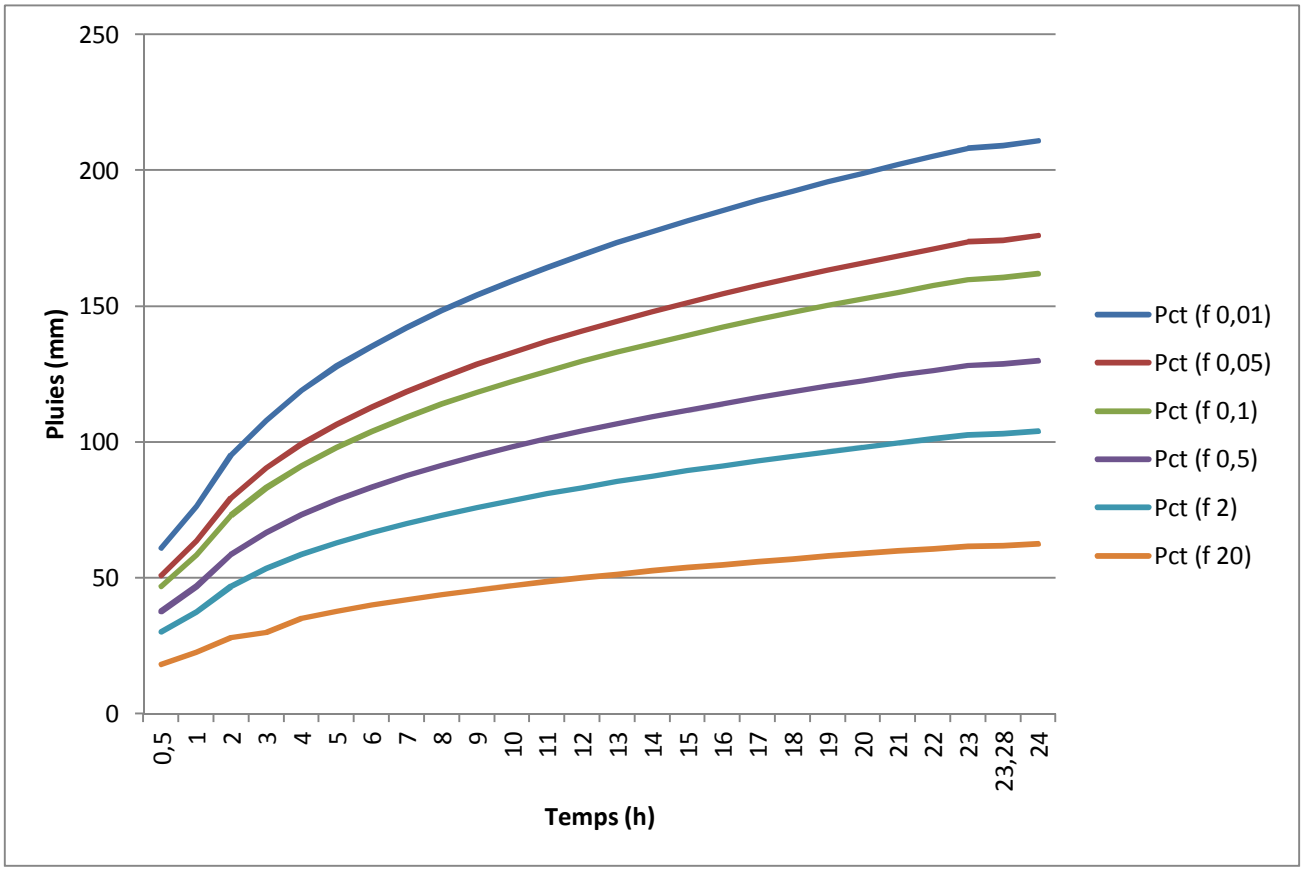


Figure I-12 : Courbes des pluies de courte durée.

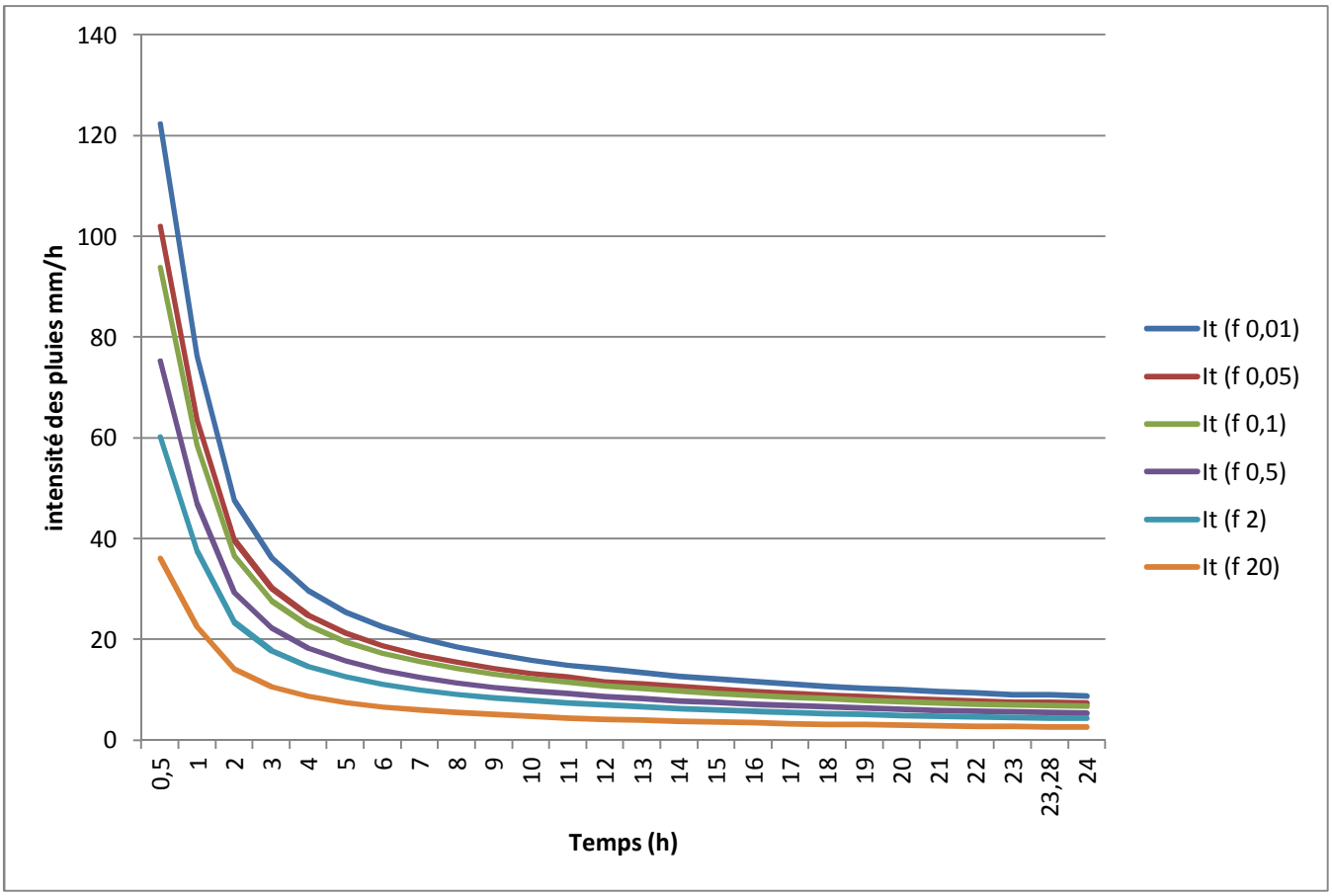


Figure I-13 : Courbes des intensités des pluies de courte durée.

1-6 Etudes des apports :

D'après les observations obtenues au niveau de la station de **Pont de la traille** pour les prélèvements hydrologiques, les Apports et les valeurs de la lame d'eau précipité sont données par l'annexe A.

1-6-1 Répartition mensuelle de l'apport moyen :

Les apports au site du barrage ont été évalués à partir des relevés obtenus à **Pont de la traille,** l'apport moyen estimé pour la période 1970/2010 est de 104,5 Mm^3/an et L_e = 58,38 mm. La distribution des apports au long de l'année est assez irrégulière, avec des débits inférieurs à la moyenne pendant 6 mois par an.

Tableau I-15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	28,034	37	55,45	58,32	68,1	59,68	54,67	43,44	38,1	8,44	6,95	6,6
P (%)	6,03	7,96	11,93	12,55	14,65	12,84	11,76	9,35	8,2	1,82	1,5	1,42
A_{men}	6,3	8,32	12,47	13,114	15,31	13,42	12,28	9,771	8,569	1,9	1,567	1,484
A_{men} (%)	6,03	7,96	11,93	12,55	14,65	12,84	11,76	9,35	8,2	1,82	1,5	1,42

1-6-2 Sédimentologie :

Le volume des apports solides pénétrant dans la retenue a été calculé à partir de prélèvements des échantillons sédimentaires à la station de **Pont de la traille,** qui montre une concentration moyenne en sédiments des apports par ruissellement « c » de 35 g/l ; en estimant la densité volumique des sédiments « ρs » à 1,25 t/m³ ; Le volume mort est évalué par plusieurs formules :

A Formule de Tixeront :

$$T_s = \alpha \times L_e^{0,15}$$

Avec : T_s : Transport solide en (t/Km^2/an) ;

L_e: Lame d'eau écoulée (mm) ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α = 350.

$$\mathbf{T_s} = 644,18 \text{ t/Km}^2\text{/an.}$$

B Formule de Fournier :

$$E_s = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km^2/an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm) ; P_m = 68,1 mm ;

P_a: Pluie moyenne annuelle (mm) ; P_a = 464,8 mm ;

h = 45%(H_{max} - H_{min}) m;

H_{max} : Altitude maximale = 1808 m ;

H_{min} : Altitude minimale = 220 m ;

S : Surface du bassin versant (km^2) ; S = 2790 Km^2.

$$\mathbf{E_s} = 135,48 \text{ t/km}^2\text{/an.}$$

C Formule de Gravilovitch :

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$To = T_{sp} \times G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3}$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1$$

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{P} + H_{moy}\right)}{0.2(L+10)}$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an) ;

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m^3/km²/an) ;

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin ;

T : coefficient thermique ;

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant Z = 0,3 ; [ANBT].

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

t : Température moyenne annuelle (°C) ; t = 16 °C.

P : Périmètre du bassin versant (Km) ; P = 320,7 km.

L : Longueur du talweg principal (Km) ; L = 160 km.

H_{moy} : Altitude moyenne (km) ; H_{moy} = 806 km.

On touve : T = 2,265 ; T_{sp} = 543,46 Km²/an ; G_{rm} = 0,55 t/m^3 ;

D'où : **T_0**= 298,9 t/km^2/an**.**

D Formule de Sogreah :

$$T_s = \alpha \times P^{0,15}$$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du BV (α = 350) ;

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

T_s = 879,34 t/Km2/an.

Donc le taux moyen d'érosion a été estimé à 900 tonnes/Km^2/an ; D'où l'apport de sédiment au sein du barrage est de 2 Mm^3/an, cela conduit la régularisation pour un remplissage de sédiments après 6,5-12,5-25 et 50 années d'exploitation à des niveaux correspondants de 240-250-263-278 m.

1-6-3 volume mort :

A Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$Vm = \frac{Es.T.S}{\gamma_s}$$

Avec T : Durée de remplissage par sédimentation du barrage (50 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,25 t/m^3);

S : Surface du bassin versant (2790 Km^2).

V_m = 100,5 Mm^3**.**

B Formule de Tixeront : $V_m = (1.05 \div 1.10)\frac{Q_s * T}{\gamma_s}$

Avec : $Q_s = T_s * S$

Q_S : Le débit solide (t/an) ;

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,25 t/m^3) ;

T : Durée de remplissage par sédimentation du barrage (50 ans) ;

Ts : Transport solide (t/Km^2/an) ;

S : Surface du bassin versant (km^2) .

A.N : $Q_s = 900 \times 2790 = 2511000$

$V_m = 1,07 \times \frac{2511000 \times 50}{1,25}$ d'où : **V_m = 107,5 Mm^3.**

C Formule de Gravilovitch : $V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s}$

Avec : T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an) ;

T : Durée de remplissage par sédimentation du barrage (50 ans) ;

S : Surface du bassin versant (Km^2) ;

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,25 t/m^3).

A.N : $V_m = \frac{298,9 \times 50 \times 2790}{1,25}$; D'où : **V_m = 33,36 Mm^3.**

Tableau I-16 : Récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.

Formule	Volume mort pour 50 ans (Mm^3)
Méthode liée à l'érosion spécifique	100,5
Tixeront	107,5
Gravilovitch	33,36

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la méthode liée à l'érosion spécifique donc le volume mort estimé à 50 ans de service est de **100 Mm^3.**

1-6-4 Etude des crues :

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A Formule de Giandotti : $Q_{\max p\%} = \frac{160.S.(H_{moy} - H_{\min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L}.P_{tc}$

$Q_{max\ (\%)}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée ;

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

L: Longueur du thalweg principal (Km) ;

H_{moy}, H_{min}: Altitudes moyennes et minimales (m) ; $Q_{max\ p\%} = 23{,}9455 \times P_{ct}$.

P_{tc}: Pluies de courte durée.

Tableau I-17 : Résultats du calcul (*Giandotti*).

Période de retour	**10**	**50**	**100**	**200**	**1000**	**10000**
Pct (mm)	75,2	104	117	130	162	211
$Q_{max\ p\%}$ **(m^3/s)**	1800,7	2490,3	2801,6	3112,9	3879,2	5052,5

***B Formule de Sokolovski* :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c}.F$$

S: Superficie du bassin versant ;

P_{tc}: Pluies de courte durée ;

T_c: Temps de concentration ;

a : Coefficient de ruissellement du bassin versant ;

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} \quad , \quad \text{Pour un bassin boisé ; } 3 \leq \gamma \leq 4.$$

On prend : $\gamma = 3$ D'où : $F = 0{,}923$

Tableau I-18 : Valeurs de α %.

Période de retour	**10**	**50**	**100**	**200**	**1000**	**10000**
Pct (mm)	75,2	104	117	130	162	211
α %	0,18	0,23	0,26	0,32	0,39	0,46

$Q_{max\ p\%} = 30{,}975 \times P_{ct} \times \alpha\ \%$

Tableau I-19 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ (*Formule de Sokolovski*).

Période de retour	**10**	**50**	**100**	**200**	**1000**	**10000**
Pct (mm)	75,2	104	117	130	162	211
$Q_{max\ p\%}$ **(m^3/s)**	419,3	741	942,26	1288,56	1957	3006,5

***C Formule de Mallet-Gauthier* :**

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

Qmax,p% : Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle ;

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

L : Longueur du thalweg principal (Km) ;

K : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 (K = 1,2) ;

A : Coefficient régional pris égal à 20 ;

T : Période de retour (an).

$$Q_{max\ p\%}=1919,17\times\sqrt{1+4\log T-3,4456}$$

Tableau I-20 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ (*Formule de Mallet-Gauthier*).

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	2392,74	4002,8	4523	4989,3	5932,2	7065,7

D Formule de Possenti :

$$Q_{max\ p\%}=\frac{\mu\times Ptc\times S}{0,4\times Lp}$$

P_{tc}: Pluies de courte durée ;

μ : Coefficient compris entre 0,7 et 0,8 ;(μ = 0,75) ;

L_P : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Tableau I-21 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ **(***Formule de Possenti***).**

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
P_{tc}	75,2	104	117	130	162	211
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	2458,7	3400	3825,35	4250,4	5296,6	6898,7

E Formule d'Alexeev :

$$Q_{max\ \%}=0.34P_{tc}^{4/3}$$

Tableau I-22 : Valeurs de $Q_{max\ p\%}$ **(***Formule d'Alexeev***).**

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
P_{tc}	75,2	104	117	130	162	211
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	108	166,3	194,56	230	300,3	427,1

F Hydrogramme de crue :

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- Pour le temps de montée : $Q_{montée}=Q_{max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^2$.
- Pour la décrue : $Q_{déc}=Q_{max}\left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^3$.

Avec : $Q_{max\ (\%)}$: Débit maximum de fréquence donnée ;

Q_t: Débit instantané au moment (t) ;

t_m, ,t_d: Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$; On considère généralement que: $t_d = 2 \times t_m$, et $t_m = t_c$.

$t_m = t_c = 23{,}28$ h ; $t_d = 2 \times t_m = 46{,}56$ h ; $t_b = t_m + t_d = 69{,}84$ h.

Tableau I-23 : Résultats de calcul pour tracé l'Hydrogrammes de crues.

	Débits de crues des périodes de retour					
Temps	**Q (10)**	**Q (50)**	**Q (100)**	**Q (200)**	**Q(1000)**	**Q(10000)**
(h)	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	4,415	7,386	8,346	9,206	10,946	13,037
2,00	17,660	29,543	33,383	36,824	43,783	52,149
3,00	39,735	66,472	75,111	82,855	98,513	117,336
4,00	70,640	118,173	133,531	147,297	175,134	208,598
5,00	110,375	184,645	208,641	230,151	273,646	325,934
6,00	158,940	265,889	300,444	331,418	394,051	469,345
7,00	216,334	361,905	408,937	451,097	536,347	638,830
8,00	282,559	472,692	534,122	589,188	700,535	834,390
9,00	357,614	598,250	675,998	745,691	886,615	1056,025
10,00	441,499	738,581	834,566	920,606	1094,586	1303,735
11,00	534,214	893,683	1009,825	1113,933	1324,449	1577,519
12,00	635,758	1063,556	1201,775	1325,672	1576,204	1877,378
13,00	746,133	1248,201	1410,416	1555,824	1849,850	2203,312
14,00	865,338	1447,618	1635,749	1804,387	2145,388	2555,320
15,00	993,372	1661,807	1877,773	2071,363	2462,818	2933,403
16,00	1130,237	1890,767	2136,489	2356,751	2802,140	3337,561
17,00	1275,932	2134,498	2411,895	2660,551	3163,353	3767,793
18,00	1430,456	2393,001	2703,994	2982,763	3546,458	4224,101
19,00	1593,811	2666,276	3012,783	3323,387	3951,455	4706,482
20,00	1765,995	2954,323	3338,264	3682,423	4378,343	5214,939

Suite au tableau :

	Débits de crues des périodes de retour					
Temps	**Q (10)**	**Q (50)**	**Q (100)**	**Q (200)**	**Q(1000)**	**Q(10000)**
(h)	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
21,00	1947,010	3257,141	3680,436	4059,871	4827,124	5749,470
22,00	2136,854	3574,730	4039,299	4455,732	5297,796	6310,076
23,00	2335,529	3907,092	4414,854	4870,004	5790,359	6896,757
23,28	2392,740	4002,800	4523,000	4989,300	5932,200	7065,700
24,00	2392,740	4002,800	4523,000	4989,300	5932,200	7065,700
25,00	2241,856	3750,387	4237,784	4674,680	5558,121	6620,144
26,00	2097,453	3508,815	3964,818	4373,572	5200,109	6193,724
27,00	1959,387	3277,846	3703,832	4085,680	4857,810	5786,019
28,00	1827,517	3057,242	3454,558	3810,707	4530,871	5396,611
29,00	1701,701	2846,765	3216,728	3548,357	4218,941	5025,079
30,00	1581,796	2646,177	2990,071	3298,333	3921,667	4671,003
31,00	1467,660	2455,239	2774,320	3060,339	3638,696	4333,962
32,00	1359,151	2273,715	2569,205	2834,078	3369,674	4013,538
33,00	1256,126	2101,366	2374,458	2619,253	3114,251	3709,309
34,00	1158,444	1937,954	2189,809	2415,568	2872,073	3420,856
35,00	1065,962	1783,242	2014,990	2222,726	2642,787	3147,759
36,00	978,538	1636,991	1849,732	2040,431	2426,041	2889,598
37,00	896,030	1498,963	1693,766	1868,386	2221,482	2645,953
38,00	818,295	1368,920	1546,824	1706,294	2028,757	2416,404
39,00	745,191	1246,625	1408,636	1553,859	1847,514	2200,530
40,00	676,576	1131,840	1278,933	1410,785	1677,401	1997,912
41,00	612,308	1024,326	1157,447	1276,774	1518,064	1808,130
42,00	552,244	923,846	1043,908	1151,530	1369,151	1630,763
43,00	496,243	830,162	938,049	1034,757	1230,310	1465,392
44,00	444,161	743,035	839,599	926,158	1101,187	1311,597
45,00	395,858	662,228	748,290	825,436	981,430	1168,958
46,00	351,190	587,503	663,854	732,295	870,687	1037,054
47,00	310,015	518,622	586,021	646,438	768,604	915,466
48,00	272,191	455,347	514,523	567,568	674,830	803,773
49,00	237,576	397,440	449,091	495,390	589,011	701,556
50,00	206,028	344,663	389,455	429,606	510,794	608,395
51,00	177,404	296,778	335,347	369,920	439,829	523,869
52,00	151,562	253,547	286,498	316,035	375,760	447,559
53,00	128,360	214,733	242,639	267,654	318,237	379,044
54,00	107,656	180,097	203,502	224,482	266,906	317,905
55,00	89,307	149,401	168,817	186,221	221,414	263,721
56,00	73,171	122,408	138,316	152,576	181,410	216,073
57,00	59,107	98,879	111,729	123,248	146,540	174,540
58,00	46,971	78,577	88,788	97,942	116,452	138,703
59,00	36,621	61,263	69,225	76,361	90,793	108,141
60,00	27,916	46,700	52,769	58,209	69,210	82,434
61,00	20,712	34,650	39,153	43,189	51,351	61,163
62,00	14,869	24,874	28,107	31,004	36,864	43,907
63,00	10,243	17,135	19,362	21,358	25,395	30,247
64,00	6,692	11,195	12,650	13,954	16,592	19,762
65,00	4,075	6,816	7,702	8,496	10,102	12,032
66,00	2,248	3,760	4,249	4,687	5,573	6,638
67,00	1,070	1,789	2,022	2,230	2,652	3,158
68,00	0,398	0,665	0,752	0,829	0,986	1,174
69,00	0,090	0,151	0,170	0,188	0,223	0,266
69,84	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Les hydrogrammes de crues sont représentés par cette figure.

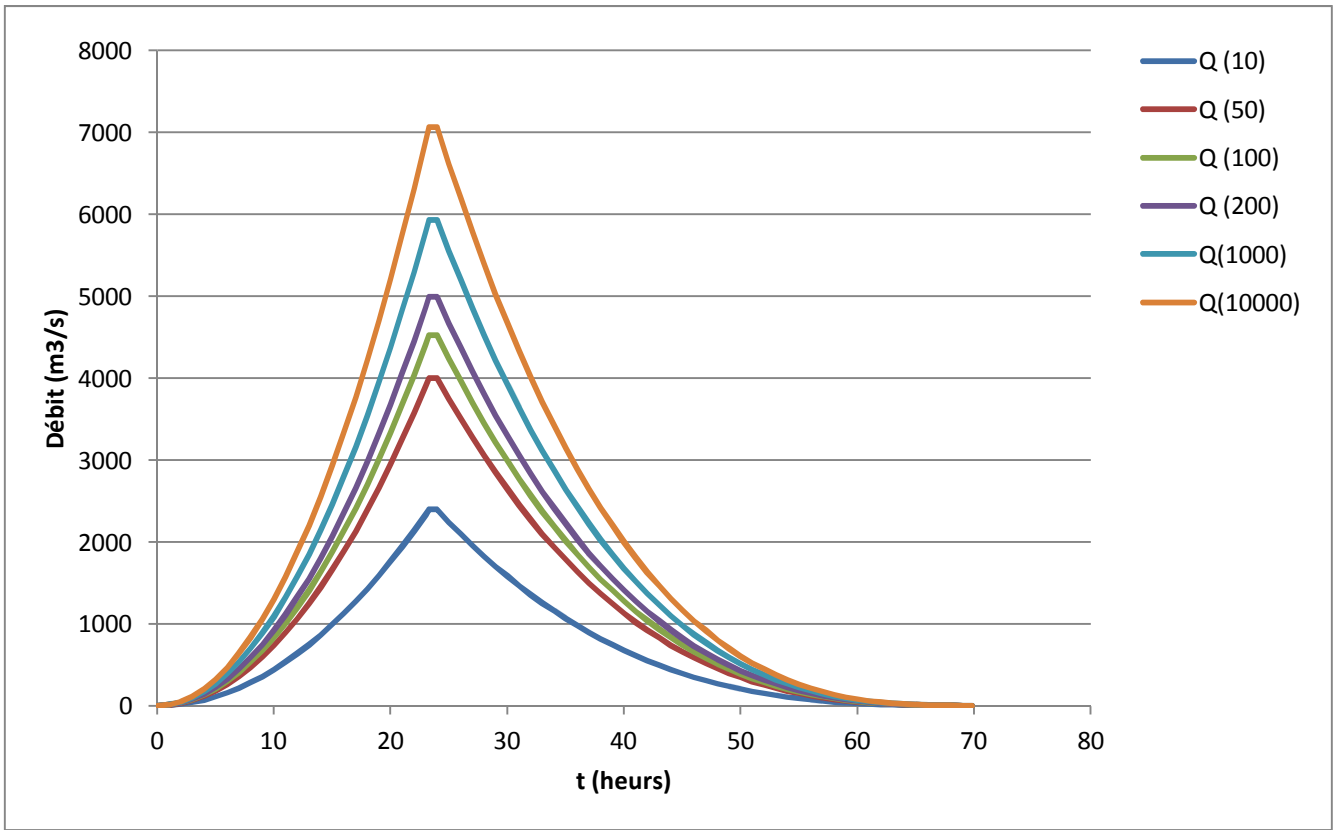


Figure I-14 : Hydrogrammes de crues.

I -6-5 Crues de projet :

Les crues à considérer sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau I-24 : Récapitulatifs des crues du projet.

Période de retour (années)	Q_{pointe} (m^3/s)	Volume crue (Mm^3)
10	2392,74	179,489
50	4002,8	297,263
100	4523	331,966
200	4989,3	369,522
1000	5932,2	437,353
10000	7065,7	525,456

Pour le dimensionnement des organes de dérivation et des batardeaux de protection, on utilisera la crue cinquantenale, tandis que pour les ouvrages définitifs la crues de période de retour 10000 an est adoptée.

I -7 Régularisation :

La notion de volume annuel régularisé garantit (VARG) est introduite pour chiffrer le volume d'eau utilisable chaque année. Il dépend en premier lieu du volume utile de la retenue.

Le taux requis de satisfaction annuelle en AEP de 95% en temps et de 98% en volume ; pour l'irrigation, on requiert la fourniture pour 90% du temps et 95% en volume.

En fonction du volume disponible, des apports et des demandes, le bilan est établi au pas de temps journalier en respectant le processus suivant :

1- satisfaire, autant que le stock le permet, la demande de l'AEP ;

2- Puis, satisfaire autant que le stock résiduel le permet, la demande d'irrigation ;

3- Le surplus est stocké dans la retenue, ou déversé si le niveau normal est atteint.

La taille de la retenue est fixée de manière à minimiser le coût du mètre cube d'eau régularisée.

Le volume régularisé est de 168 Mm^3/an, dont 142 Mm^3/an pour l'AEP et 26 Mm^3/an pour l'irrigation.

Le tableau suivant illustre le développement de la demande globale en fonction de l'envasement (pour la côte 258 m).

La colonne « déficit globale » donne les manquements par rapport à la demande en pourcentage de volume, d'années et de mois.

La colonne « déficit en irrigation » donne le pourcentage déficitaire en quantité, mais ne considèrent une année comme déficitaire que si le déficit annuel en quantité dépasse 5%.

La colonne « déficit en AEP » donne le pourcentage déficitaire en quantité, mais ne considèrent une année comme déficitaire que si le déficit annuel en quantité dépasse 2%.

Tableau I-25 : Variation de la demande globale en fonction de déficits et par rapport au niveau mini.

Source : [ANBT].

Demande Globale Mm^3/an	Niveau minimal d'exploitation 258 m.								
	Déficit global			Déficit en irrigation			Déficit en AEP		
	volume%	année%	mois%	volume%	année%	mois%	volume%	année%	mois%
215	18,82	37,14	23,33	88,77	37,14	18,33	6,00	20,00	5,00
130	15,23	31,43	19,52	71,98	31,43	15,24	4,83	17,14	4,05
160	9,65	20,00	11,91	51,09	20,00	10,00	2,05	11,43	1,91
190	1,86	2,86	2,38	8,22	2,86	1,67	0,69	2,86	0,71

1-7-1Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 220 m et la cote maximale est 320 m, soit à priori une hauteur de 100 m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante : $\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$

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

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

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

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

Tableau I-26 : Récapitulatif pour le calcul des courbes caractéristique de la cuvette.

Côtes (m)	H (m)	S (km²)	S_{moy} (km²)	Δ H (m)	ΔV (Mm^3)	V (Mm^3)
220	0	0,5843	0,7598	5	3,799	0
225	5	0,9353	1,1523	5	5,7615	3,799
230	10	1,3692	1,6277	5	8,1385	9,5605
235	15	1,8862	2,1864	5	10,932	17,699
240	20	2,4865	2,8284	5	14,142	28,631
245	25	3,1703	3,554	5	17,77	42,773
250	30	3,9377	4,3633	5	21,8165	60,542
255	35	4,7888	5,2563	5	26,2815	82,358
260	40	5,7238	6,2333	5	31,1665	108,64
265	45	6,7427	7,2942	5	36,471	139,806
270	50	7,8457	8,4394	5	42,197	176,277
275	55	9,033	9,6686	5	48,343	218,474
280	60	10,3041	10,9819	5	54,9095	266,817
285	65	11,6597	12,3798	5	61,899	321,727
290	70	13,1	13,8621	5	69,3105	383,627
295	75	14,6241	15,4286	5	77,143	452,937
300	80	16,233	17,08	5	85,4	530,08
305	85	17,9265	18,82	5	94,1	615,48
310	90	19,7045	20,636	5	103,18	709,581
315	95	21,5673	22,541	5	112,71	812,761
320	100	23,5148				925,471

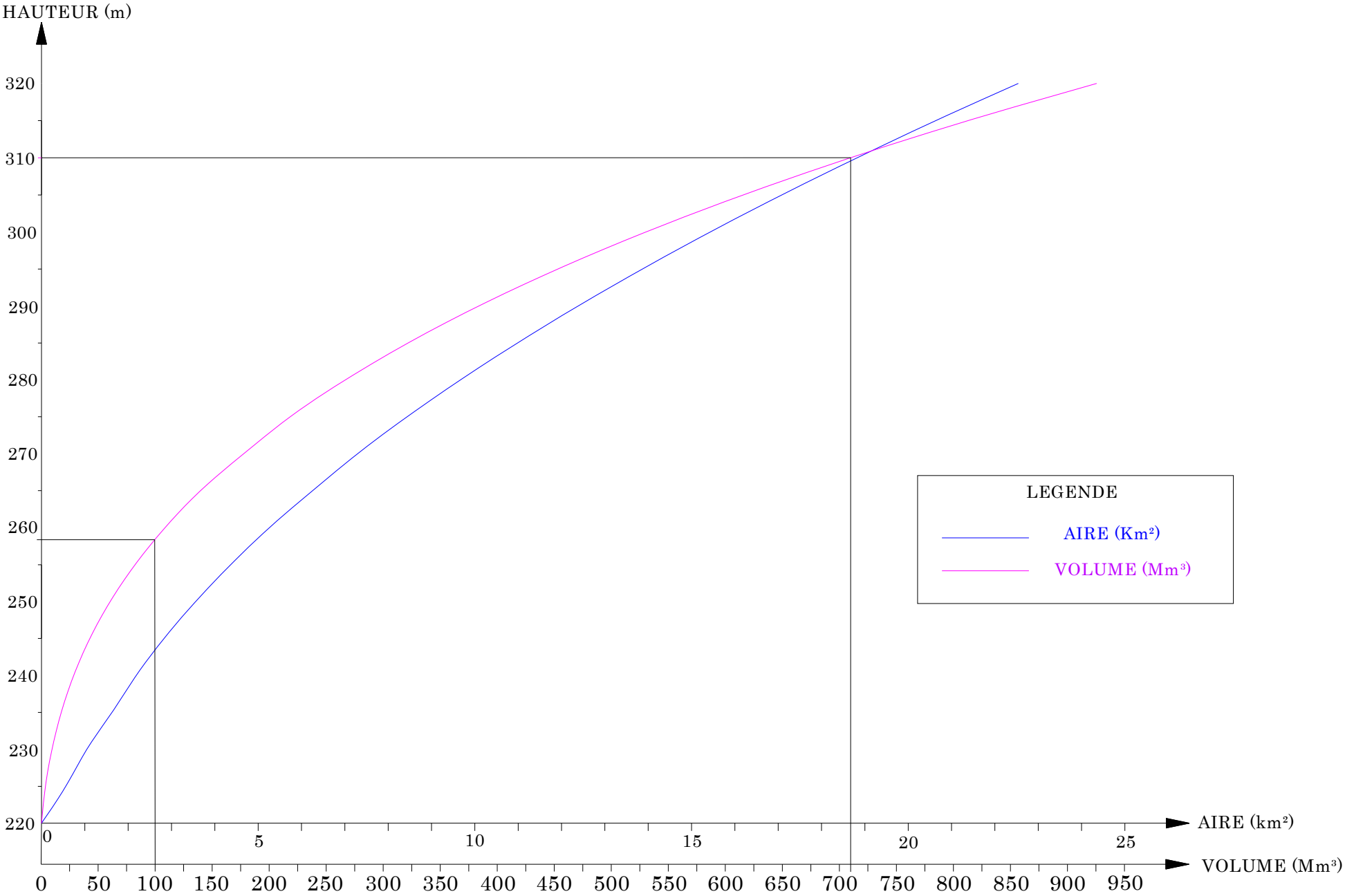


Figure I-15 : Courbes caractéristique de la cuvette.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer et calculer des paramètres nécessaires pour la conception de ce barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques, géologiques, hydrologique, hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que la capacité de remplissage de la cuvette en fonction de la hauteur du barrage. On constate ; clairement que cette dernière, est très grande par rapport aux barrages de taille comparable, situées au Nord. Le réservoir du barrage de Koudiat Acerdoune, constitue la seconde réserve après celle de barrage de Beni Harroune, vu leur volume interannuel régularisable.

CHAPITRE II :

Etude des variantes de l'aménagement.

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restant contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

II-1 Choix du site du barrage :

La position et l'allure de l'axe du barrage (rectiligne ou courbe) est à choisir sur la base des résultats et recommandations du rapport de l'étude géologique et géotechnique du site de **Koudiat Acerdoune** et sur le type d'ouvrage à projeter**.**

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

- ✓ Elle doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- ✓ L'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- ✓ Donner la longueur la plus courte possible.

II-2 Choix du type de barrage :

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

II-2-1La topographie du site :

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

II-2-2 La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

II-2-3 Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans la cuvette, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

II-2-4 Les matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

II-2-5Les conditions socio-économiques :

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

II-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site :

- La solution de barrage composé uniquement par une recharge en graviers, extraits du lit de l'oued et des terrasses avoisinantes, avec un noyau en argile à un volume global important, voisin de 4.750.000 m^3.

Le batardeau amont, également en enrochement avec noyau, est incorporé dans la recharge amont.

La conception du profil type de la digue a été basée sur l'exploitation de matériaux situés à proximité du site.

Cependant les gites d'empreintes s'étendent tant à l'amont qu'à l'aval et sont relativement étendues.

- La solution d'un barrage en béton voûte nécessite un site topographiquement et géo techniquement adéquat. Pour cette variante, qui repose sur une fondation plus résistante, présente un problème topographique sur l'appui en deux rives droite et gauche caractérisé par une poussée au vide de la composante horizontale de la réaction sur ces rives pour un barrage dont la crête se trouve préalablement au-dessus du niveau 310 m. On peut conclure donc que le site de **Koudiat Acerdoune** n'offre pas les conditions topographiques et géotechniques favorables pour un barrage voûte en béton.

La figure II-1 ; montre l'emplacement du l'axe de barrage voûte proposer.

- La solution d'un barrage en béton compacté au rouleau est fortement proposée car :

- La possibilité de grouper dans le barrage tous les organes annexes (évacuateur de crue, dérivation, prise d'eau, vidange de fond) ;

- En particulier pour l'évacuateur, l'économie d'un ouvrage séparé de grande ampleur comportant un grand volume d'excavation ;

- Un délai de réalisation particulièrement court, est l'une des caractéristique de la technique BCR ;

- Une extension limitée du chantier, car les agrégats pour le béton seront extraits des alluvions de l'oued, à proximité du site ;

- Une certaine indépendance par rapport aux saisons et aux aléas hydrologique : une submersion éventuelle du chantier par une crue imprévue aurait des conséquences limitées.

Suite à l'élimination de la solution barrage-voûte, les types de barrages qui peuvent être envisagés sont donc :

- Variante 1 : Barrage poids en BCR (béton compacté au rouleau) ;
- Variante 2 : Digue en enrochement avec masque amont étanche ;
- Variante 3 : Digue en enrochement avec un noyau argileux.

Et cela pour les recommandations suivantes :

- Les formations Schisto-marneuses qui forment le substratum sont dans l'ensemble très homogènes et présentent en profondeur des caractéristiques géomécaniques (module de déformation, résistance au cisaillement) suffisantes pour envisager la construction d'un ouvrage rigide en béton.
- La couverture d'alluvions dans le fond et d'éboulis sur les versants est assez épaisse, de même que la couche superficielle de roche décomprimée. Il en résultera des profondeurs d'excavation de 10 à 15 m dans le fond de la vallée et en rive gauche, et de 15 à 20 m en rive droite.
- Les roches qui forment l'assise du barrage présentent des perméabilités très faibles à des profondeurs de 40 à 80 m en rive gauche et dans la vallée, et d'environ 100 m en rive droite, ce qui constitue des distances raisonnables pour la constitution du rideau d'étanchéité.

II-3-1 Sections types du barrage des variantes proposées :

A-Variante 1 : (barrage en BCR) :

- Dans la partie centrale correspondant au lit de l'oued, les niveaux de fondation sont voisins des cotes de 205 m au pied aval et 200 m au pied amont, avec une pente vers l'amont de la surface de contact.

La profondeur d'excavation totale est de l'ordre de (15-22) m.

- En rive gauche, l'excavation suit la pente topographique (30° environ), tandis que la profondeur d'excavation est de (15-20) m et la longueur horizontale excavée est de 200 m environ.
- La fouille comporte deux zones nettement distinctes, la première à faible pente transversale en fond de la vallée, entre les cotes (200-232) m d'une largeur de 90 m, l'autre zone à une pente transversale (45°), d'une longueur horizontale de 100 m.
- La pente du talus amant est de (0,4h/1v), tandis que celle du talus aval est de (0,5h/1v).

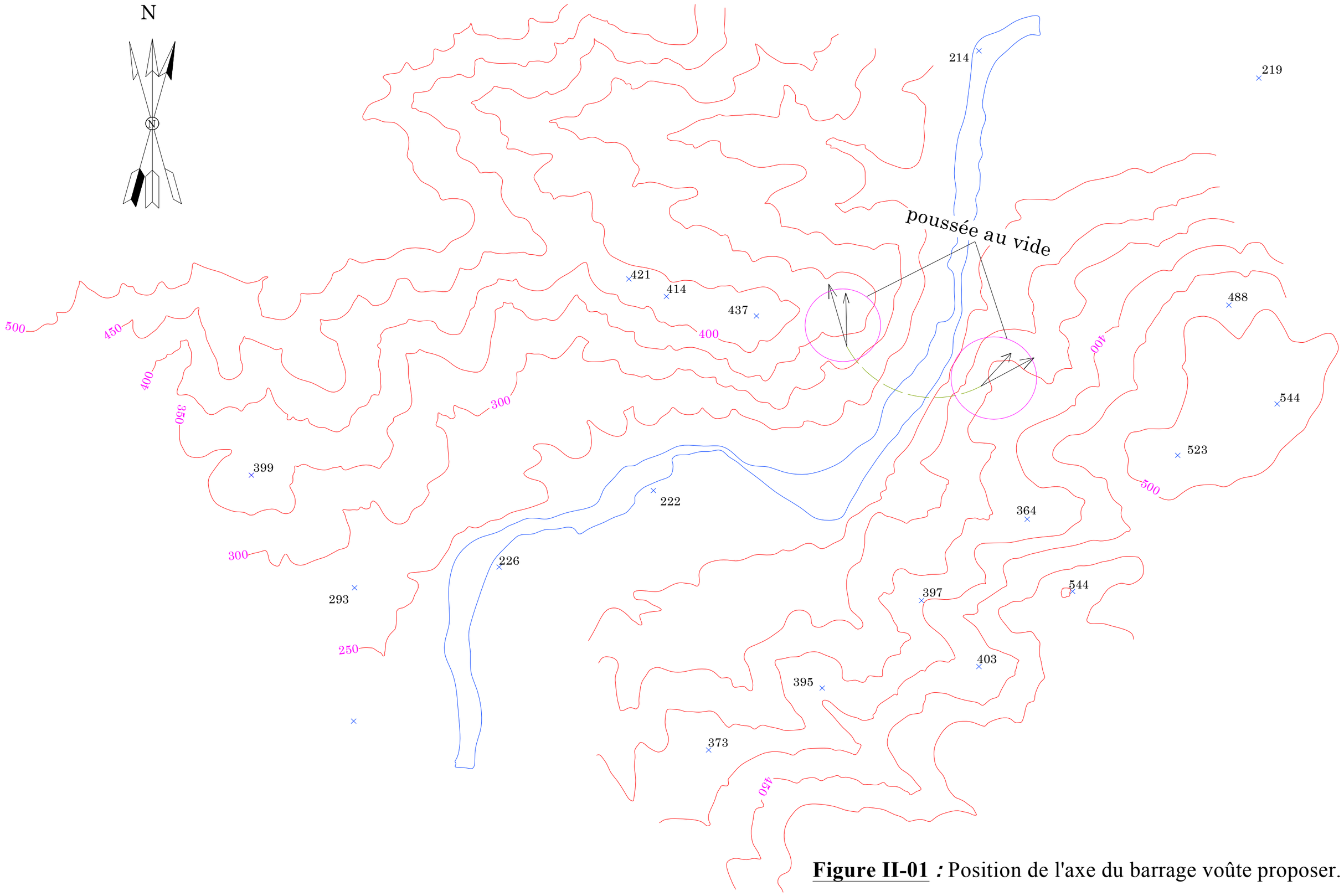


Figure II-01 *:* Position de l'axe du barrage voûte proposer.

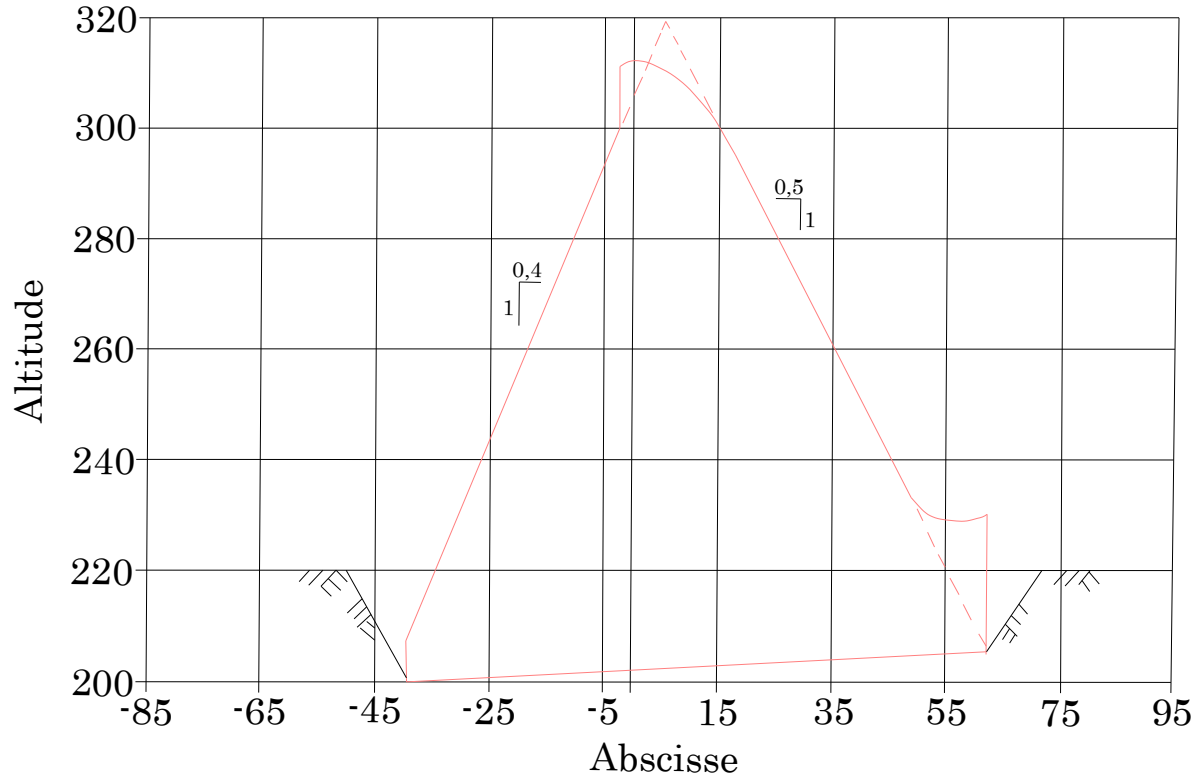


Figure II-02 : Coupe type d'un barrage poids en BCR symétrique.

B- Variante 2 (digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux) :

Deux parements amont et aval de pente 1,8H / 1V.

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats massifs.

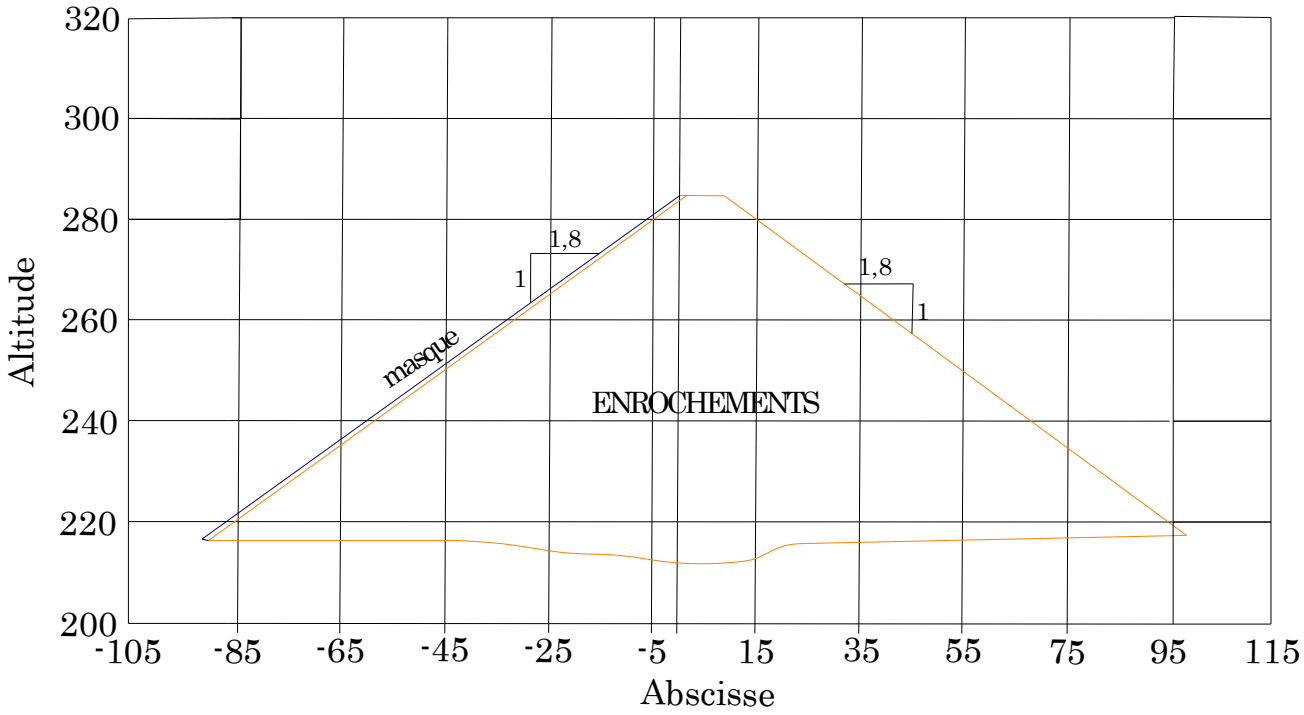


Figure II-03 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.

C- Variante 3 : (Digue en enrochement avec un noyau central) :

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats. Le niveau inférieur du noyau est à 3 m plus bas que la fondation.

Deux parements amont et aval de pente 1,8H / 1V.

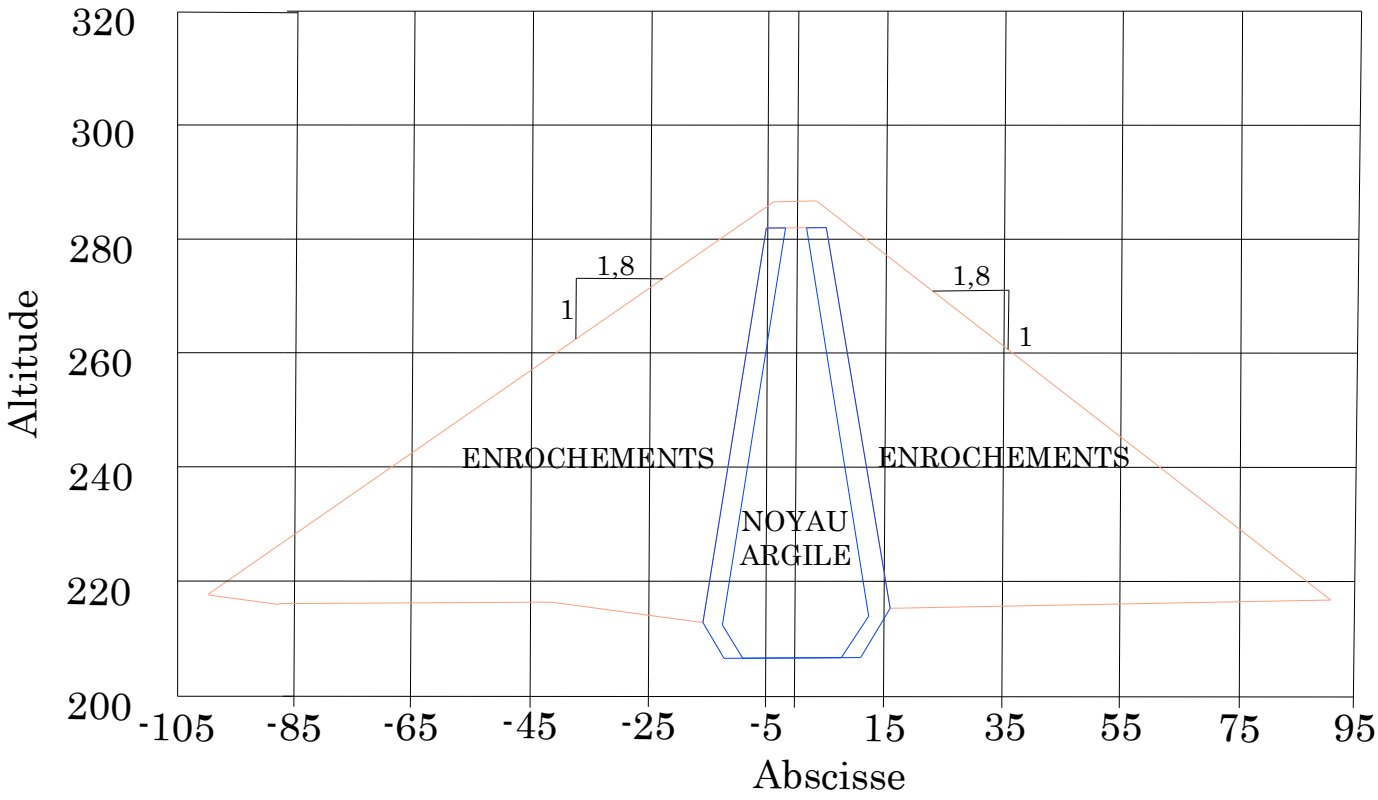


Figure II-04 : Coupe type d'une digue à recharge en enrochement avec un noyau centrale.

En conclusion, la roche présente sur ce site permet d'implanter un ouvrage rigide en BCR riche en liant, caractérisé par une teneur en liant de l'ordre de (160-170) Kg/m^3 du béton. Le liant sera composé pour environ 40% de ciment, le solde étant constitué par un matériau de granulométrie voisine de celle du ciment et ayant un effet pouzzolanique (cendres volantes-résidus de centrales thermiques ou autre matériaux pouzzolanique), ce type est envisageable à condition de fonder l'ouvrage sur des niveaux peu décomprimés et de limiter les variations de contraintes et les sollicitations de cisaillement sur la surface d'appui et dans la roche de fondation.

Pour la solution BCR, la maîtrise des délais est plus facile ; car une fois entamé, le bétonnage du barrage pourra se poursuivre sont interruption.

La réalisation des excavations de l'évacuateur des crues (3 Mm^3) et l'exploitation des enrochements pour réaliser le remblai nécessiteront environ 2400 T d'explosifs pour la solution en enrochement ; par contre la solution BCR n'exigerait qu'environ 250 T d'explosifs (10%), les agrégats pour le BCR provenant du traitement d'alluvions de l'oued.

II-4 Définition de profil général du barrage :

II-4-1 Hauteur de barrage :

A Calcul de la revanche :

1-Formule de Mallet-Pacquant : $R = H_v + \frac{v^2}{2g}$.

2-Formule deDavits: $R = 0{,}75\,H_v + \frac{v^2}{2g}$.

Avec : H_v : hauteur des vagues (m) ;

V : vitesse des vagues (m/s).

La vitesse des vagues est donnée par :

1-Formule de Gaillard : $V = 1{,}5+2H_v$.

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) **Formule de Stevenson :** on à F< 18 Km, d'où :

$$H = 0{,}75 + 0{,}34\sqrt{F} - 0{,}26\sqrt[4]{F}.$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 9,875 km).

b) **Formule de Molitor :** pour un Fetch F< 30 Km, on' à :

$$H_v = 0{,}75 + 0{,}032\sqrt{(UF)} - 0{,}27F^{0{,}25}.$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U = 80 Km/h.

c) **Formule de Mallet-Pacquant :** $H_v = 0{,}5+0{,}33\sqrt{F}$.

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement par l'expression simplifiée :

$R = 0{,}5+0{,}3\sqrt{F}$. **AN :** $R = 0{,}5+0{,}3\sqrt{9{,}875} = 1{,}44$ m.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau II-01 : Les différents résultats de la revanche.

		Mallet-Pacquant	Davis
Stevenson	H_v = 1,357 V = 4,215	R = 2,263	R = 1,92
Molitor	H_v = 1,171 V = 3,842	R = 1,923	R = 1,30
Mallet-Pacquant	H_v = 1,537 V = 4,574	R = 2,603	R = 2,21

On prend : **R** = 1,3 m**.**

H_b = NNR-C_f +h_{dev}+R = 310-202,5+1+1,3 = 109,8 m **;** on prend **H_b** = 109 m**.**

B Largeur en crête :

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) Formule de Knappen :

$$b_{cr} = 1{,}65\sqrt{H_b}$$

b) Formule de F-preece :

$$b_{cr} = \left(1{,}1\sqrt{H_b}\right)+1$$

c) Formule Simplifiée :

$$b_{cr} = 3{,}60\sqrt[3]{H_b} - 3$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

Tableau II-02 : Les hauteurs du barrage pour différentes formules.

H_b(m)	b_{cr}(Knappen)	b_{cr}(Preece)	b_{cr} (simplifiée)	b_{cr} (moyenne)
109,8	15,13	8,15	12,3	11,7

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}** = 8 m**,** pour une route de Veme catégorie selon la Russie.

C Longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : L = 400 m.

II-5 Le choix définitif du type du barrage :

Pour assurer le bon choix du type du barrage, on doit passer par une étude technico-économique entre les trois variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage.

IV-5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux :

A Barrage poids en béton(BCR) :

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur d'environ 120 m en prend les pentes des talus : m_1 = 0,4 ; m_2 = 0,5.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

- Prix en US$, Taux de conversation actuel (14-sep-2012) ; 1US$ = 79,133 DZD.

Tableau II-03 : Coût de la digue (1ére variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DZD)	Montant (DZD)
Excavation à l'air libre				
Terrain ordinaire	m^3	575000	154,31	88.727.876,25
Rippable	m^3	280000	205,75	57.608.824
Rocheux	m^3	228000	514,36	117.275.106
Pré découpage	m^2	20000	2.263,2	45.264.076
Protection de fouilles par gunite et encrage	m^2	20000	4.114,9	82.298.320
Excavation en souterrain	m^3	3800	7.201,1	27.364.191,4
Béton conventionnel				
Parements barrage	m^3	42000	3.086,2	129.619.854
Galerie dérivation – Tour	m^3	67000	3.086,2	206.774.529
Evacuateur	m^3	72000	3.086,2	222.205.464
Galerie pied amont	m^3	10000	3.086,2	30.862.000
Béton BCR barrage	m^3	1025000	2.777,57	2.847.007.508
Béton de remplissage	m^3	10000	2.777,57	27.775.683
Coffrage				
Parement barrage	m^2	60000	2.263,2	135.792.228
Evacuateur	m^2	21000	2.057,45	43.206.618
Dérivation / Autres	m^2	40000	2.057,46	82.298.320
Armatures	T	7250	750	5.437.500
Treillis	T	15	---	2.373.990
Auscultation	-	1	---	47.479,8
Hydromécanique	-	1	---	158.266
Excavation souterrain gunite	m^2	4500	2.983,3	13.424.913,45
Enrochement de protection	m^2	50000	1.131,6	56.580.095
Forages				
De reconnaissances	m	2300	6.330,64	14.560.472
Ecran d'étanchéité	m	40000	5.143,65	205.745.800
Consolidation	m	24000	5.143,65	123.447.600
Drains fondation	m	2800	4.747,98	13.294.344
Drains BCR	m	10000	3.956,65	39.566.500
Heurs d'injection	H	10500	14.639,61	153.715.852,5
Produits d'injection	T	10500	5.935	62.317.237,5
installation du chantier	---	----	---	474.798
Divers non comptabilisés	---	----	---	395.665
Montant total = 4.835.621.111 (DZD)				

Montant : Quatre milliards, huit-cent trente-cinq million, six-cent vingt-un-mille et cent-onze Dinar Algérien.

B Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux :

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux d'une hauteur de 68 m en

Prend les pentes des talus : m_1=1,8 ; m_2=1,8.

Tableau II-04 : Coût de la digue (2eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DZD)	Montant (DZD)
Excavation à l'air libre				
Terrain ordinaire	m^3	575000	154,31	88.727.876,25
Rippable	m^3	280000	205,75	57.608.824
Rocheux	m^3	228000	514,4	117.275.106
Pré découpage	m^2	20000	2.263,2	45.264.076
Protection de fouilles par gunite et encrage	m^2	20000	4.115	82.298.320
Excavation en souterrain	m^3	3800	7.201,1	27.364.191,4
Béton conventionnel et remblais				
Masque amont en béton bitumineux ou béton arme	m^2	7300	3.561	13.175.644,5
Galerie dérivation – Tour de prise d'eau	m^3	67000	3.086,2	206.774.529
Evacuateur des crues	m^3	72000	3.086,2	222.205.464
Plinthe en béton arme	m^3	3700	3.244,45	12.004.476,1
Remblais rocheux	m^3	1950000	1.582,66	3.086.187.000
Coffrage				
Parement amont barrage	m^2	13600	2.263,2	30.779.571,7
Evacuateur des crues	m^2	1200	2.057,5	2.468.949,6
Dérivation / Autres	m^2	11000	2.057,5	22.632.038
Armatures	T	7250	59.349,75	430.285.687,5
Treillis	T	15	158.266	2.373.990
Auscultation	-	1	---	47.479,8
Hydromécanique	-	1	---	158.266
Excavation souterrain gunite	m^2	4500	2.983,3	13.424.913,5
Forages				
De reconnaissances	m	2300	6.330,64	14.560.472
Ecran d'étanchéité	m	7200	1.978,3	14.243.940
Drains fondation	m	2800	4.748	13.294.344
installation du chantier	---	----	---	474.798
Divers non comptabilisés	---	----	---	395.665
Montant total = 4.504.025.622 (DZD)				

Montant : Quatre milliard, cinq-cents quatre million, vingt-cinq mille, six-cent vingt-deux Dinar Algérien.

C Digue en enrochement avec un noyau central **:**

Tableau II-05 : Coût de la digue (3eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DZD)	Montant (DZD)
Excavation à l'air libre				
Terrain ordinaire	m^3	575000	154,31	88.727.876,25
Rippable	m^3	280000	205,75	57.608.824
Rocheux	m^3	228000	514,4	117.275.106
Pré découpage	m^2	20000	2.263,2	45.264.076
Protection de fouilles par gunite et encrage	m^2	20000	4.115	82.298.320
Excavation en souterrain	m^3	3800	7.201,1	27.364.191,4
Béton conventionnel et remblais				
compactage	H	1254	5.539,3	6.946.294,7
Galerie dérivation – Tour de prise d'eau	m^3	67000	3.086,2	206.774.529
Evacuateur des crues	m^3	72000	3.086,2	222.205.464
Argile compacté	m^3	682500	1.741	1.188.181.995
Remblais recharges	m^3	1267500	1.582,6	2.006.021.550
Coffrage				
Evacuateur des crues	m^2	1200	2.057,5	2.468.949,6
Dérivation / Autres	m^2	11000	2.057,5	22.632.500
Armatures	T	7250	59.349,7	430.285.687,5
Treillis	T	15	158.266	2.373.990
Auscultation	-	1	---	47.479,8
Hydromécanique	-	1	---	158.266
Excavation souterrain gunite	m^2	4500	2.983,3	13.424.913,5
Forages				
De reconnaissances	m	2300	6.330,6	14.560.472
Ecran d'étanchéité	m	7200	1.978,3	14.243.940
Drains fondation	m	2800	4.748	13.294.344
installation du chantier	---	----	---	474.798
Divers non comptabilisés	---	----	---	395.665
Montant total = 4.563.029.232 (DZD)				

Montant : Quatre milliard, cinq-cents soixante-trois million, vingt-neuf mille, deux-cent trente-deux Dinars Algérien.

Pour un barrage en enrochement avec un noyau argileux d'une hauteur de 50 m en prend les pentes des talus : $m_1 = 1,8$; $m_2 = 1,8$.

Conclusion :

Bien que le coût de la réalisation d'une digue en BCR est élevé par rapport aux autres, qu'il représente d'autre avantages considérables ; parmi ces avantages on peut citer :

- Structure unique, rassemble tous les fonctions désirées par l'ouvrage ;

- Délai globale d'exécution de 36 mois, par contre la solution digue en terre à 50 mois comme délai ;

- indépendance des travaux par rapport aux saisons, la maitrise des délais est plus facile, car ; une fois entamé, le bétonnage du barrage pourra se poursuivre sont interruption ;

- En cas d'une crue imprévue celle-ci pourra se déverser au-dessus de la crête de l'ouvrage au cours de réalisation sont provoquer de dégâts importants aux travaux déjà exécutés ;

- Dans les circonstances sécuritaires (prévalant depuis 1993) on peut considérer qu'un barrage en BCR est fortement indiqué ;

- L'évolution de la technique BCR au cours des 25 dernières années (en 1996-157 barrages en BCR terminés dont 27 ont une hauteur de plus de 90 m), encourage cette solution en BCR pour ce site ;

- Cette évolution a permis d'envisager un ouvrage de grande hauteur (H > 109 m) en BCR.

Donc on opte pour la solution d'une digue en béton compacté au rouleau (BCR), pour la réalisation d'un barrage au site de **Koudiat Acerdoune**.

CHAPITRE III :

Dimensionnement détaillé de la variante retenue.

Introduction :

Apres la détermination de la variante susceptible pour le site du barrage, maintenant donner des valeurs pour les différents organes est très important notamment les dimensions des volumes du BCR, les divers dosages des ciments utilisés, quelles types d'adjuvants pour l'amélioration du BCR, les valeurs des résultats des essais de la résistance pour le BCR, et on donnant des recommandations pour le contacte fondation-béton.

III-1 Cadences et volume du BCR :

Le volume de BCR prévu pour le barrage de **Koudiat Acerdoune** est d'environ 1.500.000 m^3.

Le barrage a été divisé en trois zones principales de mise en œuvre. La première, qui est centrale, se situe entre les plots 8 et 18 et qui cerne l'évacuateur de crues. D'une longueur plus de 203 m, sa largeur varie entre 80 m à la base et 8 m au sommet. Elle couvre une surface moyenne de 16000 m^2**.**

Les deux autres sont latérales et se situent de part et d'autre de l'évacuateur de crues. Trois levées (une levée est composée de quatre couches de 30 cm) de BCR seront placées d'abord en zone centrale; puis en zones latérales sur la même hauteur.

Les terrassiers auront donc le temps d'effectuer toutes les opérations de traitement des rives et de nettoyage sans gêner le rythme de mise en place du BCR. Ils pourront aussi préparer les rochers des deux zones latérales aux injections de consolidation.

La zone latérale gauche est comprise entre les plots1 et 7. Sa longueur peut atteint 130 m et sa largeur entre 77 et 8 m, pour une surface moyenne de 2800 m^2 .Quant à la zone latérale droite, elle est comprise entre les plots 19 et 23. D'une longueur jusqu'à 90 m et de largeur de 77 à 8 m, pour une surface moyenne de 1900 m^2**.**

Ce phasage conduira à une cadence moyenne de 1000 m^2/h soit 300 m^3/h Donc un volume moyen de 4800 m^3 à raison de 16 heures de travail par jour.

III-1-1 Gites d'emprunts :

Les alluvions reconnues à l'amont du barrage peuvent fournir des granulats à béton et BCR pour la construction du barrage, des photos supports sont fournies à l'annexe B.

III-2 Solution adoptée pour la fondation :

La fondation du barrage doit être découpée en plusieurs lot ; cela est une solution très recommandée pour que le chantier soit indépendant en lui-même, donc facilité la mise en place dons chaque lot appart les matériaux adéquats pour le traitement de la fondation, le BCV et le béton conventionnel jusqu'à le niveau du démarrage de la mise en place du BCR, la figure suivante illustre bien la façon de ce découpage prévue pour la fondation du barrage.

Figure III-1 : plan de découpage pour la fondation du barrage.

III-2-1 Préparation du fond de fouilles :

La préparation de la surface de fondation s'est poursuivie dans la région du fil d'eau ainsi qu'à la base de la rive droite.

En fond de vallée, la purge et le nettoyage du rocher avant bétonnage sont nécessaire pour assurer une bonne adhérence entre la dalle de béton et la roche.

III-2-2 Contact fondation - BCR :

Dans la fondation du barrage, on peut distinguer deux parties:

• A l'aval du voile d'injection, où il faut avoir un bon contact mécanique entre l'appui et le corps du barrage ;

• A l'amont du voile en revanche ou il y'a plus d'exigence de bon contact mécanique, et d'une continuité de l'étanchéité, de telle façon que des infiltrations en fondation ne puissent pas contourner la base du masque du barrage et venir saturer les organes internes de drainage.

Alors qu'à l'aval l'un quelconque des deux procédés devrait pouvoir être appliqué, les exigences pour la partie amont devraient conduire à préférer le procédé classique avec béton conventionnel au contact, qui a fait ses preuves sur de nombreux ouvrages, sauf à démontrer clairement que la technique du GERCC est au moins équivalente en matière d'étanchéité.

Quand le traitement de la fondation dans les 84 lots soit terminé, la mise en place du BCR débute mais maintenant elle va suit un autre découpage transversale par rapport à l'axe du barrage, on lui fait 23 plots de largeurs égaux comme la figure suivante le montre. Voir la photo -01- sur l'annexe C.

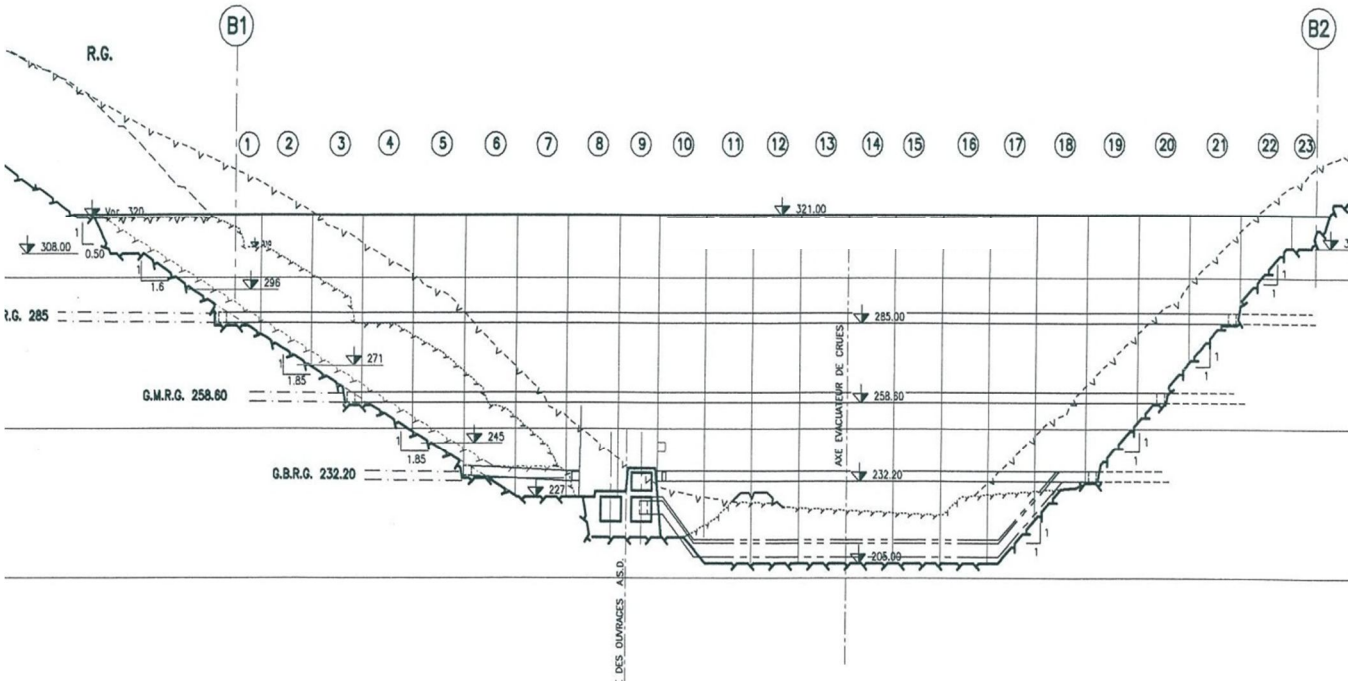


Figure III-2 : Découpage par plots du barrage.

III-3 Généralité sur le matériau BCR :

Le béton compacté au rouleau (BCR) est régulièrement utilisé pour la construction des barrages, de chaussées routières et d'aires d'entreposage (en particulier, au Canada). La rapidité de mise en place, les faibles teneurs en ciment et l'utilisation d'ajouts minéraux (cendres volantes, fillers calcaires, résidus miniers, etc.), ceci permet de réduire le dégagement de chaleur lors de processus d'hydratation

du ciment et de limiter les coûts de production, en font un matériau économiquement très intéressant pour l'industrie de la construction.

Le BCR possède cependant une structure interne particulière de par sa forte proportion de granulats et sa consistance très sèche et raide qui requiert toujours l'application d'un effort de compactage pour rapprocher les particules du granulat afin de permettre à la pâte de ciment de combler les vides granulaires. Un BCR bien formulé et bien compacté est en mesure de développer des propriétés mécaniques semblables à celles d'un béton conventionnel fabriqué avec le même rapport E/L il se distingue par ce dernier par leur affaissement nul.

On remarque souvent la présence de nombreux vides de compactage causés par une densification incomplète du matériau ou encore un volume insuffisant de pâte de ciment autour des granulats. Afin de faciliter l'enrobage des granulats par la faible quantité de pâte de ciment disponible, il devient donc important de maximiser la compacité du squelette granulaire en optimisant les proportions des différentes classes granulaires.

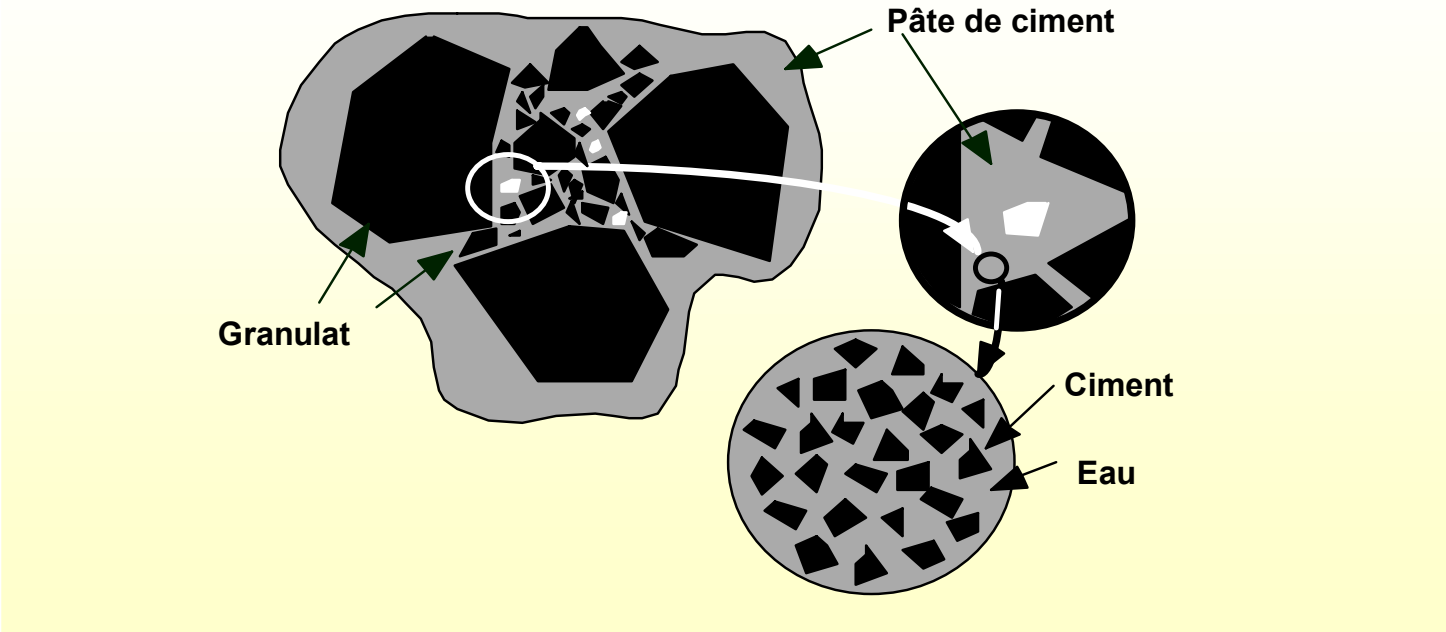


Figure III-3 : Bon remplissage du squelette granulaire. Source :[www.rcc.com]

Le BCR est généralement mis en place et compacté avec les mêmes équipements généralement utilisés pour la construction routière

- Camions à benne basculante;
- Niveleuse (égalisatrice) (barrage), épandeuse (pavages);
- Rouleau compacteur (avec ou sans vibration).

***III-3-1 Avantages de la solution BCR* :**

Le tableau suivant résume les avantages du BCR par rapport aux autres solutions.

Tableau III-1 : Avantages de la solution BCR. Source : [Les bétons compactés au rouleau -Principes, applications et nouveaux développements].

Caractéristiques	Avantages
Faible contenu en matières Cimentaires (< 175 kg/m^3).	-Faible chaleur d'hydratation; -Faible coût / m^3.
Rapidité de mise en place.	-Usines en continu; -Convoyeurs.
Par rapport à un ouvrage en terre.	-Volume plus faible; -Meilleure résistance à l'érosion; -Imperméabilité; -Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage.
Par rapport à un ouvrage en béton.	-Moins de matières cimentaires; -Rapidité de mise en place; -Pas ou peu de coffrages.
Haute densité, faible absorption.	-Garantit une excellente durabilité en dépit des gels -dégels et élimine les infiltrations à travers le revêtement.
Faible teneur en eau, faible rapport (eau/ciment).	-Augmente la résistance, réduit la perméabilité et accroit la durabilité et la résistance aux attaques chimiques.
Emboîtement solidaire des granulats.	- Assure une forte résistance au cisaillement au niveau des joints et des fissures désordonnées, ce qui empêche les déplacements verticaux ou les cassures.
Ni armature d'acier ni goujons.	- Accélère et simplifie la mise en place, réduit le coût et élimine le besoin de mesures destinées à limiter la corrosion de l'armature d'acier.
Ni coffrages ni finition.	-Accélère les travaux, réduit le coût et la main- 'œuvre.
Ni joints moulés ni traits de scie.	- Accélère les travaux, réduit le coût. (On peut, pour une meilleure apparence, faire des traits de scie dans le revêtement).

***Remarque* :** le BCR a une Technologie peu complexe et une Grande stabilité volumique**.**

***III-3-2 Inconvénients du BCR* :**

- Qualité esthétique de la surface :
  - Texture rugueuse;
  - Surface moins fermée;
  - Qualité des parements.
- Qualité de l'uni :
  - Surface ondulée;
  - Défauts de planéité.
- Difficulté de réaliser des joints structuraux :
  - Le transfert de charge est problématique.
- Difficulté d'entraîner de l'air;
- Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées.

III-4 Exigence du BCR au niveau du barrage de Koudiat Acerdoune :

Les principales spécifications techniques du marché sur le BCR sont:

***III-4-1 Composition du Béton Compacté au Rouleau* :**

Les dosages seront en principe les suivants :

Tableau III-2 : Dosages contractuel du BCR. Source : [Cahier de charge, ANBT].

Composants	Dosage
Ciment Type II ASTM Pouzzolanes ou cendres Eau Agrégats	60 à 80 kg/m^3 70 à 90 kg/m^3 110 l/m^3 d'eau environ 2150 kg/m^3 environ

Plus de 100 formules de BCR ont été réalisées, dont les paramètres suivants ont été testés:

***A-Ciment* :** Source : [Laboratoire-RAZEL].

Plusieurs ciments ont été essayés:

-CEMII 42,5 de Vicat ;

-CPJ 42,5 d'Ain et Kebira ;

-CEMII 42,5 de M'Sila.

B-Pouzzolanes de Beni Saf :

Ces pouzzolanes ont été essayées à divers dosages afin d'apprécier leur contribution à la résistance du BCR,

C-Filler calcaire :

Différents dosages en filler calcaire ont été essayés pour analyser son influence sur la maniabilité et la compacité du BCR,

D-Retardateur de prise :

L'influence d'un retardateur de prise sur le maintien de la maniabilité a été analysée,

E-Plastifiant réducteur d'eau :

L'influence d'un plastifiant réducteur d'eau sur le maintien de la maniabilité et sur le dosage en ciment a été analysée.

F-Maniabilité du BCR :

Divers dosages en eau, correspondant à des maniabilités initiales différentes, ont été testés, et leur influence sur le maintien de la maniabilité analysée.

Tableau III-3 : Fiche de formulation du mélange - BCR. Source : [Laboratoire-RAZEL].

Date 27/05/2006	Calcul béton BCR

MELANGE BCR

					Poids		Volumes	
Ciment CPJ CEM II 42,5 M'SILA			y	**3,15**	Kg	**120**	Lt	**38,10**
Eau			**E/C**	**0,9**	kg	**108**	Lt	**108**
Adjuvant 1	**0,40**	HP	y	**1,2**	kg	**0,48**	Lt	**0,40**
Adjuvant 2	**0,60**	PRD	y	**1,2**	kg	**0,72**	Lt	**0,60**
Vides	**0,00%**						Lt	**0**
					kg	**229,2**	Lt	**0,00**
					Total		Lt	**147,10**
Volumes graviers	**=**		**1000**	**-**	**147,10**		=	**852,90**

Graviers	**Poids %**		**masse vol. reelle**		**Absorption Abs %**	**humidité W%**	**correction quantité d'eau Wcr = Abs -W**
0 - 5 mm	**37**	(a	**2,55**	(e	**3,25**	6	-2,75
5 - 20 mm	**29**	(b	**2,55**	(f	**2,31**	2,2	0,11
20 - 50 mm	**28,5**	(c	**2,57**	(g	**2,00**	1,6	0,40
S.Filler	**5,5**	(d	**2,60**	(h	**1,00**		1,00

Par ailleurs, nous constatons également pour 1 m^3 du BCR, sur le tableau ci-dessus, que:

- 120kg de ciment ;
- pour une maniabilité de 18 à 20 minutes ;
- avec 0,6% de retardateur ;
- 0,4% de plastifiant réducteur d'eau **;**
- et en ayant 240 kg de fines au total ↔ Permettent d'obtenir environ 13MPa à 90 j.

Le dosage de 120 kg d'équivalent ciment et les 240 kg de fines peuvent être obtenus avec des ratios quantités et coûts (pouzzolane/ciment) variés, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4 : Ratios quantités et coûts de pouzzolane/ciment. Source [RAZEL, Laboratoire].

ciment		**pouzzolane**		**Equiv ciment**	**Filler**		**Total fines**	**Total cout**
Kg/m^3	DZD/m^3	Kg/m^3	DZD/m^3	Kg/m^3	Kg/m^3	DZD/m^3	Kg/m^3	DZD/m^3
80	830	160	1241	120	0	0	240	2072,11
90	934,15	120	930,75	120	30	181,17	240	2046,06
100	1038,32	80	620,5	120	60	363,46	240	2022,28
110	1141,36	40	310,25	120	90	544,64	240	1996,25
120	1245,53	0	0	120	120	725,8	240	1940,76

-Prix en €, Taux de conversation actuel (14-sep-2012) ; 1€ = 113,23 DZD.

➢ Remarque :

Les formules avec pouzzolane ont des densités faibles et montrent une tendance à la ségrégation.

De ce tableau, qui fournit également une comparaison technico-économique des natures de liant, il ressort que la solution 120 kg de ciment de M'Sila + 120kg de filler est la plus économique**.**

III-5 Méthode générale de mise en place du BCR :

La mise en œuvre du BCR se fera dans le sens amont vers aval tant que le Crawler Placer est positionné en aval de l'axe du barrage. Cette disposition va permettre ainsi d'éviter de rouler avec les dumpers sur la couche en cours ainsi que de minimiser la circulation sur les surfaces déjà fraisées.

Le BCR est fabriqué à la centrale à béton BCR « SIMEM FLOWBETON 500 TWIN » située à l'amont du barrage en rive droite à la cote 265 et amené sur le lieu de mise en œuvre par un tapis transporteur « tapis Rotec », (voire la photo -03- sur l'annexe C), à l'extrémité de ce dernier sur le barrage se trouve l'engin d'épandage du BCR « crawler placer ». Cet engin est utilisé soit pour épandre directement le BCR, soit pour charger les dumpers qui transportent le BCR dans les zones que le crawler placer n'atteint pas.

Après épandage, le BCR est réglé par un bouteur en couches de 30 centimètres d'épaisseur avec une pente aval/amont de 1,5%, Il est ensuite compacté avec un rouleau vibrant de 12,65T, avec 8 passes vibrées.

Dès la fin du compactage de la couche les joints de contraction verticaux sont réalisés. Voire la photo-02- sur l'annexe C.

Afin de renforcer le béton situé entre les deux waterstops de part et d'autre du joint, un ferraillage léger, placé sur chaque couche, serait de nature à réduire cette fragilité. Voir figure suivante :

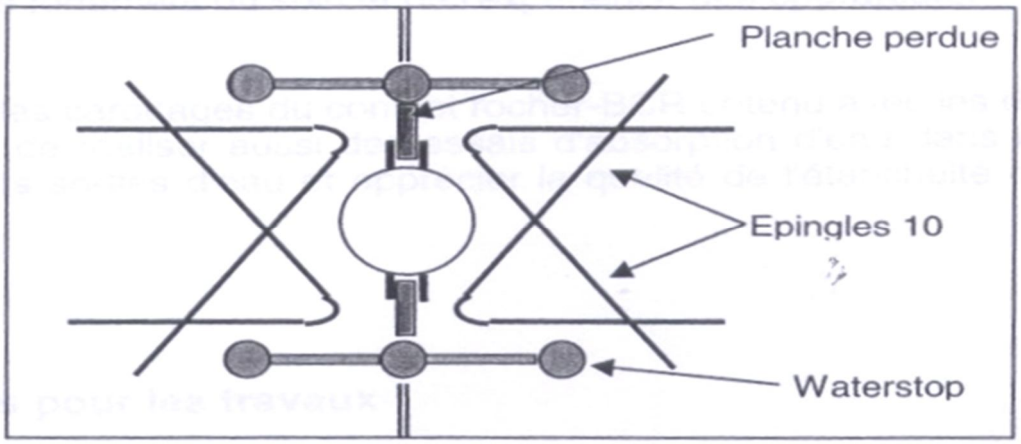


Figure III-4 : Renforcement du béton d'enrobage par des waterstops. Source : [Les bétons compactés au rouleau -Principes, applications et nouveaux développements].

La surface recouverte à chaque levée sera adaptée au cours de la réalisation du barrage en fonction des conditions atmosphériques et de la température moyenne ambiante de manière à recouvrir autant que possible les couches sans joints froids.

Après achèvement d'une couche de remblais en BCR la surface à l'air libre sera gardée humide par aspersion d'eau et/ou par brumisation à partir d'asperseurs /brumisateurs placés sur les coffrages amont et aval ou sur des supports répartis sur la surface de la couche.

Voir la photo -04- sur l'annexe C.

III-6 Fabrication du BCR :

Les matériaux qui serviront à la fabrication du BCR seront transportés des gites d'emprunts, sous forme de tout-venant, vers la station de criblage et de traitement au moyen de camions, directement déchargés dans deux trémies de stockage. Après traitement, les matériaux seront triés en trois classes granulaires (0-5 mm, 5-20 mm, 20-50 mm) formant des tas. Ces granulats seront transportés jusqu'à la centrale BCR par un tapis d'une longueur atteignant les 75 m. Pour mener à bien la production de BCR, la station de traitement aura une capacité de 1000 t/h.

Le dimensionnement de la centrale BCR a été fait afin qu'elle puisse produire la quantité de BCR nécessaire à la mise en œuvre de la couche la plus importante c'est à dire une surface de 14 000 m^2 en moins de 24 h.

Placé en amont du corps du barrage, à l'intérieur de la cuvette à la cote 270, la centrale BCR est distante d'environ 200 m du barrage.

D'une capacité théorique de 500 m^3/h donc une production nominale de 450 m^3/h ; soit un volume de 1080 t/h, la centrale travaillera en continu autour d'un malaxeur spécial BCR et comprendra les éléments suivants:

- 3 Casiers de stockage des agrégats d'une autonomie de 6.4 h alimentés par un tapis provenant directement de la station de traitement des agrégats. Ces casiers ont les capacités suivantes:
  - Sable 0-5 m : 1200 m^3
  - Gravillon 5-20 mm : 700 m^3
  - Gravillon 20-50 mm : 700 m^3

III-6-1 Epaisseur des couches :

Le choix le plus important sera celui de la hauteur des couches. Il a été prévu en solution de base des couches de 40 cm, ce qui est relativement inhabituel, l'épaisseur adoptée couramment partout étant de 30 cm. Car c'était prévu l'usage de compacteurs relativement lourds. La fragilité reconnue des granulats a conduit à l'adoption de compacteurs plus légers. Il devrait un déficit d'énergie de compactage, qu'il faudra compenser pour obtenir sûrement les densités requises, Augmenter le nombre de passes de compacteur n'est pas la solution, car elle favorise l'attrition des gros granulats en surface. S'il y a problème de densité, il faudra donc probablement ramener l'épaisseur des couches à la valeur usuelle de 30cm. Ce choix facilitera les contrôles de densité in-situ (les densitomètres sont conçus pour des épaisseurs de 30 cm). (Voir les deux photos -05-06- sur l'annexe C).

III-6-2 Reprise des joints horizontaux :

L'expérimentation en cours explore les différents temps d'attente entre 4 et 24 heures et les différents types de traitement: nettoyage, décapage, avec ou sans mortier. Des essais de cisaillement indirect (à base de compressions simples sur carottes) ont été faits. Ces éléments permettront de définir les conditions dans lesquelles un décapage et une couche de mortier seront nécessaires, sachant qu'une couche de mortier destinée à compléter l'étanchéité sera en tout état de cause nécessaire sur quelques mètres à partir du parement amont. Ces essais valables dans les conditions de climat hivernal, seront à mettre à jour dans l'avancement des saisons, (voir les photos -07-08- sur l'annexe C).

III-7 Réalisation du parement amont :

Le parement amont du barrage au-dessus du toit de la galerie d'injection en pied de barrage est un parement incliné à 0,65 horizontal pour 1 vertical jusqu'à la cote 299 et 0,4h/1V au-dessus. Il est constitué d'une couche de BCV de largeur variable en section courante et de 1,20 mètre de largeur au droit des joints de contraction.

Ce parement sera coffré en marches de 1,20 m de hauteur, le coffrage sera mis en place et manipulé en partie par les grues à tour et en partie par des grues mobiles présentes sur le barrage.

La mise en place du BCV du parement amont et du BCR à son contact sera réalisée de la manière suivante :

-Mise en place du BCV sans vibration sur une couche de mortier de liaison. Le mortier et le BCV seront mis en place directement par les camions toupies venant de la centrale BCV qui accéderont sur le barrage par des rampes d'accès à construire ;

- Répandage du BCR contre le béton conventionnel au bouteur ;

- Vibration du BCV ;

- Compactage du BCR avec des plaques vibrantes et des petits rouleaux vibrants suivant une procédure à définir dans le massif expérimental.

III-8 Réalisation du parement aval :

Suivant les zones le parement aval du barrage a trois configurations différentes :

- Dans la partie basse entre le fond de fouille et la cote 228 le parement aval est constitué d'un mur vertical en béton armé de 2 mètres d'épaisseur. Il sera construit avant le remblai BCR et servira de coffrage aval pour le BCR.
- Dans la partie centrale du barrage correspondant à l'évacuateur de crue entre la cote 228 et la cote 304,80, le parement aval du BCR est en marches de 1,20 mètre de hauteur avec une pente moyenne de 0,65 horizontal pour 1 vertical. Ces marches seront coffrées en coffrage traditionnel qui sera remonté tous les 1,20 mètre. Le BCR sera répandu contre le coffrage par un bouteur puis compacté. Dans cette partie centrale au-dessus de la cote 304,80 se trouve le seuil de l'évacuateur. Les méthodes de construction de l'évacuateur de crues seront traitées à part.
- Dans la partie du barrage entre l'évacuateur de crues et la rive droite au-dessus de la cote 232 et entre l'évacuateur de crues et la rive gauche au-dessus de la cote 237, (plot non déversant) le parement aval du BCR est en marches de 1,20 mètres de hauteur avec une pente moyenne de 0,65 horizontal pour 1 vertical jusqu'à la cote 282,20 puis avec une pente moyenne de 0,65 horizontal pour 1 vertical de la cote 228 au sommet du barrage. Il est constitué de béton conventionnel de 30 cm d'épaisseur.

III-9 Réalisation des galeries dans le barrage :

Le barrage comporte trois grandes galeries horizontales qui traversent le barrage de rive à rive aux cotes 232,20, 258,60 et 285,00. Il comporte également des galeries de liaison horizontales pour accès aux chambres des pendules.

III-9-1 Réalisation des galeries horizontales :

Ces galeries font 3,00 mètres de largeur horizontalement entre parois en BCR et 3,30 mètres de hauteur avec un élément en BCV préfabriqué comme couverture supérieure et un radier en BCV avec caniveaux de 0,30 mètres d'épaisseur. Les galeries de drainage seront coffrées avec des panneaux bruts, sur une hauteur correspondant à la hauteur libre de la galerie augmentée de la profondeur du ou des caniveaux de drainage. Ces coffrages seront mis en place sur la couche de BCR et maintenus

pendant toute la durée de montée de celui-ci. Une fois la hauteur atteinte, les panneaux seront démontés. Il sera bétonné, en fond de galerie, un radier en BCV non armé comportant les formes de pente et de caniveaux nécessaires. Enfin, disposera en couverture de la galerie des dalles préfabriquées de l'épaisseur d'une couche de BCR, reposant d'au moins 30 cm de part et d'autre de la tranchée. La longueur unitaire de ces dalles correspondra à la largeur intérieure de la galerie : on pourra ainsi, par empilement successif des dalles disposées en lieu et place du coffrage, maintenir des passages pour les engins pendant la construction des dites galeries.

III-10 Appareils d'Auscultation :

Type d'appareils	Nombre
Appareils vinchon :	37
Cellule de pression :	36
Cocardes tricolores :	35
Extensomètres en fondation :	02 (longueur 50 m)
Extensomètres en parement :	03
Fibre optique	
Pendules directs :	10
Pendules inversés :	04
Piézomètre à lecture directe :	15
Repères de nivellement :	23
Strong Motion Accélérographe :	03
Thermomètres :	74

III-11 Ecologie :

Comme l'indique leur nom, un barrage est obstacle artificiel contre l'écoulement normal naturelle de l'eau qui suit le parcourt du cours d'eau ; cependant, cet écoulement naturel est riche en espèces qui vivent le long de ce cours d'eau, ce processus est très fragile et sensible à tout changement surtout celle induit par une intervention humaine sur la nature.

Donc le parcours de cette vase qui traversera sur le cours d'eau le barrage de Beni Amerane et finira par dégagement au niveau de l'exutoire de Zemmouri ; est un processus écologique très important pour la nourriture des espèces maritime, qui attend ce cycle naturel. C'est pourquoi qu'on doit protéger notre nature et lutter contre la destruction de ce système écologique.

III-11-1 Solution adoptée pour la vase :

Le barrage de **Koudiat Acerdoune** ne tient pas ce problème en considération, c'est pourquoi qu'il ne contient aucun système conçu spécialement pour ce but ; d'où on 'a pensé à équiper ce barrage par un système qui permet d'assuré ce but de chasser et évacuer cette vase vers l'aval.

Ce système est composé de plusieurs capteurs flottants formés par des tuyaux rotatifs sur des points liant ces derniers par un collecteur principale de forme trait casser du haut vers le bas et joindre tous les tubes chasseurs, de la côte 310 m jusqu'à la côte 230 m, cela conduit à l'utilisation de 11 tubes de dégagement ; tous ces équipement sont supportés par le corps du barrage à l'aide des guides ; ces derniers sont de forme d'un quart de cercle et cela pour fixer sur un plan et guider le rabatteur flottant et maintenir ces faunes au même niveau que le plan d'eau ; la nature du matériaux de construction de ces ensembles est bien choisie pour que le moment d'inertie n'influe pas sur la profondeur maximale des faunes favorisée par le corps flottant.

Le fonctionnement de ce système dépend du niveau de plan d'eau comme ce fait le passage de la chasse d'un rabatteur à un autre ;

Non seulement ça, mais aussi d'obtenir de l'eau au niveau des prises d'eau très lucide avant qu'elle soit dirigée vers la station du traitement.

La figure suivante donne l'aperçu sur une partie en fonction.

L'état actuelle de ce phénomène au niveau du barrage est donné par la photo -09- sur l'annexe C.

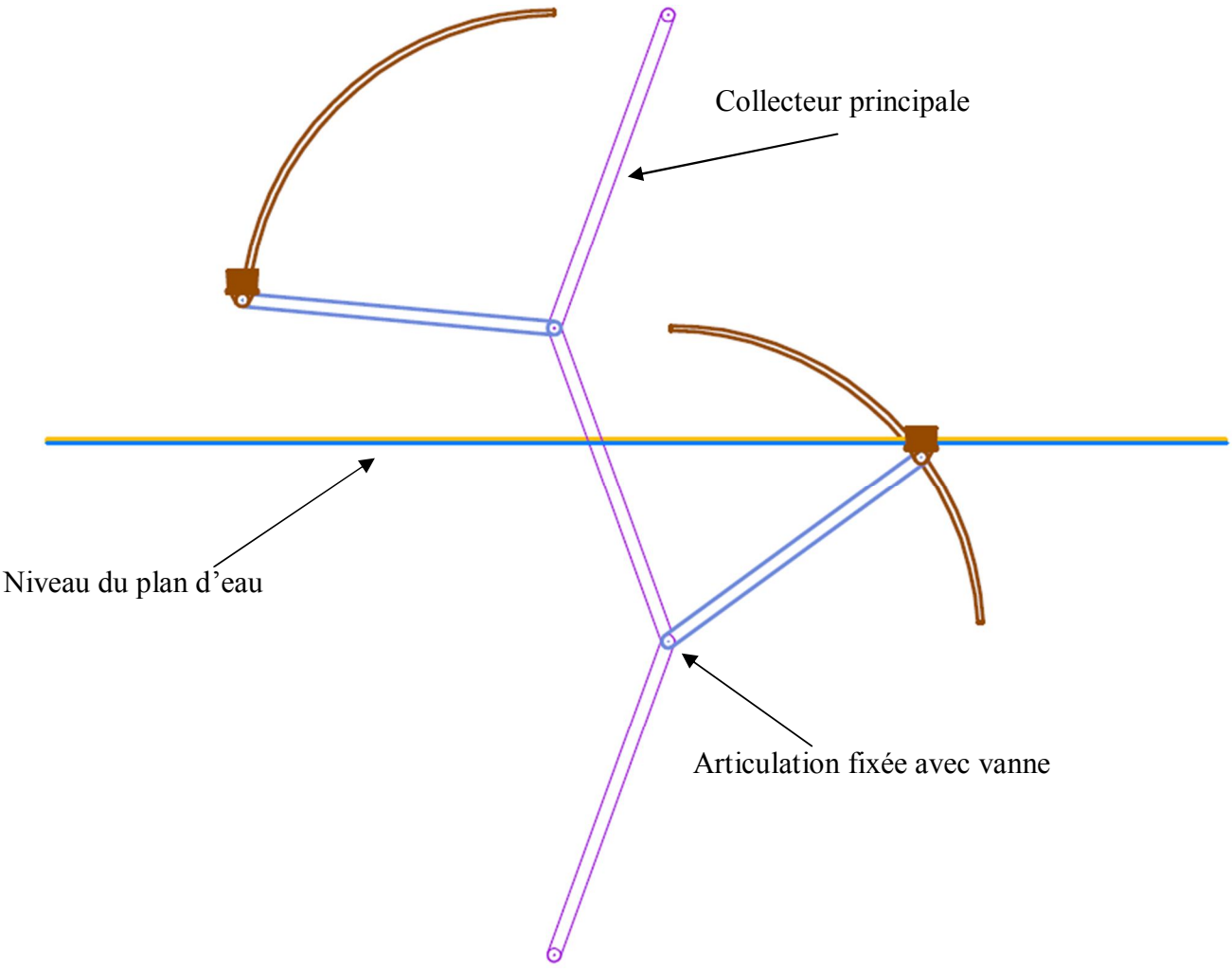


Figure III-5 : Rabatteurs flottants en fonction (chasse de la vase).

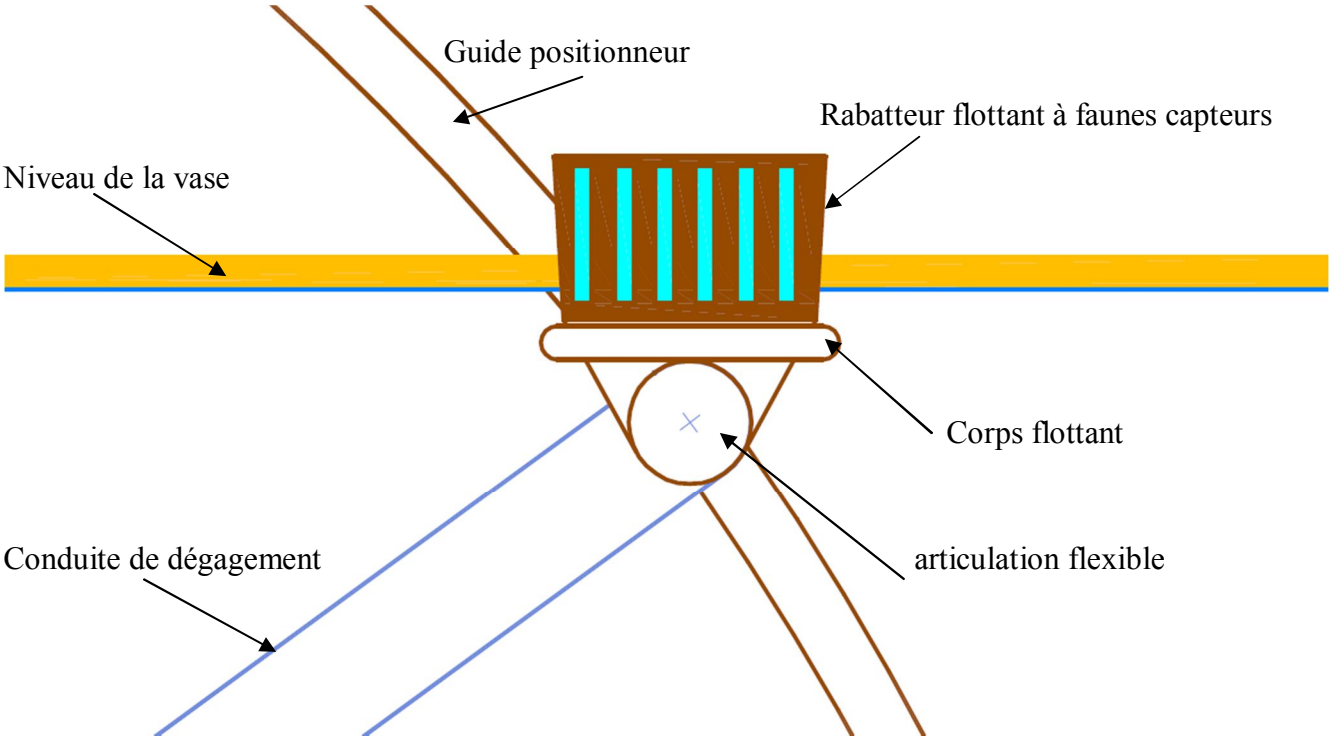


Figure III-6 : Détail sur le rabatteur flottant.

Conclusion :

Les essais de formulation du BCR, dont les résultats ont été présentés ci avant, ont montré qu'il était possible d'obtenir une formule qui répond aux exigences du CPT:

- maniabilité initiale de 18 â 20 minutes ne dépassant pas 35 minutes au bout d'1 heure ;

- aucune tendance à la ségrégation ; mélange pâteux et «collant » ;

- densité supérieure à 2,4t/m^3 ;

- résistance en compression simple à 90 jours supérieure à 11MPa. Cette formule est définie par

- un dosage en équivalent ciment de 120kg/m^3;

- une quantité de fines (inférieurs à 80µ (y compris ciment)) de 240kg/m^3, le complément de fines étant apporté par du filler calcaire ou des pouzzolanes naturelles ;

- un D_{max} de 50 mm, et une décomposition en 3 classes granulaires semi-concassées ;

- (0/5) mm, (5 /20) mm, et (20/50) mm ;

- l'introduction, à 0,6% du poids de ciment d'un retardateur de prise (PRD de Sika) ;

- l'introduction, à 0,4% du poids de ciment d'un plastifiant réducteur d'eau (Plastiment HP de Sika).

CHAPITRE IV :

Dimensionnement de l'évacuateur de crues.

Introduction :

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

IV-1 Données de base :

- Débit de crue Q = 7000 m^3 /s ;
- La largeur déversant nette L_{nette} = B = 127 m :
- Seuil déversant sur la côte 310 m.

IV-1-1 Parement amont vertical :

Le seuil sera constructivement reporté vers l'amont du parement du barrage pour permettre un raccordement du coursier sur le parement aval

IV-1-2 Calcul hydraulique des différents paramètres :

A) Débit unitaire : $q = {}^{Q}/_{B}$;

AN : $q = {}^{7000}/_{127}$ d'où : q = 55,12 m^3/S/ml.

B) Profondeur critique : $y_c = \sqrt[3]{{}^{q2}/_{g}}$;

AN : $y_c = \sqrt[3]{{}^{55,12^2}/_{9,81}}$ d'où : y_c = 6,77 m.

C) Charge totale : Hs = (3/2)×y_c Hs = (3/2)× 6,77 d'où : Hs = 10,15 m/ml.

D) Charge sur le déversoir : $q = {}^{Q}/_{Lnet} = \mu \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$;

Admettons μ = 0,49 ; alors q = 0,496 × 4,47 × $H_0^{3/2}$ = 55,12 d'où : H_0 = 8,5.

On' à (P + E) ~ 100 m ; et : ${}^{HO}/_{P+E}$ = 0,085

On cherche la valeur correcte de μ, pour cela en se basant sur l'Abaque de L'**USBR** suivante :

Tableau IV-1 : Valeur de μ en fonction de parement amont et $^{HO}/_{P+E}$.

$^{HO}/_{P+E}$ paem	0,02	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	1	2	4	6
Vertical (1)	0,495	0,496	0,496	0,492	0,490	0,490	0,485	0,472	0,450	0,430
1/3		0,493	0,493	0,942	0,490	0,490	0,848	0,478	0,458	0,437
2/3		0,491	0,491	0,491	0,488	0,488	0,486	0,479	0,460	0,440
1/2		0,488	0,488	0,488	0,488	0,488	0,486	0,480	0,462	0,447

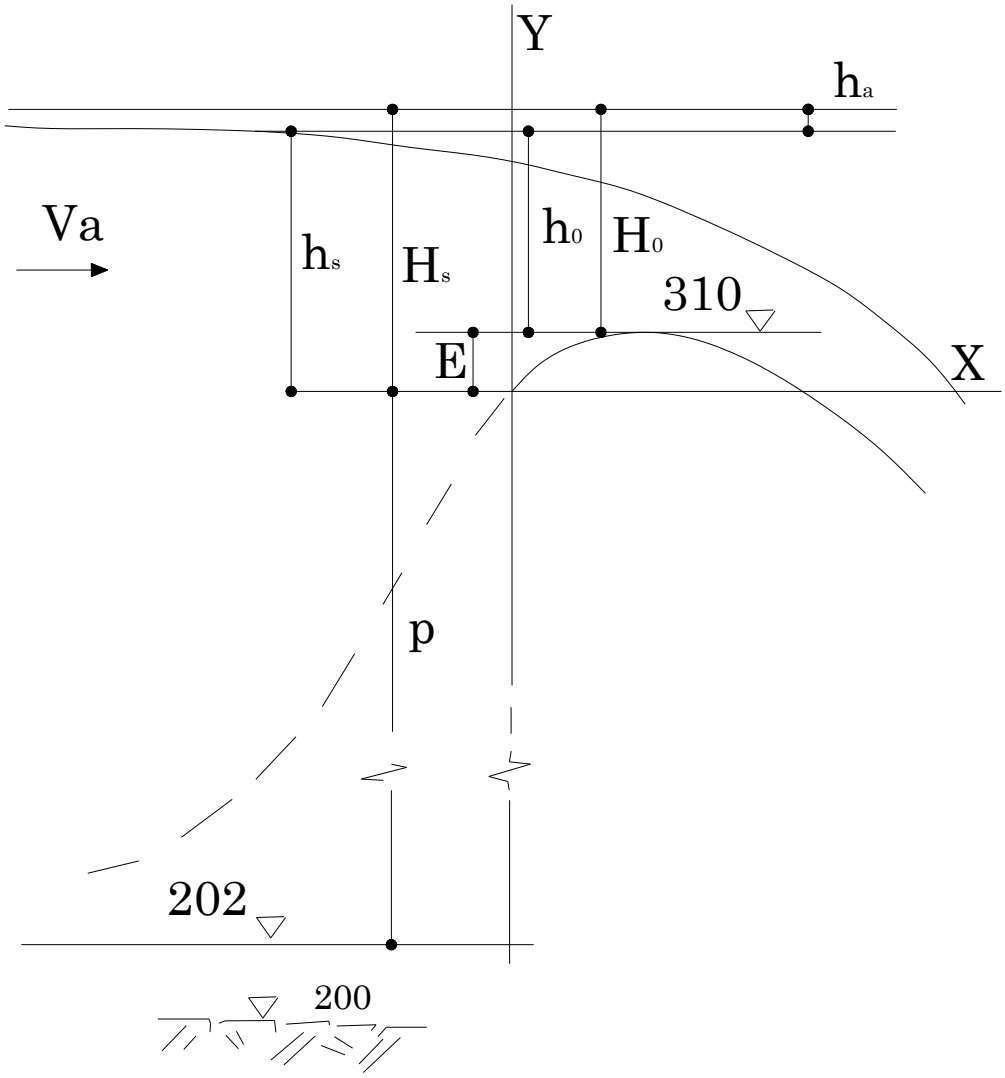


Figure IV-1 : Dimensions du déversoir.

E) La vitesse d'approche : va = $^{q}/_{Hs+P}$ posons apriori Hs < H_0 = 8,5 ;

Donc on prend : Hs = 10 ; va = $^{55,12}/_{10+100}$ d'où : va = 0,5 m /s.

F) Hauteur d'approche : ha = $^{va^2}/_{2g}$ donc ha = 0,013 m.

G) Correction de la valeur de Hs : pour $^{ha}/_{H0} = {}^{0,013}/_{8,5} = 0,0015$; et considérons le parement amont vertical ; en se basant toujours sur la méthode de L'**USBR**, l'Abaque suivante donne la valeur de $^{Hs}/_{H0}$.

Tableau IV-2 : Valeur de $^{Hs}/_{H0}$ en fonction de parement amont et $^{ha}/_{H0}$.

$^{ha}/_{H0}$ paem	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,1
Vertical (1)	1,13	1,129	1,125	1,119	1,112	1,109	1,102	1,1	1,09	1,081
1/3	1,096	1,094	1,092	1,090	1,088	1,085	1,083	1,081	1,078	1,071
2/3	1,067	1,065	1,064	1,063	1,062	1,061	1,060	1,059	1,058	1,053
1/2	1,048	1,047	1,047	1,046	1,045	1,044	1,043	1,042	1,041	1,040

Donc $^{Hs}/_{H0} = 1,13$ d'où : Hs = 1,13 × 8,5 Alors : Hs = 9,76 m ;

Par contre on' à E = Hs – H_0 = (9,76 – 8,5) = 1,26 m. E = 1,26 m.

IV-1-3 Tracé de la veine fluide (nappe d'eau) :

Tableaux IV-2-3 : Valeur de $^{Y}/_{Hs}$ en fonction de parement amont, $^{X}/_{Hs}$ et $^{ha}/_{Hs}$.

Seuils normaux, face inferieure de la veine liquide.

$^{X}/_{Hs}$ $^{ha}/_{Hs}$	Parement amont vertical				
	0,002	0,02	0,06	0,1	0,14
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
02	0280	0265	0235	0200	0180
04	0490	0460	0400	0340	0300
06	0650	0605	0530	0447	0400
08	0765	0720	0630	0540	0470
0,10	0,0860	0,0810	0,0710	0,0602	0,0520
12	0940	0880	0770	0655	0560
14	1000	0940	0820	0686	0580
16	1045	0980	0845	0716	0595
18	1080	1010	0870	0730	0600
0,20	0,1105	0,1030	0,0880	0,0740	0,0599
22	1120	1040	0885	0742	0590
24	1120	1050	0880	0740	0577
26	1120	1045	0875	0720	0560
28	1115	1040	0860	0700	0535
0,30	0,105	0,1020	0,0845	0,0673	0,0503
32	1090	1005	0820	0642	0477
34	1070	0980	0785	0604	0440
36	1040	0950	0750	0570	0397
38	1010	0910	0710	0524	0353
0,40	0,0970	0,0870	0,0670	0,0480	0,0303
42	0920	0820	0620	0430	0250
44	0870	0775	0565	0370	0195
46	0820	0715	0515	0315	0138
48	0760	0660	0455	0253	0060
0,50	0,070	0,060	0,039	0,018	-0,001
54	056	046	025	004	017
58	040	030	009	-0,013	034
62	024	013	-0,009	031	052
66	004	-0,006	028	050	071
0,70	-0,016	-0,028	-0,049	-0,071	-0,091
74	038	049	072	093	114
78	062	072	095	116	137
82	086	097	120	142	162
86	112	122	146	168	188

Suite au tableau précédent.

X/Hs \ ha/Hs	Parement amont vertical				
	0,002	0,02	0,06	0,1	0,14
0,90	-0,138	-0,150	-0,173	-0,195	-0,216
94	167	179	202	224	244
98	198	208	231	254	274
1,00	214	224	247	270	290
10	300	310	330	352	372
1,20	-0,393	-0,402	-0,422	-0,443	-0,463
30	495	504	522	543	463
40	600	614	630	650	670
50	724	733	750	769	784
60	850	860	874	895	904

Seuils normaux, face supérieure de la veine liquide.

X/Hs \ ha/Hs	Parement amont vertical				
	0,002	0,02	0,06	0,1	0,14
-3,5	0,990	0,974	0,934	-------	-------
3,00	988	970	931	0,876	0,812
2,50	984	966	928	872	810
2,00	979	961	923	869	807
1,50	972	955	919	866	804
-1,00	0,958	0,944	0,911	0,859	0,799
0,80	947	934	902	850	795
0,60	930	918	890	840	790
0,40	911	899	872	823	777
0,20	883	871	844	800	760
0,00	0,845	0,832	0,804	0,764	0,732
20	790	778	752	717	690
40	714	702	680	650	625
60	619	606	584	558	533
80	494	482	462	440	418
1,00	0,344	0,332	0,310	0,290	0,270
40	-0,007	-0,074	-0,086	-0,104	-0,112
80	597	601	608	622	630
2,20	-1,255	-1,264	-1,272	-1,271	-1,265
60	-2,090	-2,090	-2,086	-2,086	-2,046

Pour le tracé de cette veine fluide on opte pour les valeurs correspondent au rapport ha/Hs = 0,002.

Tableaux IV-4 : Récapitulatif des résultats pour la veine liquide inférieure (Radier).

X/Hs	Y/Hs	X (m)	Y (m)	X/Hs	Y/Hs	X (m)	Y (m)
0	0	0	0	0,62	024	6,051	234
0,049	0,049	0,390	0,478	66	004	6,442	0,039
08	076	781	0,742	70	-016	6,832	-0,156
12	094	1,171	0,917	74	038	7,222	371
16	105	562	1,025	78	062	7,613	605
20	110	952	074	82	086	8,003	839
22	112	2,147	093	86	112	8,394	093
24	112	342	093	90	138	8,784	347
26	112	538	093	94	167	9,174	630
28	1115	733	088	98	198	9,565	932
30	1105	928	078	1,00	214	9,760	-2,089
32	109	3,123	064	11	300	10,736	-2,928
36	104	514	015	12	393	11,712	-3,836
40	097	904	0,947	13	495	12,688	-4,831
44	087	4,294	849	14	606	13,664	-5,915
48	076	4,685	742	15	724	14,640	-7,066
54	056	5,270	547	16	850	15,616	-8,296
58	040	5,661	390				

Tableaux IV-5 : Récapitulatif des résultats pour la veine liquide supérieure (surface libre).

$X/_{Hs}$	$Y/_{Hs}$	X (m)	Y (m)	$X/_{Hs}$	$Y/_{Hs}$	X (m)	Y (m)
-3,5	0,990	-34,16	9,662	0,0	0,845	0	8,247
3	988	29,28	643	2	790	+1,952	7,710
2,5	984	24,40	604	4	714	3,904	6,969
2	979	19,52	555	6	619	5,856	6,041
1,5	972	14,64	487	8	494	7,808	4,821
1	958	9,76	350	1,0	344	9,76	3,357
0,8	947	7,808	243	1,4	-0,067	13,664	-0,654
6	930	5,856	077	1,8	-0,597	17,568	-5,827
4	911	3,904	8,891	2,2	-1,255	21,472	-12,249
2	883	1,952	8,618	2,6	-2,090	25,376	-20,398

Donc le tracé de la veine liquide sera comme suite :

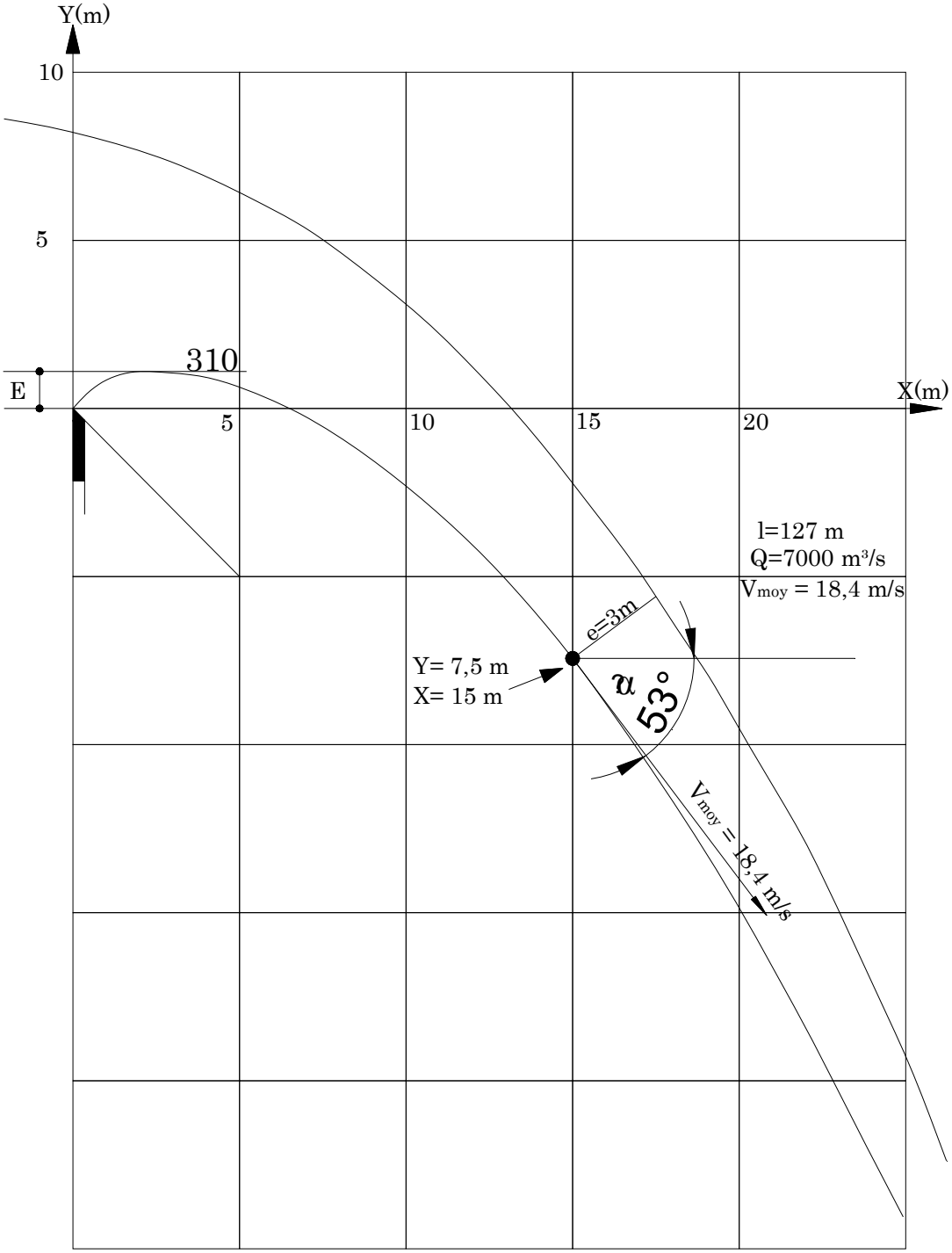


Figure IV-2 : Veine liquide sur le déversoir.

Pour prolonger le tracé de la veine inférieure (sur radier) ; on considère que l'écoulement du jet soit libre depuis le point de coordonnées (X=15m, Y= -7,5m), la section de la lame déversant au niveau de ce point est (e = 3 m, d'après le tracé de la veine liquide) et que la largeur efficace du déversoir soit l = 127m, donc la section d'eau à cet endroit est (S = 3×127 = 381 m²).

D'où la vitesse moyenne d'une tranche d'eau est (V_{moy} = Q/S = 7000/381 = 18 m/s la vitesse de l'écoulement pour calcul ligne d'eau est acceptable).

D'après le graphique aussi, on peut tirer directement la valeur de l'angle que fait la vectrice vitesse tangente à la direction de la veine liquide avec l'horizontale ; elle est de (α = 53°),

$v_x = v \times \cos\alpha$

$v_y = v \times \sin\alpha + gt$

les coordonnées sont : $x = v\cos\alpha t$:

$y = v\sin\alpha + gt^2/2$.

D'où : $v = (x/\cos\alpha t)$ et $t = x/(v \times \cos\alpha)$;

D'où : $y = x\,tg\,\alpha + g\frac{x^2}{2v^2\cos^2\alpha}$ avec α = 53° ;

Donc tg α = 1,327 et cos α = 0,6018.

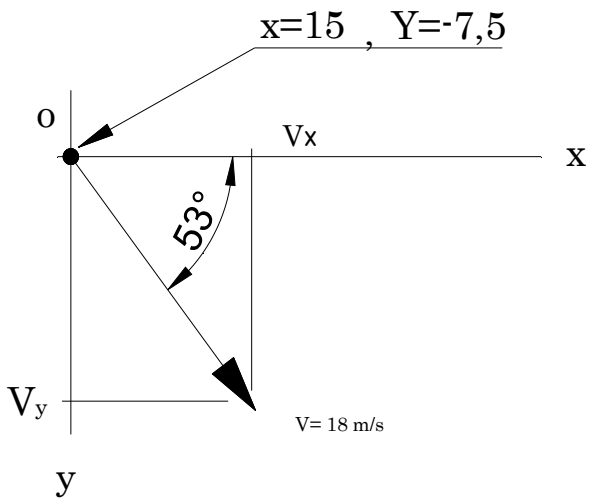


Figure IV-3 : Vectrice vitesse tangente.

Soit : $y = 1{,}327x + 0{,}0418x^2$.

X (m)	16	17	18	19	21	23	27
Y (m)	-8,87	-10,32	-11,86	-13,48	-16,97	-20,79	-22,83

IV-1-3 Ligne d'eau sur le coursier :

A) Niveau des plus hautes eaux **:** NPHE = NNR-E+H_s = 310 -1,26 + 9,76 ;
D'où NPHE = 318,5 m ;

B) Point de départ du coursier (niveau) **:** N_{DC} = NNR-E–7,5 = 310–1,26-7,5 ;
D'où N_{DC} = 301,24m.

C) Charge motrice sur le radier **:** H_m = NPHE-N_{DC} = 318,5-301,24 d'où H_m = 17,26 m.

Sans tenir en compte de la perte de charge, la vitesse max théorique serait U = $\sqrt{2gh}$; soit U = $\sqrt{19{,}62 \times 17{,}26}$

Donc U= 18,4 m/s ; en cet endroit V_{moy} ~18m/s, d'où l'ordre de grandeur des pertes de charge sur le coursier incurvé U=$\sqrt{2g(H-\Delta H)}$ = 18 d'où : 16,51= 18,4-ΔH, donc ΔH = 1,89 m.

IV-1-4 Effet piles et culées **:** les recommandations de dimensionnement pour cette partie sont donne par l'annexe.

A) ***Nombre de passes*** **:** en admettant e_{max} = 2 m ;
1) Première approximation **:** posons 6 passes, donc largeur d'une passe $l_p = \frac{127{,}5}{6}$ = 21,25 m.

Cela n'est pas valide car ; pour le corps du barrage, la décomposition en plot (entre joints) ne peut pas dépasser 20 m, (problème de dissipation de la chaleur ou effet thermique).

2) Deuxième approximation : posons 7 passes, d'où : $l_p = \frac{127,5}{7} = 18,2$ m.

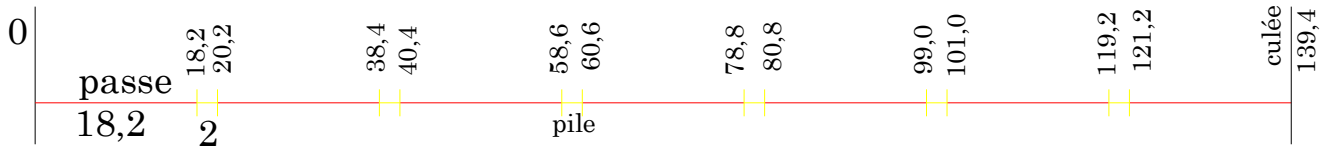


Figure IV-4 : Disposition de culées, piles et passes.

L'effet de contractions latérales au passage de l'écoulement sur la crête, du fait de la présence d'obstacles (piles, culées) peut être pris en compte en corrigeant la largeur du seuil par la formule suivante : $\Delta L = 2(N \times K_p + K_a) \times H_0$; à condition d'insérer des piles à profil de nez satisfaisant, càd (suffisamment hydrodynamique), et de respecter pour les culées un arrondi de rayon

$(0,2H_0 < r < 0,5H_0)$.

$\Delta L = 2(6 \times 0,01 + 0,1) \times 8,5 = 2,72$ m ; $L_{total} = 139,4 + 2,72 = 142,1$ m.

Pour piles à nez soigneusement profilé $K_p = 0,01$; et à point d'attaque dans le plan normal du parement. L'effet de contraction le plus marqué se présentera aux culées ; avec $H_0 = 8,5$ m,

On' à : $r = 0,5\ H_0 \leftrightarrow r = 4,25$ m et pour $r = 0,2\ H_0 \leftrightarrow r = 1,7$ m ;

- Un profil amont de la pile satisfaisant le profil de Joukovsky pour une épaisseur max e = 2 m, situe cette dernière du profil à 3,2 m du point d'attaque.

B) ***Forme optimum des piles*** : la meilleure façon de diminuer les contractions consiste à donner à la tête de la pile la forme d'un profil aérodynamique.

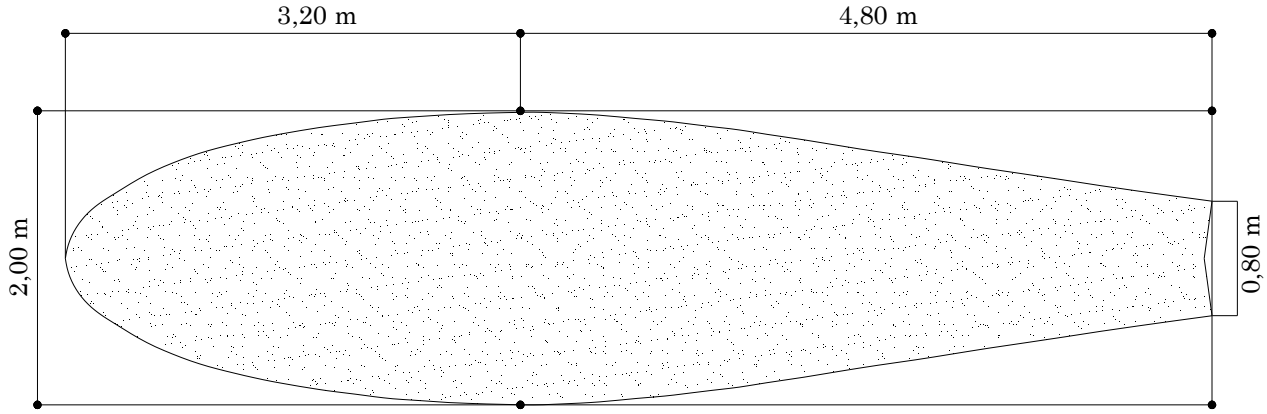


Figure IV-5 : Vue en plan d'une pile type.

IV-1-5 Calcul hydraulique de la Cuillère :

- Accélération : $a_x = 0$; $a_y = -g$;
- Vitesse : $V_x = C^{te} = V \times \cos \alpha$

$$V_y = -gt + C^{te} = V \times \sin \alpha - gt$$

Angle pour jet max d'après $\frac{\partial xi}{\partial \alpha} = 0$; d'où $\alpha = ½ \arccos \left({l \times g}/{(l \times g - V^2)} \right)$; [l signe -].

En éliminant le paramètre t, on aura : $t = \frac{x}{V\cos\alpha} \leftrightarrow Y = (x\,tg\,\alpha) - \left(\frac{x^2}{\frac{4V^2}{2G}\cos^2\alpha}\right)$;

Avec : $h_v = (v^2/2g)$ et Y_{max} pour $\frac{dy}{dx} = 0$.

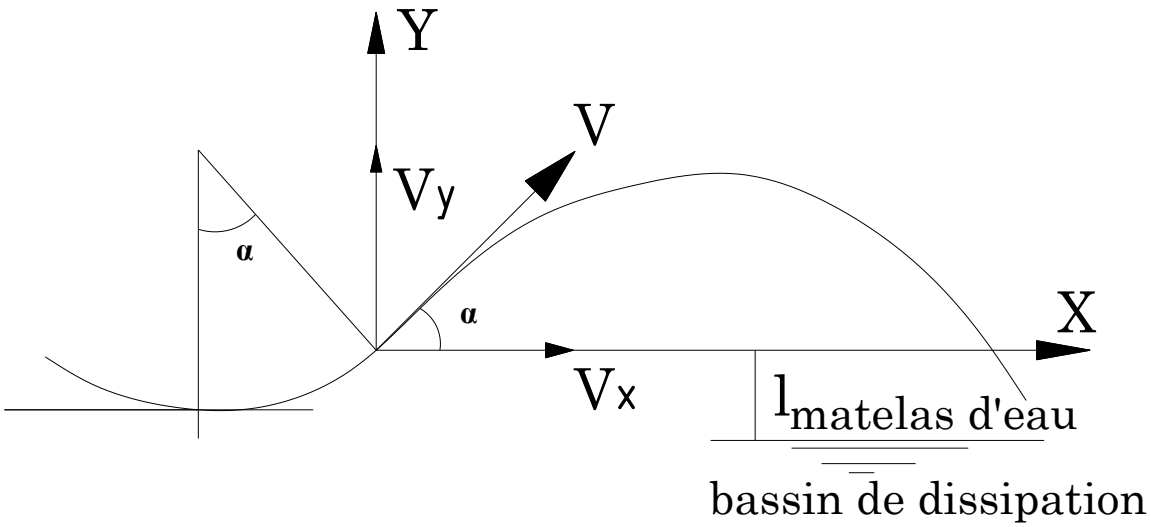


Figure IV-6 : Jet formé par la cuiller.

Portée max α = 45° mais α recommandé ≤ 35°, donc il faut que le radier incurvé soit suffisamment long pour guider la veine liquide.

Plus α est élevé, plus que le jet sera « cassé » et freiné par l'air ; et si α est petit donc la composante V_h soit grande d'où l'écoulement à l'aval à vitesse d'ensemble plus élevée, donc pour α > 35° gain très faible.

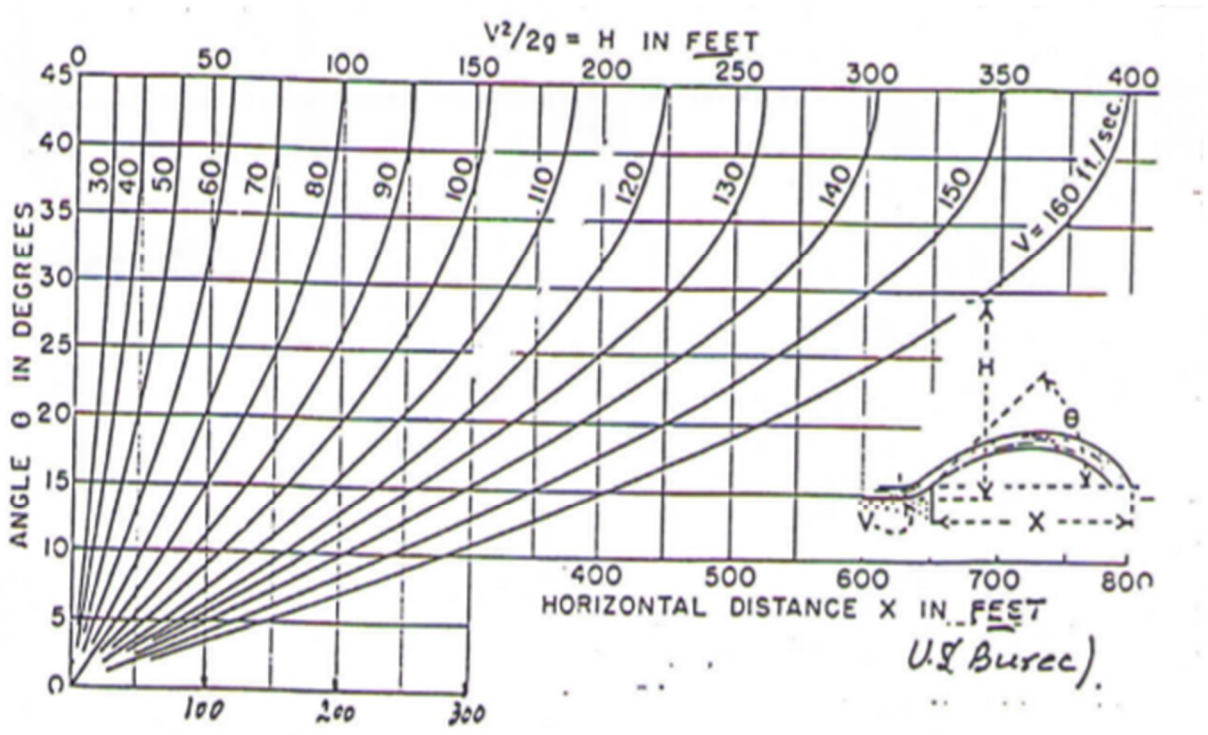


Figure IV-7 : Abaque pour le calcul des paramètres de jet [USBR].

(United States Bureau of Reclamation)

La vitesse de la veine liquide libre à la côte 232 m est de 37 m/s.

Plusieurs angles entre (35°-30°), et vitesses entre (37-38) m/s ; ont été testés à l'aide du modèle réduit de l'ensemble de déversoir ; et les résultats recommandés pour la chute optimum à l'aval (impact sur l'aval) sont représentés au graphique suivant :

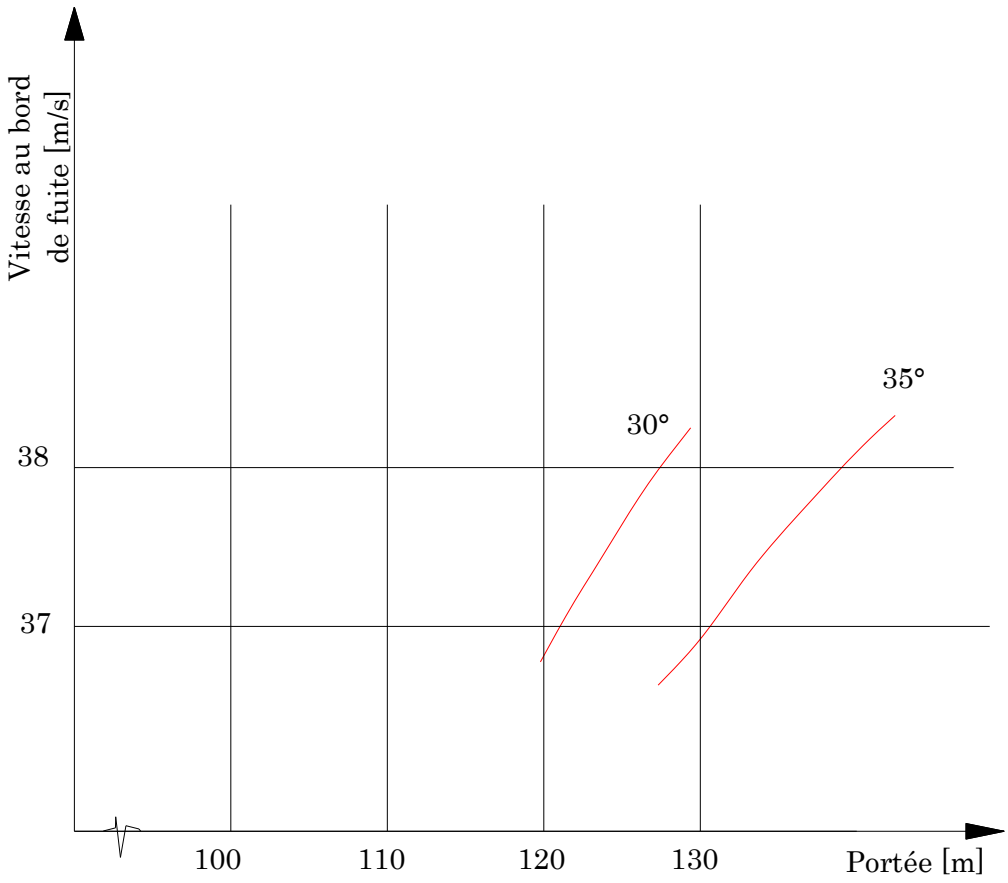


Figure IV- 8 : Courbes d'optimisation de l'impact du jet.

Conclusion :

Cette conception est dominée par l'importance de débit de la crue ; le problème essentiel posé par la conjugaison de ce fort débit avec l'importante hauteur du barrage et celui de la dissipation d'une énorme quantité d'énergie à la restitution dans la rivière, sans provoquer d'érosion dans le lit et sur les berges.

La disposition adoptée est classique pour un barrage poids en béton ; il est installé dans sa partie centrale avec cette disposition des organes annexes :

- Un coursier qui suit la pente amont de la section résistante du barrage ;
- Une cuillère terminale qui forme un saut de ski et éloigne du pied du barrage la fosse d'érosion creusée dans le fond de la vallée par l'impact du jet ;
- Un déversoir de crête calé à la côte de retenue normale 310 m.

CHAPITRE V :

Calcul de Stabilité

et de Résistance.

Introduction :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage-poids, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carre de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraine une diminution de stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. Ainsi, à titre d'exemple une sur hauteur d'eau de 1 m entraine, pour un barrage de 10 m de hauteur, une poussée accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %.

L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, l'étude concerne également la stabilité interne des plots en dessinant dans l'ouvrage des plans de contact fictifs, généralement horizontaux, qui peuvent aussi coïncider des reprises de bétonnages. Des surfaces de rupture potentielles peuvent enfin être envisagées dans la fondation, notamment s'il s'agit des surfaces plus faibles (fractures, couches de moindre résistance, etc…).

V-1 Actions :

V-1-1 Actions permanentes:

a) ***Poids propre du barrage*** :

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. La densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4.

V-1-2 Actions variables :

a) ***Poussée de l'eau*** :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire a une pression variant linéairement avec la profondeur .La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné.

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1,05 à 1,1 le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

b) ***Sous pression sous la fondation*** :

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

c) ***Poussée des glaces*** :

Cette action n'est pas prise en considération sauf si l'environnement du barrage le justifie.

V-1-3 Actions accidentelles:

a) ***Séisme*** :

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;

- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique.

***V-1-4 Autres efforts*:**

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge .

V-2 Calcul de la stabilité:

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

Parement amont vertical ;

Epaisseur en crête nulle ;

Parement aval constant de fruit égal à m

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale.

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau V-1 : Coefficients de sécurité.

	Conditions		
	normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement Inclinaison de la résultante	1,33	1,1	1,05
Glissement Résistance au cisaillement	3-4	2-2,7	1,3-1
Renversement	1,5	1,25	1,1
Contrainte de compression	0,28 × R_c	------	0,35 × R_c

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

V-3 Calcul des différentes charges :

V-3-1 Calcul des charges verticales :

a) *Poids propre du barrage* :

$$P_m = \gamma_b \times S_p \times g = \frac{1}{2} \times \gamma_b \times h_b^2 \times g \times (m_1 + m_2).$$

Avec : P_m : Poids propre du corps du barrage (tf/m) ;

γ_b : Poids volumique de béton (24 KN/m^3) ;

S_p : Aire du profil déversant (m^2) ;

m_1, m_2 : Fruits des talus amont et aval respectivement (0,4-0,5) ;

h_b : Hauteur du barrage = 109 m.

AN : $P_m = 1/2 \times 2{,}4 \times 109^2 \times 9{,}81 \times 0{,}9 = 150033.$

$$P_m = 150033 \text{ tf/m}.$$

b) *Sous pression hydrostatique* :

- Conditions normales :

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement.

$$Fs_1 = 1/2 \times \gamma_w \times g \times m_1 \times h_{NNR}^2$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (10KN/m^3) ;

AN : $Fs_1 = 1/2 \times 1 \times 9{,}81 \times 0{,}4 \times 109^2 = 23310{,}5.$

$$Fs_1 = 23310{,}5 \text{ tf/m}.$$

- Conditions exceptionnelles :

$$Fs_2 = 1/2 \times \gamma_w \times g \times h_{PHE}^2$$

AN : $Fs_2 = 1/2 \times 1 \times 9{,}81 \times 0{,}4 \times 117{,}5^2 = 27087{,}8.$

$$Fs_2 = 27087{,}8 \text{ tf /m}.$$

c) *Poids de la colonne d'eau amont* :

- Conditions normales:

$$P_{wh1}^{am} = \gamma_w \times S_h^{am} \times g = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_{NNR}^2 \times g \times m_1$$

AN: $P_{wh1}^{am} = \frac{1}{2} \times 1 \times 109^2 \times 9{,}81 \times 0{,}4 = 23310{,}5.$

$$P_{wh1}^{am} = 23310{,}5 \text{ tf/m}.$$

- Conditions exceptionnelles:

$$P_{wh2}^{am} = \gamma_w \times S_h^{am} \times g = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_{PHE}^2 \times g \times m_1$$

AN: $P_{wh2}^{am} = \frac{1}{2} \times 1 \times 117{,}5^2 \times 9{,}81 \times 0{,}4 = 27087{,}8.$

$$P_{wh2}^{am} = 27087{,}8 \text{ tf/m}.$$

d) *Poids de la colonne d'eau aval* :

$$P_{wh}^{av} = \gamma_w \times S_h^{av} \times g = 1/2 \times \gamma_w \times g \times m_1 \times h_{av}^2$$

Avec :

h_{av} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 25 m ;

AN : $P_{ph}^{av} = 1/2 \times 1 \times 9{,}81 \times 0{,}5 \times 25^2 = 1532{,}8.$ $P_{wh}^{av} = 1532{,}8$ tf/m.

V-3-2 Calcul des charges horizontales :

a) *Poussée hydrostatique à l'amont* :

- Conditions normales :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 \times g \times h_{NNR}^2 \times \gamma_w \quad /m_1 = 1;$$

AN: $P_{h1}^{am} = 1/2 \times 9{,}81 \times 109^2 \times 1 = 58276{,}3.$

$P_{h1}^{am} = 58276{,}3$ tf/m.

- Conditions exceptionnelles :

$$P_{h2}^{am} = 1/2 \times g \times h_{PHE}^2 \times \gamma_w \quad / m = 1;$$

AN: $P_{h2}^{am} = 1/2 \times 9{,}81 \times 117{,}5^2 \times 1 = 67720.$

$P_{h2}^{am} = 67720$ tf/m.

b) *Poussée hydrostatique à l'aval* :

$$P_h^{av} = 1/2 \times g \times h_{av}^2 \times \gamma_w \quad / m = 1$$

AN: $P_h^{av} = 1/2 \times 9{,}81 \times 25^2 \times 1 = 3065{,}6$;

$P_h^{av} = 3065{,}6$ tf/m.

c) *Poussée des sédiments* :

$$P_s = 1/2 \times g \times h_s^2 \times \gamma_s$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiment dans le barrage = NVM = 268 m, d'où h = 66 m ; (50 an) /m = 1 ;

γ_s : poids volumique des sédiments = 19 KN/m^3 ;

AN: $P_s = 1/2 \times 9{,}81 \times 66^2 \times 1{,}9 = 40595{,}7$; $P_s = 40595{,}7$ tf/m.

V 3-3 Calcul de la charge sismique :

a) *Une force horizontale vers l'aval* :

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité α varie de 0,1 à 0,2 selon la magnitude du séisme.

$$F_h = \alpha \times P_m = 0{,}2 \times 150033 = 30006{,}6$$

Avec :

F_h : Force horizontale provoquée par le séisme $F_h = 30006{,}6$ tf/m.

b) *Une verticale vers le haut* :

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \alpha \times P_m = 0{,}1 \times 150033 = 15003{,}3$$

$F_v = 15003{,}3$ tf /m.

c) ***Un supplément de poussée hydrostatique*** :

La formule la plus simple est celle de Westergaad (1933). Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui de la force horizontale : $\Delta P_{eau} = 0{,}875 \times g \times \gamma_w \times \alpha \times \sqrt{h}$.

Avec : ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique ;
h : Hauteur du colonne d'eau = 109 m.

AN: $\Delta P_{eau} = 0{,}875 \times 1 \times 9{,}81 \times 0{,}2 \times \sqrt{109} = 18$; $\Delta P_{eau} = 18$ tf/m.

Tableau V-2 : Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	Fs	23310,5	27087,8
Poids propre du corps	p_m	150033	
Poids de la colonne d'eau amont	P_{wh}^{am}	23310,5	27087,8
Poids de la colonne des sédiments	P_{cs}	32476,6	
Poids de la colonne d'eau aval	P_{wh}^{av}	1532,8	
Poussée hydrostatique à l'amont	P_h^{am}	58276,3	67720
Poussée hydrostatique à l'aval	P_h^{av}	3065,6	
Poussée des sédiments	P_s	40595,7	

Les différentes charges sont représentées sur cette figure :

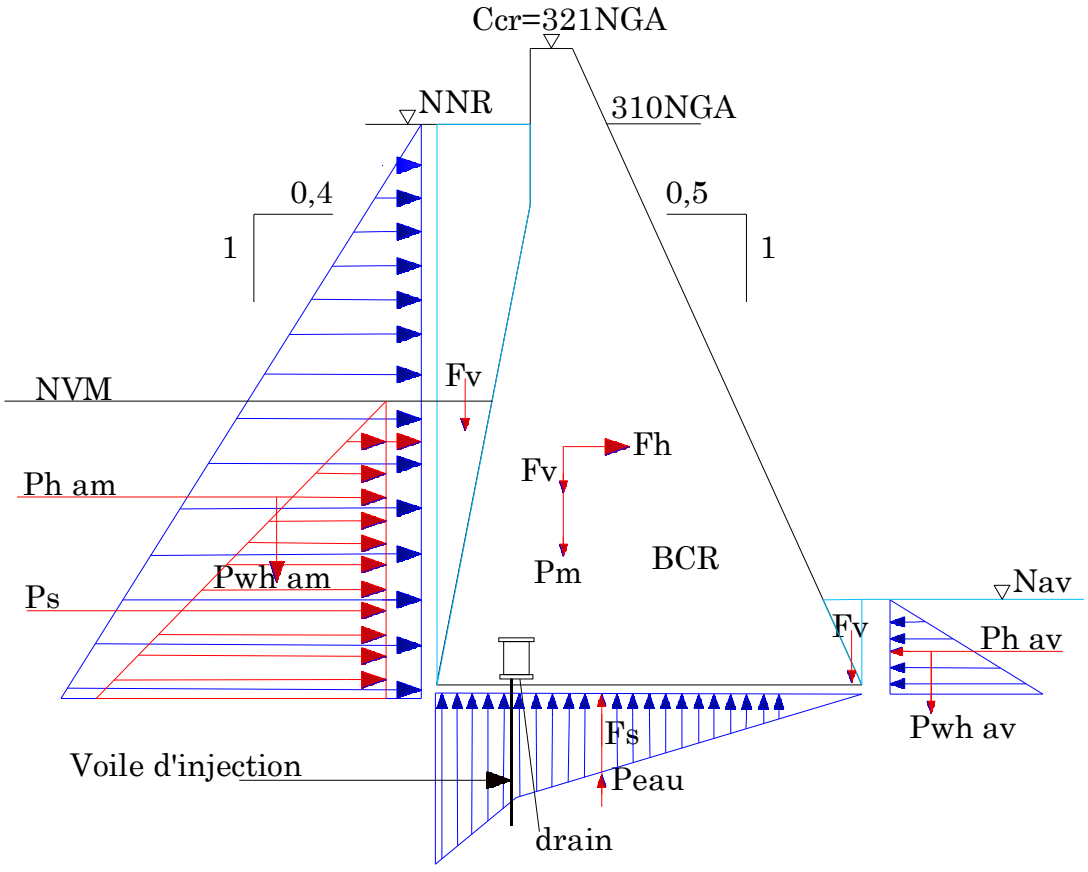


Figure V-1 : Différentes charges appliquées sur le barrage.

V-4 Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\Sigma\, Fv * tg\omega + Cs}{\Sigma\, FH} \geq K_{adm}$$

Avec : F_v : Σ des charges verticales ;

F_H : Σ des forces horizontales ;

ω : Angle de frottement pris généralement = 45° ;

K_{adm} : Coefficient de sécurité ;

Cs : Cohésion = 0,5 MPa.

V-4-1 Conditions normales:

$$\Sigma F_v = P_m - Fs + P_{wh}^{am} + P_{wh}^{av}.$$

ΣF_v = 150033-23310,5+23310,5+1532,8= 151565,8

$$\Sigma F_v = 151565{,}8 \text{ tf/m.}$$

$$\Sigma F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av}$$

ΣF_H = 58276,3+40595,7-3065,6 = 95806,4

$$\Sigma F_H = 95806{,}4 \text{ tf/m.}$$

$$\frac{151565{,}8*1+0.5}{95806{,}4} = 1{,}58 \geq K_{adm}=1{,}33.$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

V-4-2 Conditions exceptionnelles :

ΣF_v = 150033-27087,8+27087,8+1532,8 = 151565,8

$$\Sigma F_v = 151565{,}8 \text{ tf/m.}$$

ΣF_H = 67720+40595,7-3065,6 = 105250,1

$$\Sigma F_H = 105250{,}1 \text{ tf/m.}$$

$$\frac{151565{,}8*1+0.5}{105250{,}1} = 1{,}44 \geq K_{adm}=1{,}1.$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

V-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) :

$$\Sigma F_v = P_m - Fs + P_{wh}^{am} + P_{wh}^{av} - F_v + \Delta P_{eau}$$

ΣF_v = 150033-23310,5+23310,5+1532,8-15003,3+18 = 136581,23

$$\Sigma F_v = 136581{,}23 \text{ tf/m.}$$

$\Sigma F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_H$ = 58276,3+40595,7-3065,6 +30006,6 = 126813

$$\Sigma F_H = 126813 \text{ tf/m.}$$

$$\frac{136581{,}23*1+0.5}{126813} = 1{,}077 \geq K_{adm} = 1.$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

V-5 Stabilité au renversement :

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. Les moments sont exprimés en valeurs absolues. $\frac{MS}{MR} \geq K_{adm}$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices ;

MR : moment des forces motrices ou renversantes.

Les bras de levier sont calcules par rapport au point B au pied aval du barrage.

V-5-1 Conditions normales:

$MS=P_m \times m_2h_b+P_{wh}^{am} \times 5/3h(m_1+m_2)-[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{wh}^{am}+[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{cs}+P_{wh}^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})+P_h^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})$

MS= 8926963,5+3811266,75-2081627,65+2900160,38+6386,66+12773,33 = 13575923

MS = 13575923 tf m.

$MR= P_h^{am} \times 1/3h+Fs \times 2/3(m_1+m_2)h+P_s \times 1/3\ h_s$

MR= 2117372,03+1524506,7+893105,4= 4534984,33

MR = 4534984,33 tf m.

$\frac{13575923}{4534984,33} = 3 \geq K_{adm}=1,5.$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

V-5-2 Conditions exceptionnelles :

$MS=P_m \times m_2h_b+P_{wh}^{am} \times 5/3h(m_1+m_2)-[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{wh}^{am}+[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{cs}+P_{wh}^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})+P_h^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})$

MS= 8926963,5+4774224,75-2626162,2+3148606,4+6386,66+12773,33 = 14242792,44

MS = 13943252,52 tf m.

$MR= P_h^{am} \times 1/3h+Fs \times 2/3(m_1+m_2)h+P_s \times 1/3\ h_s$

MR= 2652366,66+1909689,9+893105,4= 5455162

MR = 5455162 tf m.

$\frac{13943252,52}{5455162} = 2,55 \geq K_{adm}=1,25.$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

V-5-3 Conditions extrêmes :

$MS=P_m \times m_2h_b+P_{wh}^{am} \times 5/3h(m_1+m_2)-[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{wh}^{am}+[(m_1+m_2)h-1/3m_1h_s] \times P_{cs}+P_{wh}^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})+P_h^{av} \times (1/3 \times m_2h_{av})$

MS= 8926963,5+3811266,75-2081627,65+2900160,38+6386,66+12773,33 = 13575923

MS = 13575923 tf m.

$MR= P_h^{am} \times 1/3h+(Fs+ \Delta Peau) \times 2/3(m_1+m_2)h+P_s \times 1/3\ h_s+ F_v \times m_2h_b$

MR= 2117372,03+1525684+893105,4+892696,4= 5428857,8

MR = 5428857,8 tf m.

$\frac{13575923}{5428857,8} = 2,5 \geq K_{adm}=1,1.$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

V-5-4 Conclusion :

D'après les calculs effectués ci-avant, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement est assurée dans les différentes conditions.

V-6 Calcul de la résistance :

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables. Cependant, le barrage à un profile géométrique symétrique ; notamment le fruit amont de 0,4h/1v, donc un parement amont incliné, ce qui justifie une insuffisance pour l'application des théorèmes des éléments finies et de la résistance des matériaux.

V-6-1 Intérêt du parement amont incliné : le barrage-poids classique à parement amont vertical constitue un ouvrage très sûr, il présente toutefois les inconvénients majeurs suivants :

- Exige une fondation en « bon rocher » qui, jusqu'à une certaine profondeur, présente des qualités mécaniques analogues à celles du matériau du barrage.
- Sensible aux fortes secousses sismiques qui provoquent dans le parement amont des tractions verticales de dépasser les limites admissibles par le matériau.
- Demeure sensible à une élévation anormale de la cote de la retenue même s'il est, de ce point de vue, beaucoup plus sûr que la plupart des barrages en remblai.

Ces inconvénients disparaissent si l'on inclue suffisamment le parement amont avec évidement, en contrepartie, une augmentation du volume du corps du barrage réalisé par un matériau peu coûteux.

Ce matériau, demeurait hypothétique, peut être aujourd'hui constitué par un BCR avec des granulats peu coûteux et à faible teneur en liant.

La figure ci-dessous représente les sollicitations au niveau de la fondation pour un RDSM=100 m de haut avec un fruit de 0,4h/1v. γ =24 KN/m³

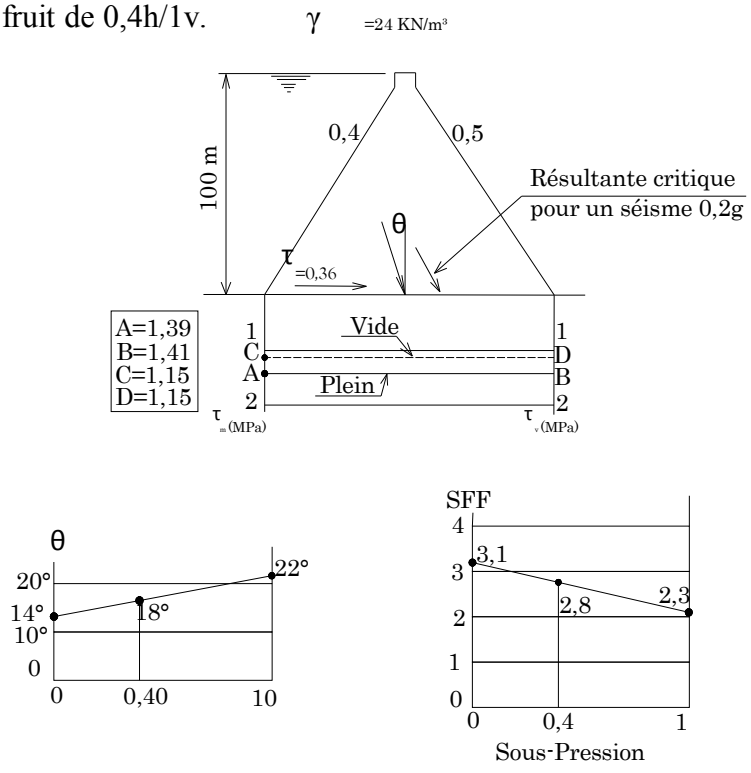


Figure V-2 : Sollicitations au niveau de la fondation pour un RDSM.

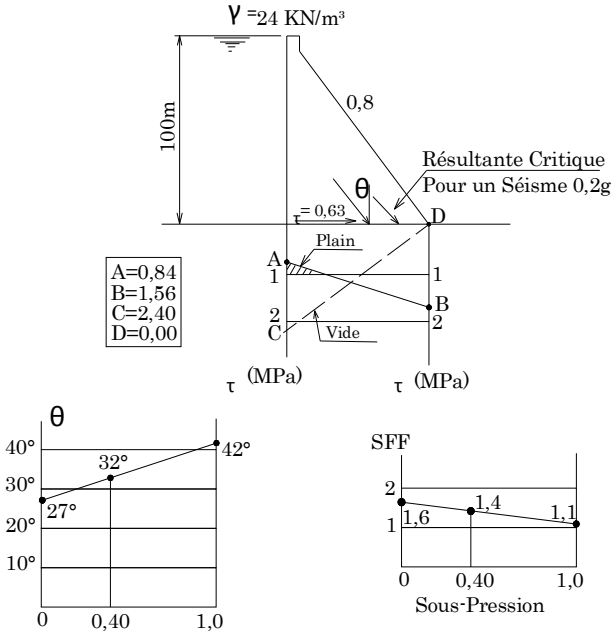


Figure V-3 : Sollicitations au niveau de la fondation pour un profil à parement amont vertical.

V-6-2 Interprétation :

- la contrainte normale sur la fondation est uniforme de l'amont à l'aval du fait de la symétrie et est très peu modifiée lors des remplissages et des vidanges du barrage ;
- la condition de Maurice Lévy est largement satisfaite pour le RDSM (contrainte totale de compression au pied amont très au-dessus de 1MPa). Le matériau n'a donc besoin d'aucune résistance à la compression, alors que le semi-profile aval travail bien à cet effet ;
- La contrainte maximale de compression est égale à 1,4 MPa alors qu'elle est égale à 2,4MPa pour le profil traditionnel ;
- La contrainte moyenne de cisaillement est approximativement deux fois plus faible que pour le profil traditionnel ;
- L'inclinaison de la résultante, à hypothèse de sous-pression équivalente, passe de 32° pour le profil triangulaire à 18° pour le profil symétrique. Dans les conditions les plus défavorables de sous-pression cette inclinaison ne dépasse pas 22°, à comparer avec 42° pour le profil triangulaire ;
- Les faibles contraintes du RDSM lui permettent de s'accommoder de fondations rocheuses à faible résistance mécanique.

Conclusion :

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans lesquels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en compression du parement amont alors qu'il travaille à la traction.

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux et l'optimisation du temps de réalisation.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, quelques soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI-1 Planning des travaux :

Les délais de réalisation du projet de Koudiat Acerdoune ont été proposés par l'entreprise et fixés à 35 mois. Avant le début des travaux un planning général est établi, décrivant toutes les tâches à réaliser, il est revu tous les trois mois suivant les changements ou les retards dus à des imprévus rencontrés sur le chantier. Ce planning dépend aussi du régime hydrique de l'Oued Isser et de ses affluents.

Un phasage des travaux a été effectué, divisant ces derniers en trois phases.

- La première phase comporte plusieurs taches qui sont:
  - La préparation du chantier ;
  - La mobilisation du matériel ;
  - Les reconnaissances géotechniques complémentaires ;
  - Installations industrielles de chantier ;
  - Pistes de chantier ;
  - Une partie des permis de dérivation ;
  - Terrassement des rives.
- La deuxième phase des travaux consistera en la réalisation des :
  - Pertuis de dérivation ;
  - Terrassement du lit de l'oued Isser ;
  - Batardeaux amont et aval ;
  - Préparation des stocks d'agrégats ;
  - Réalisation des galeries d'injection ;
  - Injections de consolidation ;
  - Réalisation du corps du barrage et de l'évacuateur de crues.

- La troisième phase des travaux comportera les taches à réaliser qui suivent:
  - Achèvement des injections de consolidation ;
  - Achèvement du corps du barrage ;
  - Achèvement du corps du barrage et de l'évacuateur de crues ;
  - Construction de la tour de prise ;
  - Placement de l'équipement électrique et mécanique.

Ce planning permettra de suivre les travaux de près et de garantir une bonne organisation de chantier, en évitant tous les problèmes résultants de la dépendance de certaines tâches. Il permet aussi d'optimiser la construction de l'ouvrage en prévoyant toutes les étapes des travaux, leurs durées et leur interdépendance.

VI-2 Matériels du BCR :

- 1 Crawler Placer.
- 2 à 3 Dumpers « Volvo A 35 » ;
- 1 Bouteur « Caterpillar D6 M LGP » ;
- 1 à 3 Compacteur « Bomag BW 213 » ;
- 1 à 2 Compacteur « Bomag BW 100 » ;
- 1 Pelle sur pneus « Volvo » EW 170, (Equipée de « guillotine » pour la réalisation des joints de construction : voir procédure spécifique: PT 307) ;
- Un camion aspirateur ;
- Trois tapis transporteurs pour les agrégats ;
- 2 silos de stockage pour ciment ;
- 1 Trémie de réception pour les agrégats ;
- Malaxage : 2 malaxeurs d'une capacité théorique de 250 m^3/h chacun ;
- Circuit de dosage d'eau ;
- Un tapis collecteur à la sortie ;
- Cabine de contrôle et de conduite.

Pour respecter les spécifications techniques du projet, il a été prévu un système de refroidissement de l'eau de gâchage du béton, cette eau pourra être refroidie jusqu'à une température de 4°C.
Station de traitement des matériaux donné par la photo -01- sur l'annexe D.

VI-3 Personnels de chantier du BCR :

- 1 Chef de Chantier ;
- BCR :
  - 1 Chef de chantier ;
  - 1 Chef d'équipe ;
  - 1 Conducteur de bull ;
  - 2 à 5 Conducteurs de compacteur ;
  - 1 Conducteur de pelle ;
  - 1 Conducteur camion aspirateur ;
  - 6 Manœuvres.
- Topographie :
  - 1 technicien géomètre ;
  - 1 aide – géomètre ;
- Laboratoire :
  - 1 technicien laboratoire ;
  - 2 aide- laborantins.

VI-4 Transport et mise en place du BCR :

Le transport par tapis est généralement le moyen le plus utilisé pour transporter le BCR pour les grands barrages. Pour le chantier de Koudiat Acerdoune, un système de tapis transporteur de type ROTEC (USA) est utilisé pour la mise en place du BCR. Ce système est utilisé généralement lorsqu'on a une quantité de BCR qui dépasse les 500000 m^3.Une trémie de stockage provisoire, garantie la continuité de la production, elle est d'une capacité de 30 m^3, le matériau ne devra pas y être conservé plus de dix minutes. Le dernier maillon de cette chaîne de transport est un crawler placer qui distribuera le BCR in-situ ; Voir photo -02- sur l'annexe D.

La capacité de transport de ce système dépend essentiellement des pentes des tapis, la production maximale prévue sera supérieure à 500 m^3/h.

Le transport démarre dans un tapis collecteur fixe d'une largeur de 75 cm et de 155 m de long, installé à la sortie de la centrale BCR, celui-ci alimente deux tapis mobiles d'une largeur de 75 cm et de longueurs respectives de 122 m et 70 m. Ces deux tapis ont une vitesse qui peut aller jusqu'à 4.5 m/s et une capacité maximale, qui varie selon leurs pentes, qui peut aller jusqu'à 13 m^3/min.

Le dernier tapis est relié à un tapis d'une longueur de 42 m et de la même largeur, qui alimente le crawler placer. Ce crawler placer est utilisé pour répartir le BCR sur le barrage, il à une grande flexibilité de mouvements, c'est le dernier élément du système ROTEC.

La capacité du crawler placer est de 20.5 m^3/min avec un balancement de 360° et une mobilité sur la verticale qui jusqu'à 20° le crawler placer a un rayon de couverture de 65 m ce qui représente une surface de 13000 m^2.Ce qui permettra de couvrir toute la zone centrale prévue d'après le phasage cité ci-dessus. Pour les deux zones latérales, le BCR y sera amené par des camions directement chargés à partir du crawler placer au niveau de la zone centrale.

Ce système de tapis transporteurs ROTEC permettra de mettre en place le BCR tout en limitant les risques de ségrégation qui peuvent être engendrés par le transport au moyen de camions lors du déchargement. Donc le moyen le plus fiable pour ce qui est de la qualité finale du BCR.

VI-5 Compactage du BCR :

Le béton classique est consolidé par vibration, tandis que le BCR est densifié par compactage. Il y a une grande variété de paramètres pouvant influencer le compactage, tels que la dimension maximale des granulats, le dosage et le type de liant. Le dosage en eau, l'épaisseur des couches, le matériel utilisé, etc.

Le BCR est compacté ou damé pour former une masse dense au moyen d'énergie transmise par des engins extérieurs et densification par tassement sous l'effet de son propre poids. Le compactage doit être exécuté le plutôt possible après l'épandage du BCR, en général dans un délai de 10 à 45 minutes et se fait au moyeu de rouleaux vibrants automoteurs lourds de 15 tonnes partout où cela sera possible. Dans les zones d'obstacles, à proximité des parements et des galeries, des petits rouleaux vibrant de 2 tonnes, plus maniables, seront utilisés mais pour compacter des couches moins épaisses de 20 cm. Là où les petits compacteurs ne pourront pas être utilisés, le compactage sera fait au moyen de plaques vibrantes par couche de 10 cm.

Trois compacteurs lourds sont prévus, dont un réservé en cas de défaillance de l'un des deux autres deux petits compacteurs et une plaque vibrante. Le BCR sera compacté uniformément sur toute la surface. Le nombre est de 10 passes, tel qu'une passe représente un aller simple du rouleau compacteur. La première passe sera réalisée sans vibration. L'expérience montre qu'il ne faut jamais dépasser une vitesse de 2.5 Km/h pour le compactage d'un BCR et les spécifications du projet limitent la vitesse à 2 Km/h.

Les compacteurs ont un rayon d'influence supérieur à l'épaisseur de la couche (>30cm), la couche inférieure sera donc ré-compactée partiellement ce qui permettra d'avoir une meilleure adhérence entre les deux couches. Ces compacteurs travaillent en bandes longitudinales de rive en rive. Pour assurer un compactage homogène de tout le volume de la couche.

Un compactage adéquat est un facteur essentiel en vue d'obtenir un BCR de bonne qualité et permet d'atteindre la densité optimale qui est voisine des 2,4 t/m^3 qui sera contrôlée en permanence à l'aide d'une sonde nucléaire mono-tige « Troxler », dès la fin du compactage. Le Troxler permet d'obtenir une valeur moyenne de la densité et de la teneur en eau du BCR. une photo ci-dessus montre le compactage. Voir leur type à la photo -03- sur l'annexe D.

VI-6 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure suivante :

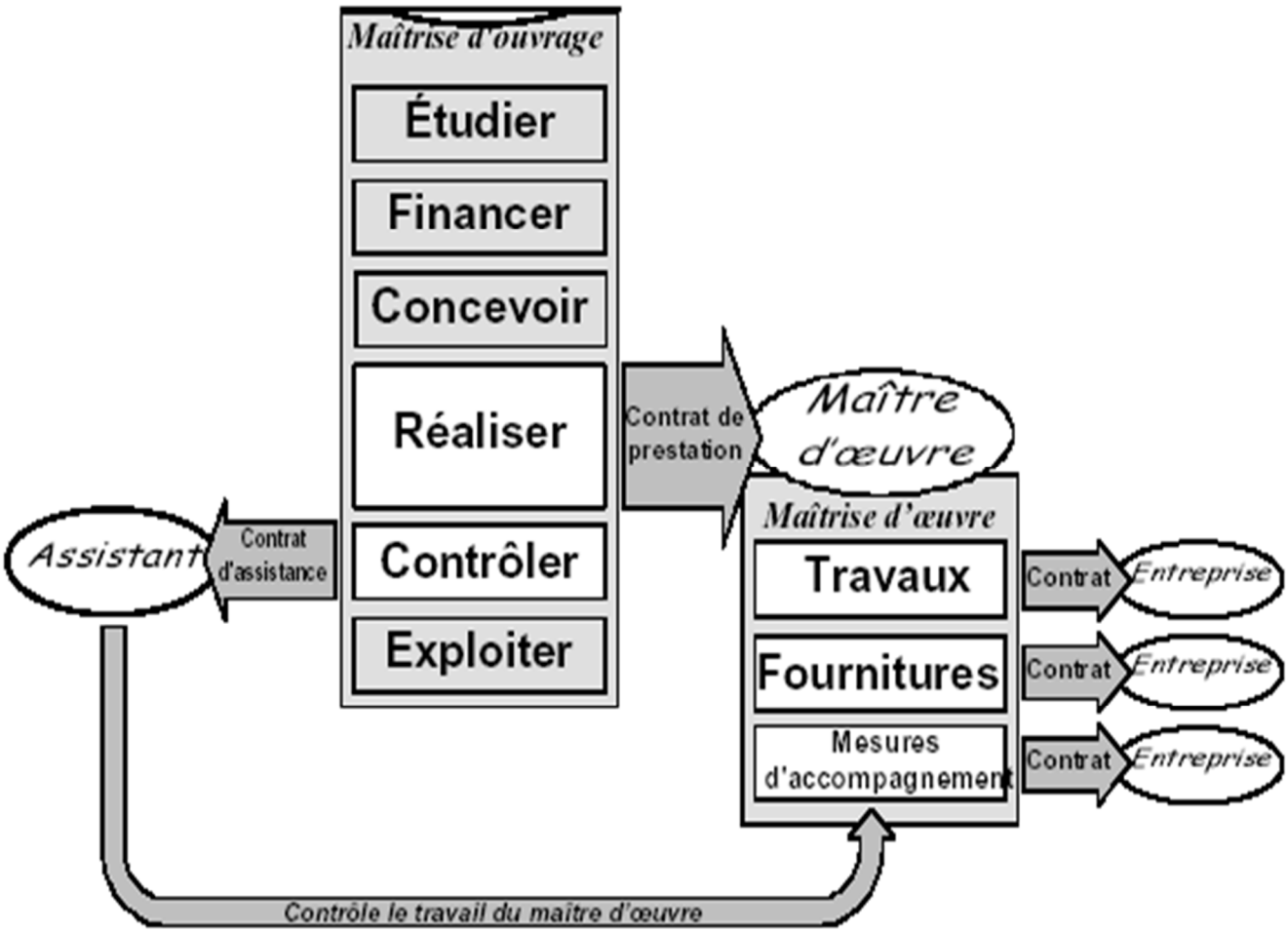


Figure VI-1 : Relation entre les personnes du chantier. Source : [Equipement général des chantiers et terrassement].

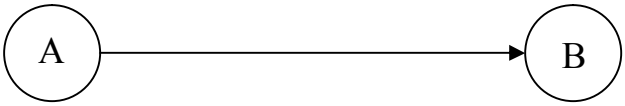
VI-7 Planification :

Elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI-7-1 Techniques de la planification :

On s'intéressera par la méthode basée sur le réseau à nœuds ; dont L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

***VI-7-2 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau* :**

Tableau VI-1 : Résultats de la méthode du tableau.

Symboles	TR	Précèdent	Succèdent	DP		DFP		MT
				DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	2	G,H,M	/	0	2	0	2	0
B	7	K	/	0	7	0	7	0
C	4	I	/	0	4	1	5	1
D	5	I	/	0	5	0	5	0
E	5	I	/	0	5	0	5	0
F	5	I	/	0	5	0	5	0
G	6	N,Q	A	2	8	2	8	0
H	11	R,h’	A	2	13	2	13	0
I	15	W	C,D,E,F,L	5	20	5	20	0
J	5,5	V	N	10,5	16	10,5	16	0
K	9	V	B	7	16	7	16	0
L	4	I	/	0	4	1	5	1
M	8,5	J,P,Y	A	2	10,5	2	10,5	0
N	2,5	J,P,Y	G	8	10,5	8	10,5	0
P	5,5	V	M,N	10,5	16	10,5	16	0
Q	4	e’	G	8	12	8	12	0
R	4	S,Z,c’	H	13	17	13	17	0
S	4,5	T,a’	R	17	21,5	17	21,5	0
T	3,5	U,g’	S	21,5	25	21,5	25	0
U	3	i’,d’,b’,X	T,a’	25	28	25	28	0
V	17	j’	J,K,P,Y,e’	16	33	16	33	0
W	8	X,b’,d’,i’	I	20	28	20	28	0
X	5	j’	U,W,c’	28	33	28	33	0
Y	5,5	V	N,M	10,5	16	10,5	16	0
Z	3	f’	R	17	20	17	20	0
a’	3,5	U,g’	S	21,5	25	21,5	25	0
b’	5	j’	V,W,c’	28	33	28	33	0
c’	11	X,b’,d’,i’	R	17	28	17	28	0
d’	5	j’	V,W,c’	28	33	28	33	0
e’	4	V	Q	12	16	12	16	0
f’	13	j’	Z	20	33	20	33	0
g’	8	j’	a’,T	25	33	25	33	0
h’	23	/	H	13	36	13	36	0
i’	5	j’	e’,W,U	28	33	28	33	0
j’	3	/	i’,g’,f’,d’,V,X,b’	33	36	33	36	0

il est à noter que l’unité du temps comprise est un (1) mois.

Ces résultats montre bien que ce planning des travaux est plein des chemins critiques ; et qui montre aussi le bon compromis et cela est le plus possible pour réaliser le projet du barrage dans les 36 mois.

La représentation du réseau dans un seul graphique à nœuds est très imbriquer, donc on va éclater cette représentation de ce dernier sous forme de plusieurs représentations graphique.

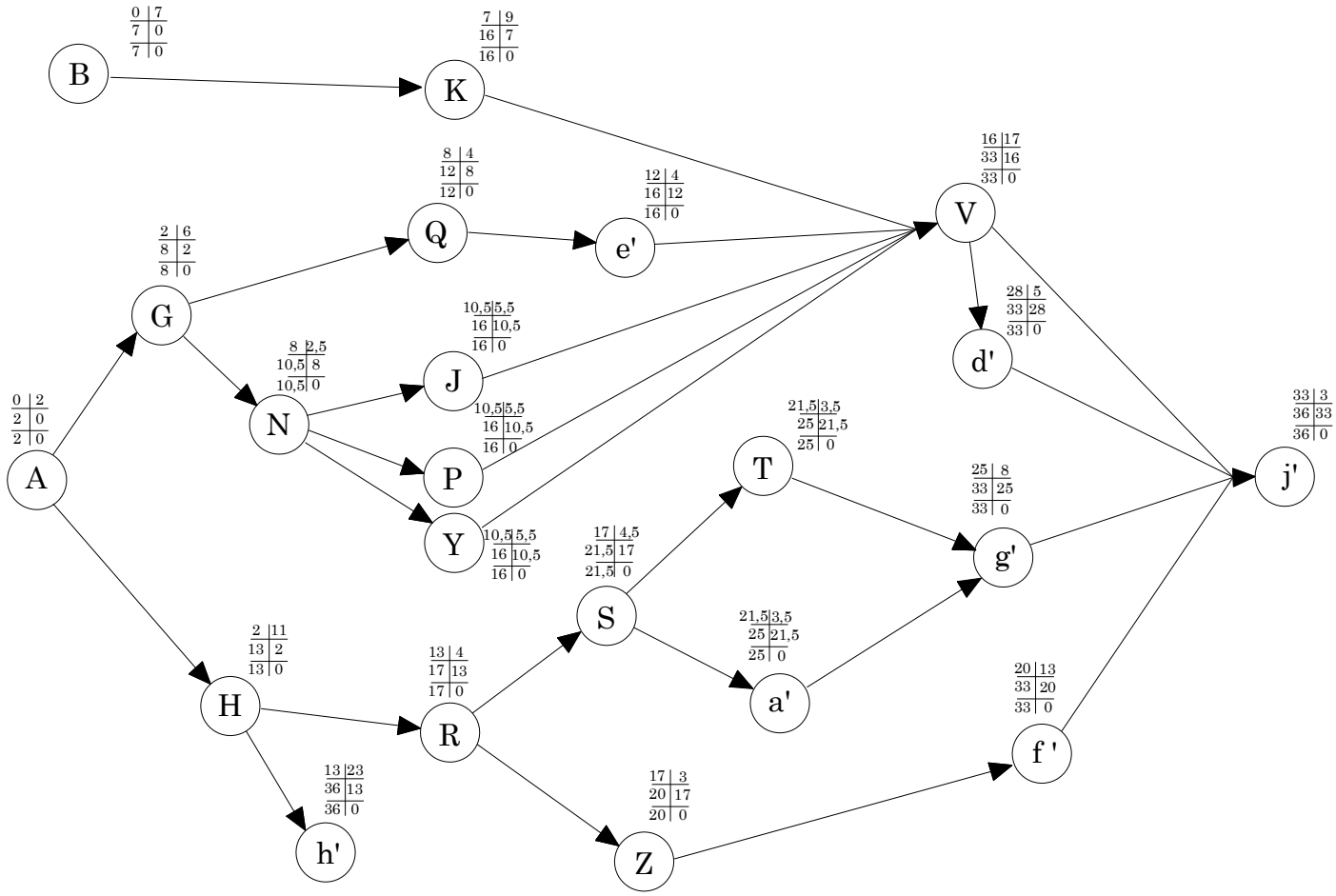


Figure VI-2 : Réseau à nœuds – première décomposition.

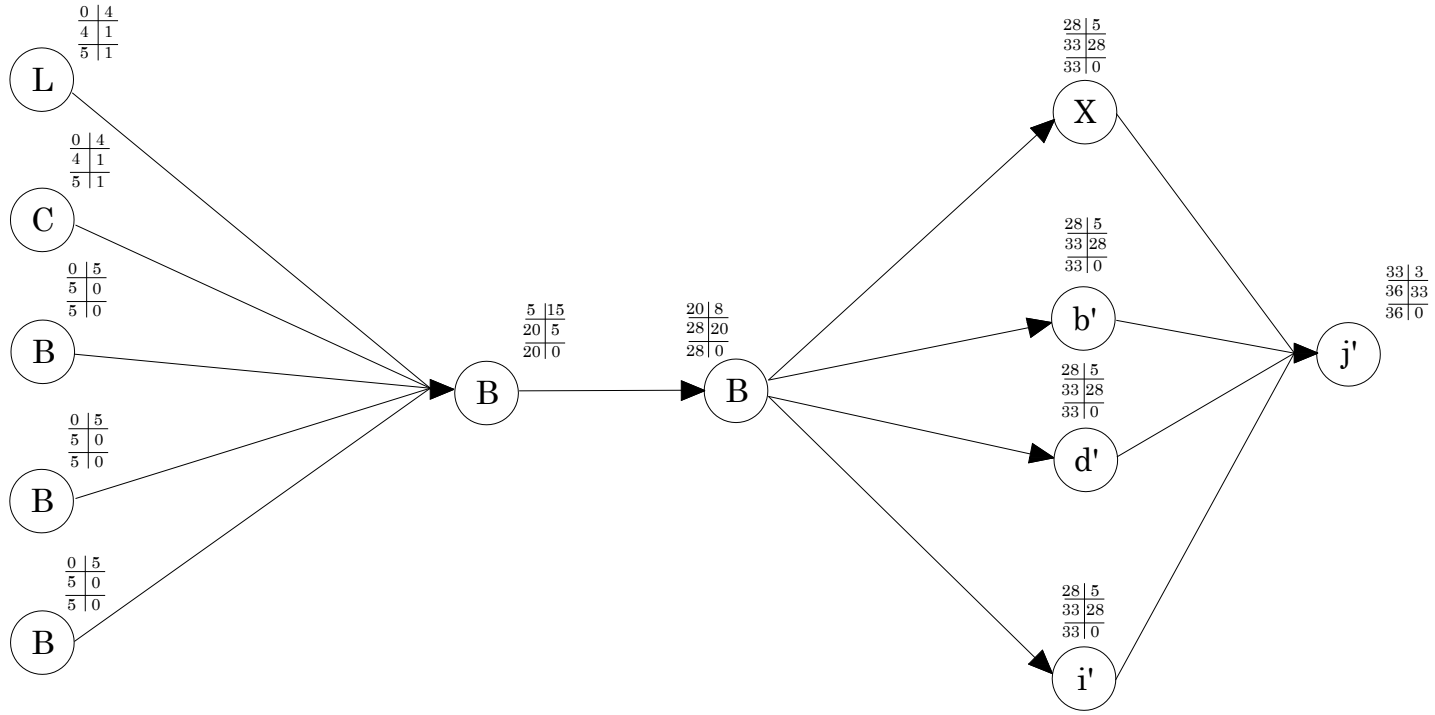


Figure VI-3 : Réseau à nœuds – deuxième décomposition**.**

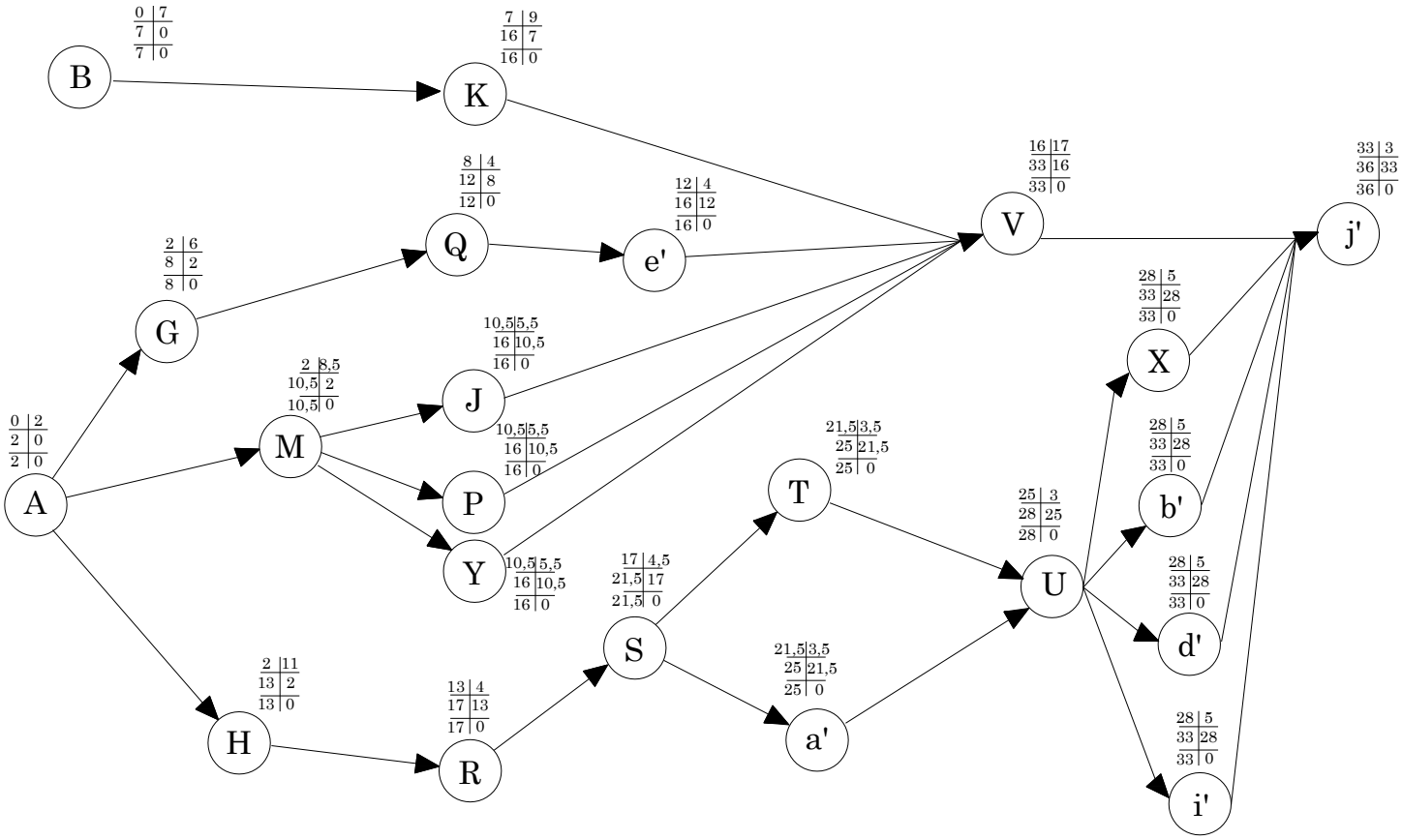


Figure VI-4 : Réseau à nœuds – troisième décomposition**.**

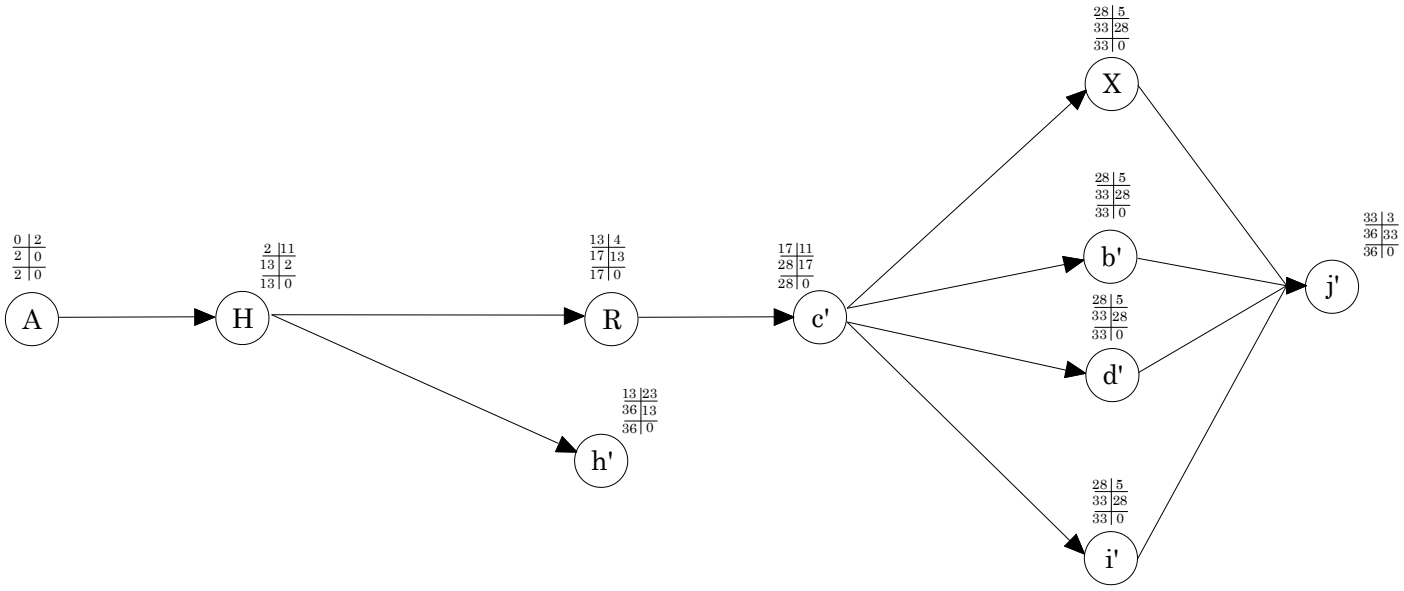


Figure VI-5 : Réseau à nœuds – quatrième décomposition**.**

VI-7-3 Cadences mensuelles de mise en place du BCR :

Tableau VI-2 : Cadences mensuelles du BCR par trios mois sur le modèle réduit. Source : [RAZEL].

Mois / Année	Volume BCR m^3
avril-06	6 075
mai-06	36 450
juin-06	44 597
juillet-06	36 794
août-06	43 740
septembre-06	47 279
octobre-06	109 350
novembre-06	70 248
décembre-06	116 179
janvier-07	131 220
février-07	131 340
mars-07	108 828
avril-07	104 740
mai-07	145 800
juin-07	104 460
juillet-07	41 917
août-07	45 732
septembre-07	71 077
octobre-07	62 275
Total m^3	1 493 101

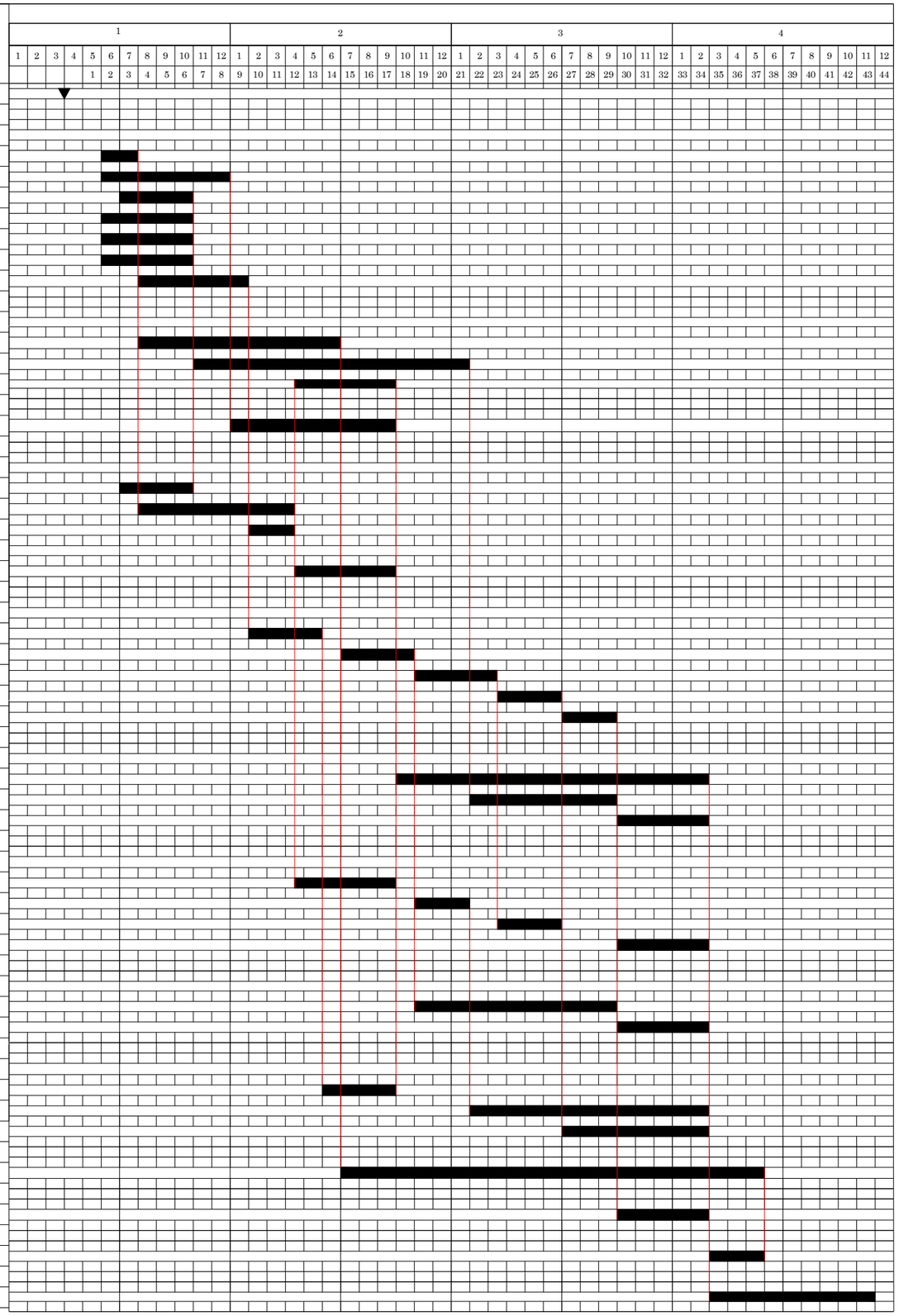
En ce qui concerne les volumes de BCR à mettre en place, ils ont été estimés à partir d'un modèle réduit en trois dimensions du barrage. Pour prévoir à l'avance les quantités de BCR. La prévision de ces quantités est faite tous les trois mètres sur la hauteur du barrage en tenant compte des singularités qui peuvent présenter des points d'arrêt.

VI-7-4 Diagramme de Gant (méthode des barres) :

Ce diagramme est tracé à l'aide de la méthode de réseau ; et il est donné à la page suivante.

Tableau VI-3 : Diagramme de Gantt.

Symbole		Activités, Opération
	1	ORDRE DE DEMARRAGE
	2	INSTALLATION ET ACCES
A		Chemains d'accés
B		Base vie, bureaux, ateliers, laboratoires
C		Reconnaissances Complémentaires
D		installation d'exploitation des gravières
E		Montage et essais station de concassage
F		Montage et essais usine à béton conventionnel
G		montage et essai usine à béton BCR
	3	EXCAVATION A CIEL OUVERT
H		Rive gauche
I		Rive droite
J		Lit de l'oued et batardeaux
K	4	GALERIES SOUTERRAINES
	5	DERIVATION
L		Digue longitudinale
M		Pertuis de dérivation en béton armé
N		Pré-batardeaux
P		Début de dérivation de l'oued
Q		Batardeaux transversaux amont et aval
	6	CORPS DU BARRAGE BCR
R		Dalle d'essai
S		Toit galerie inférieure (jusqu'à la côte 235,5)
T		Toit galerie médiane (de 235,5 à 262,9 m)
U		Toit galerie supérieure (de 262,9 à 288,3 m)
V		Au dessus de 288,30 m
	7	EVACUATEUR DE CRUE
W		Cuillère saut de ski, bassin de réception
X		Coursier et murs guideaux
Y		Déversoir, piles, pont
	8	VIDANGR DE FOND
Z		Chambre amont sous le BCR
a'		Chambre aval
b'		Entonnement amont
c'		Montage équipement
	9	PRISE D'EAU
d'		Tour de prise d'eau
e'		Montage équipement
	10	iNJECTION ET DRAiNAGE
f'		Forages et injections de consolidation
g'		Forages et injections de l'écran d'étanchéité
h'		Forages du réseau de drainage
l'	11	AUSCULTATiON
i'	12	ROUTES DéFiNiTiVES
j'	13	TRAVAUX DE PARACHèVEMENT
k'	14	MiSE EN EAU



Conclusion :

L'organisation du chantier à une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

CHAPITRE VII :

Protection et Sécurité du Travail.

Introduction :

Chaque année se produisent dans le monde des milliers d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle. Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale. De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent. Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation. L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable «esprit de sécurité» qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret

VII-1 Principes des fonctions du service de sécurité :

VII-1-1 Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité ;
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité » ;
- Suggestions du Personnel ;
- Statistique : élaboration et commentaire ;
- Rapport avec l'administration ;

VII-1-2 Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail) ;
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VII-1-3 Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents ;
- Inspections des installations ;
- Visites périodiques effectuées par les organismes ;
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VII-1-4 Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet ;
- Equipes de secours ;
- Formation spéciale concernant certaines professions.

- Les relations entre l'ensemble des personnels du projet entier sont regroupées comme suite :

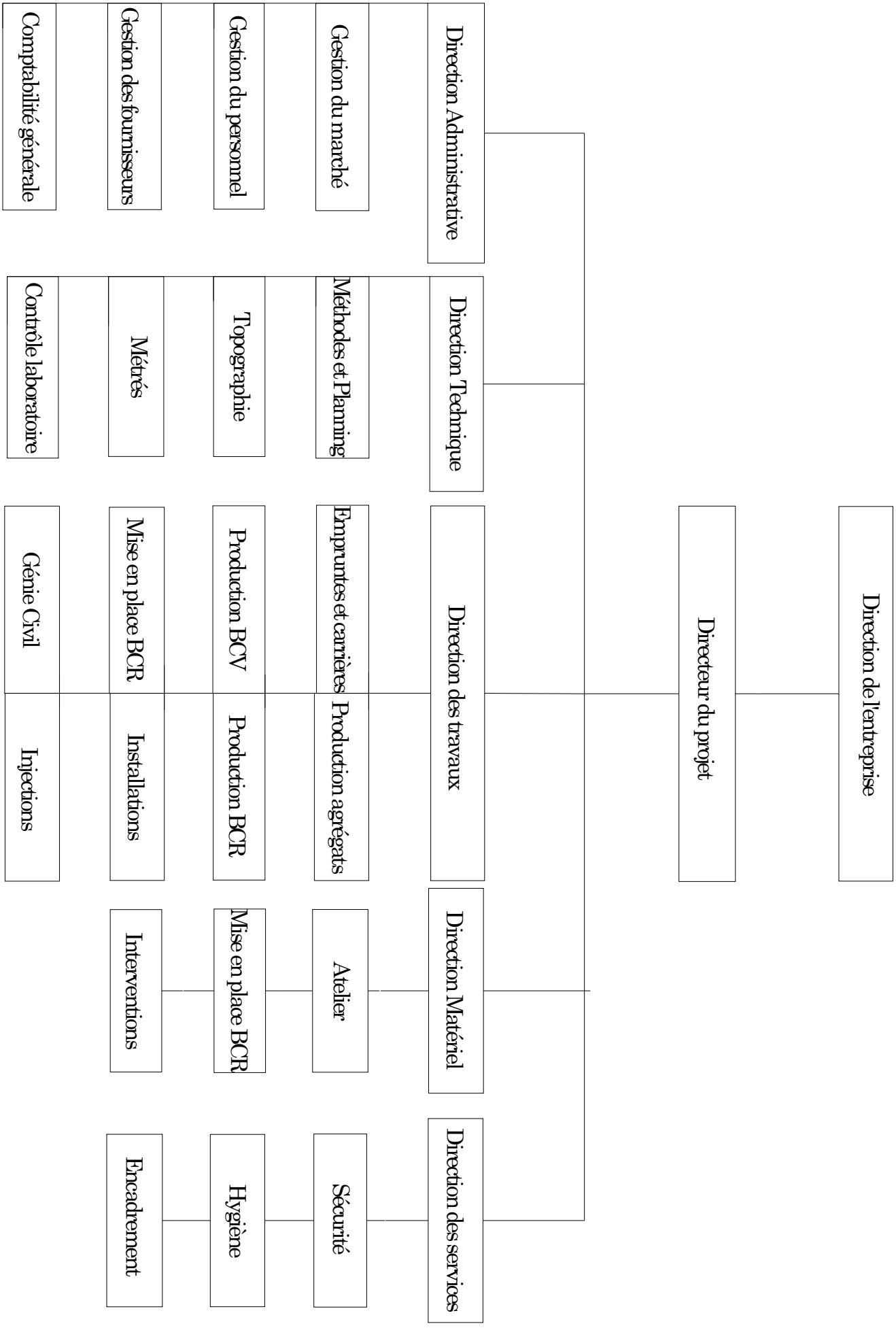


Figure VII-1 : Organigramme des différentes directions.

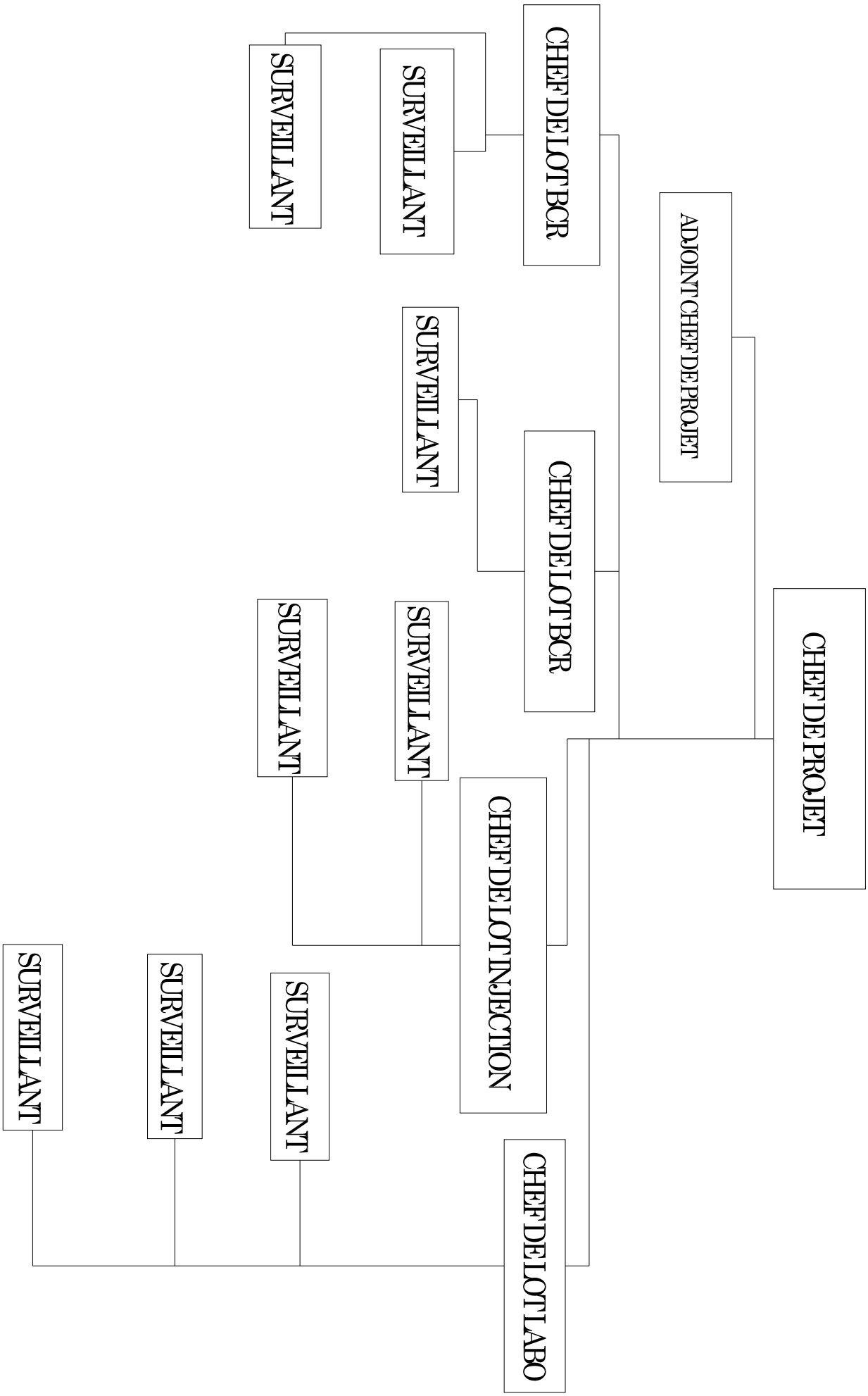


Figure VII-2 : Organigramme de responsabilités sur chantier.

VII-2 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VII-2-1 Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue ;
- La distraction ;
- Les gestes néfastes ;
- Inaptitude mentale ou physique ;
- Adoption de la solution de faciliter.

VII-2-2 Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail ;
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
- Eclairage défectueux ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII-3 Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou male 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.

VII-3-1 Méthodes et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle ;
- Assurer un entretien continu ;
- Assurer un stockage rationnel ;
- Etre prudent.

VII-4 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence durant le travail ;

- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII-4-1 Méthodes et moyens de prévention **:**

- Protection individuelle obligatoire ;
- Développer l'esprit d'hygiène et de sécurité ;
- Avoir l'autorisation avant d'agir.

VII-5 Mesures préventives :

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés ;
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante;
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée ;
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger ;
- Les abris doivent être airés et chauffés.

VII-5 Galeries principales :

La galerie la plus basse (niveau 202 m) est un pertuis en béton armé qui constitue le pied amont du barrage, elle remonte en rive gauche jusqu'aux pertuis de dérivation/vidange de fond et on rive droite jusqu'à la jonction avec la galerie suivante au niveau 232,2 m, de dimensions plus importantes que les deux autres (l 4,5 × h 3,5) m, c'est à partir d'elle que seront réalisés le voile d'étanchéité et les forages drainants dans la partie centrale de l'ouvrage ; là ou ces organes seront les plus profonds.

Les trois autres galeries ont des dimensions un peu réduites (l 3,3 × h 3) m, elles sont formé directement dans le BCR, sans interposition de béton vibré ; elles prolongent par des galeries creusées dans le rocher des deux rives. La longueur de ces galeries souterraines est de (40-50) m en rive droite et de 60 m en rive gauche, elles sont une section en clé de voûte.

Cependant ces galeries sont prévu pour l'accès au sein du corps du barrage et rives, la circulation des personnels et des engins notamment pour des travaux de réalisation des taches ou faire l'auscultation au niveau des pendules est un but primordiale de ces galeries ; donc faire fournir du l'air frais nécessaire à la bonne exécution de ces travaux est très important.

VII-7 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation ;
- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum ;
- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

VII-7-1 Ordonnance 66-183 **:**

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dont les conditions ci-après :

- Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.
- Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.
- Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q \times S \quad (l/s)$$

Avec : q : débit d'air pour 1m² de section de la galerie, q=200 l/s ;

S : section de la galerie, S= 10 m^2.

Q = 2000 l/s. Q = 2 m^3/s. (Ce débit est prévue le même pour chaque galerie pour cette méthode).

VII-7-2 Etude de dimensionnement du réseau de ventilation **:**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

a) ***La méthode dynamique***

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le Tableau suivant.

Tableau VII-1 : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
01	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
02	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
03	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
04	Colonnes montantes	(1,5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
05	Pièces spécialisées (coudes)	(0,5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

b) Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (*2 m/s*).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VII-7-3 Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule qui donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q/ V \ (m^2).$$

Q: Debit d'air (m^3/s);

V : Vitesse de circulation d'air dans conduite principale ; V = 5 m^2/s.

- Pour une gaine circulaire on 'à la formule suivante :

Et $Q = \frac{\pi.V.D^2}{4}(m^3/s)$

D'où : $D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}}$ (m).

AN : $D = \sqrt{\frac{4*0,2}{\pi*5}}$ D = 225,7 mm.

- Pour une gaine rectangulaire, la hauteur h est fixée préalablement (h ≤ 200 mm) ; donc il reste de déterminer la largeur (l) de cette gaine

On pend l = 150 mm ;

On' à S = Q/ V ;

AN : S = 0,2/ 5 S = 0,04 m^2 ; mais S = h × l donc l = S/h

AN : l = 0,04/0,15 l = 266,66 mm. ↔ l = 275 mm (normalisé).

Conclusion :

Une source ininterrompue de pertes, de retard dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel.

Des milliers d'accidents grave ont leurs origines dans de simples blessures, qu'ont aurai pu éviter par l'emploi de dispositifs de sureté (casque, gants, masque et lunette….).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment, sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque dus à la négligence et au non observation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale :

Lors de l'étude de l'avant-projet détaillé il nous a fallu réunir toutes les données relative à la région d'étude telle que : les données relatives à la précipitation, les levées topographiques, données hydrométriques…etc.

Recueillir ces données n'as pas étais pas aisé, ce pendant on a pu bien mener à terminer cette étude.

Les résultats obtenus de l'étude de l'avant-projet détaillé du barrage Koudiat Acerdoune ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La géométrie du barrage a été choisie de façon à satisfaire les deux critères de stabilité et de dimensionnement économique. Ainsi, le barrage est prévu d'être constitué de remblai zoné à noyau argileux symétrique muni à l'aval d'un drain cheminée et d'un tapis drainant horizontal en forme de sandwich sous la recharge aval .

- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la wilaya de Bouira, M'sila, d'Alger, de Media, et de Boumerdesse Il garantit dans le fleuve un débit minimum pour l'évacuation de la vase et autre sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.

- La réalisation du barrage de Koudiat Acerdoune offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture, traitement des eaux, et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

- Le projet du barrage de Koudiat acerdoune est considéré comme un investissement primordial pour le pays, et un gain de sécurité et pais hydrique ; puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs planes de Boumerdesse.

Références bibliographiques :

Ouvrages :

- B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.
- B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- CIGB : Choix de la crue de projet. 1984.
- G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.
- Mémoire de fin d'étude : promotion(2008) et promotion (2009).
- P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.

Articles sur les barrages en BCR :

- «Le barrage des Olivettes sur la Peyne (Hérault) », Travaux, juillet août 1988.
- Revue de bureau d'étude Coyne et Belier « grands barrages » N° 765, juin 2000.
- « 15 years of experience in RCC dam construction », B. Bouyge, 2002.
- « Using Sloped Loyers to improve RCC dam construction », B. Forbes, 2003.
- «Les bétons compactés au rouleau -Principes, applications et nouveaux développements » Richard Gagné ing. Ph.D. Université de Sherbrooke.
- Rapport de l'expert Brian Forbes.

Logiciels :

- Autocad 2006 -2010 : logiciel de dessin.
- Microsoft Excel 2007.
- Microsoft Project.

Site Internet :

- www.rcc.com ; (consulté le : 13-16-21-24-Août-2012)

ANNEXE : A

Code station : 090304 Nom station : la traille X : 559,15 Y : 343 Z : 370	rong	P (mm)	A (hm3)	Q (m3/s)	Pmaxj	P moy,mensu													
						Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juill	Aout	Pmoyann	Somme
1970	1	343,12	56,54	1,79	39,5	0	45,9	0	43,5	90,2	14,7	50,1	45,8	13,2	1,5	4,9	0,2	25,833	310
1971	2	2449,03	403,56	12,8	110,9	50,4	37,1	178,6	39,1	211,2	77,3	42,4	38,2	64,1	32,2	0	15,6	65,517	786,2
1972	3	2252,11	371,11	11,98	48,5	73,9	53,8	37,6	148,5	121,8	178,5	57,8	31,8	3	23,3	0,1	3,4	61,125	733,5
1973	4	1778,82	293,12	9,35	94	44,7	0	8,1	110,7	3	117,5	214,1	40,4	5,3	1,9	0	0	45,475	545,7
1974	5	633,013	104,31	3,35	50	8,3	42,4	67,8	7,5	28,1	75,1	85,9	16,6	38,8	8,8	0	0	31,608	379,3
1975	6	826,42	136,18	4,39	34,2	57,5	1,1	116,7	36	51,1	102,5	41	73,8	40,9	4,6	30,8	11	47,25	567
1976	7	350,46	57,75	1,84	28,3	6,9	63,9	51,5	59,3	29,3	28,1	1,9	58,1	30,1	1,9	0	0	27,583	331
1977	8	241,156	39,74	1,27	35,8	0	12,9	60	10,4	58,4	6,9	43,6	68,1	54,7	3,1	0	0	26,508	318,1
1978	9	702,2	115,71	3,69	33,2	0	50,9	71,1	18,6	35,7	114,8	60,9	25,4	9,4	4	1,5	3,3	32,967	395,6
1979	10	1243,82	204,96	6,47	46,4	68	56,2	93	67,7	109	14,2	96,8	79,5	35,4	0	0	0	51,65	619,8
1980	11	554,182	91,32	2,9	35,5	4,3	7,9	52,4	176,1	16	49,4	15,5	27,7	22,4	2,5	0	0	31,183	374,2
1981	12	663,174	109,28	3,52	58,4	0	14,5	6,2	48,5	174,9	67,2	38,4	28,9	43,9	25,8	0,4	0	37,392	448,7
1982	13	561,95	92,6	2,93	28	21	67,5	82	43,8	0	29,9	19,7	36,8	0	1	13,3	13,7	27,392	328,7
1983	14	379,41	62,52	2,01	29,6	0	4,3	25,4	27,5	48,4	81,4	28,9	29	23,6	14,8	3,5	4,4	24,267	291,2
1984	15	535,855	88,3	2,78	84,5	61,1	201	63,2	144,8	44,4	18,5	80,6	8,5	77,6	1,4	1,5	1,7	58,692	704,3
1985	16	452,78	74,61	2,366	75,2	42,4	20,5	44,6	45,6	56	35,9	158,7	21,2	0	37,3	0,2	0	38,53	462,4
1986	17	1177,3	194	6,152	52,1	15,7	46,6	50,1	136,9	94,9	152,6	18	4,2	9,2	8,5	9,2	1	45,575	546,9
1987	18	114,42	18,855	0,613	38,7	2,3	21,5	65,4	32,7	31,9	32,5	55,3	46,7	9,8	15,7	0	0	26,15	313,8
1988	19	471,77	77,74	2,465	21,8	11,8	0	19,8	16	26,1	8	14,5	77,9	13,2	12,1	3,7	26,4	19,125	229,5
1989	20	194,8	32,1	1,018	56,9	22,9	11,5	16,6	26,8	44	0	66,6	34,9	95,2	4	75,7	0	33,183	398,2
1990	21	548,78	90,43	2,868	46,9	4,4	50,2	48,7	102	48	93,8	54,6	39,2	52,7	1,7	7,1	46,4	45,73	548,8
1991	22	538,71	88,77	2,815	82,3	3,9	106,4	12,6	6,9	125	10,3	54,1	79,7	106,2	15,4	18,2	0	44,892	538,7
1992	23	376,2	61,991	1,965	48,4	8,5	50,2	89,9	52,3	20,7	48,4	21,4	49	34,8	0	0	1	31,35	376,2
1993	24	391,36	64,49	2,045	44,4	48,4	22,8	61,4	87,5	69,8	46,8	0	51,6	0	0	0,5	2,6	32,617	391,4
1994	25	587,013	96,73	3,067	42,2	94,3	88,2	23,8	36,8	185,2	31,8	76,6	8	1,1	28,7	0	12,6	48,925	587,1
1995	26	498,6	82,16	2,6	36,6	6,8	15,5	28,5	21,7	72	177,7	45,2	67,8	37,5	16,5	3,4	6	41,55	498,6
1996	27	241,41	39,78	1,26	23,7	34	17,6	11,1	27,7	22,4	13,6	9,3	58,9	16,8	0	1,2	28,8	20,117	241,4
1997	28	637,7	105,08	3,33	50	109,8	43,2	118,3	54,2	31,3	60,9	14,6	49,6	138,2	5,9	0	11,5	53,125	637,5
1998	29	454,17	74,84	2,37	32	15,7	37,8	87	43,5	102	93,1	59,9	1,1	9,6	0	0	4,5	37,85	454,2
1999	30	384,38	63,34	1,48	50,9	20,4	4,5	11,6	10	39,4	0	61,7	38,4	96,3	22,4	54	0	29,892	358,7
2000	31	406,47	66,98	2,12	28,1	10,2	2,2	12,7	38,4	159,1	42,3	0,3	46,1	12,3	0	0	6,4	27,5	330
2001	32	258,22	42,55	1,35	21,6	26,2	1	40,2	24,6	46,2	34,1	24,7	13,5	12,5	0	2,4	32,8	21,517	258,2
2002	33	687,87	113,35	3,59	46,3	25,4	15,2	109,1	118,3	177,6	111,9	5,2	75,3	40,4	0	9,5	0	57,325	687,9
2003	34	572,99	94,42	2,99	33,8	36,9	43,7	71,5	116,4	70,5	20,7	62,1	70,4	58,3	1,6	20,9	0	47,75	573
2004	35	399,13	65,77	2,086	24,2	11,4	19,1	52,8	98,8	85	89,7	14,6	9,4	0	4,7	13,6	0	33,258	399,1
2005	36	379,71	62,57	2,07	44,9	16,6	62,7	35,3	4,1	78,5	59,1	25,8	46,2	43,8	0,7	6,9	0	31,642	379,7
2006	37	633,56	104,4	3,31	135	47,9	4,5	30	58,2	3,6	50,3	298,6	114,8	21,3	2,6	1,7	0	52,792	633,5
2007	38	537	88,49	2,8	46,6	67,6	69,7	127,6	51,4	7,5	21,9	60,9	6,9	104,5	18,4	0,6	0	44,75	537
2008	39	404,71	66,69	2,12	34,3	41,8	35,4	37,1	61,7	53,8	20,2	52,7	66,5	27,2	0	0	10	33,867	406,4
2009	40	463,57	76,39	2,42	26,4	27,7	8,4	79,5	66,5	73,5	74,9	57,8	10,9	37	0	0	27,4	38,63	463,6
2010	41	671,43	110,64	3,51	37,2	0,3	59,3	74,8	70	46,5	140,7	50,5	84,3	121,8	23,2	0	0	55,95	671,4
	moy	634,1164	104,4919	3,3134	47,251	28,034	37,002	55,454	58,317	68,098	59,688	54,666	43,441	38,1	8,444	6,946	6,602	38,733	464,793

ANNEXE : B

Photo n°1

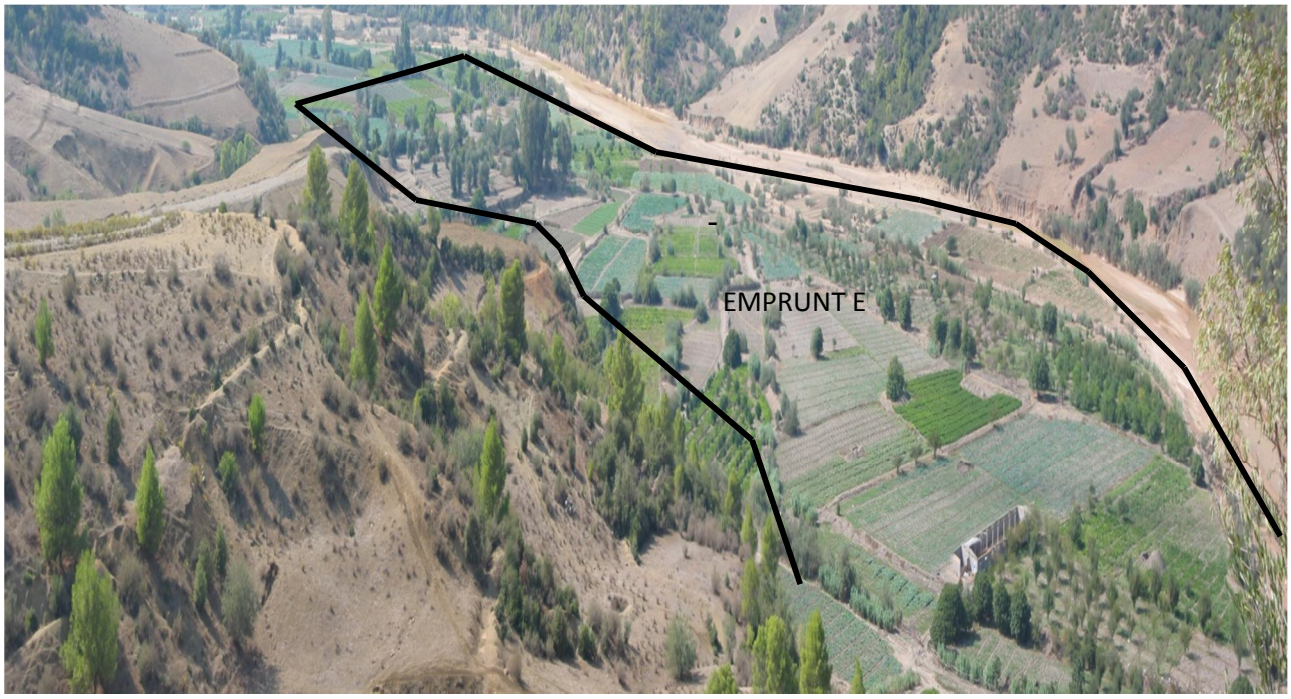


Photo -02

-

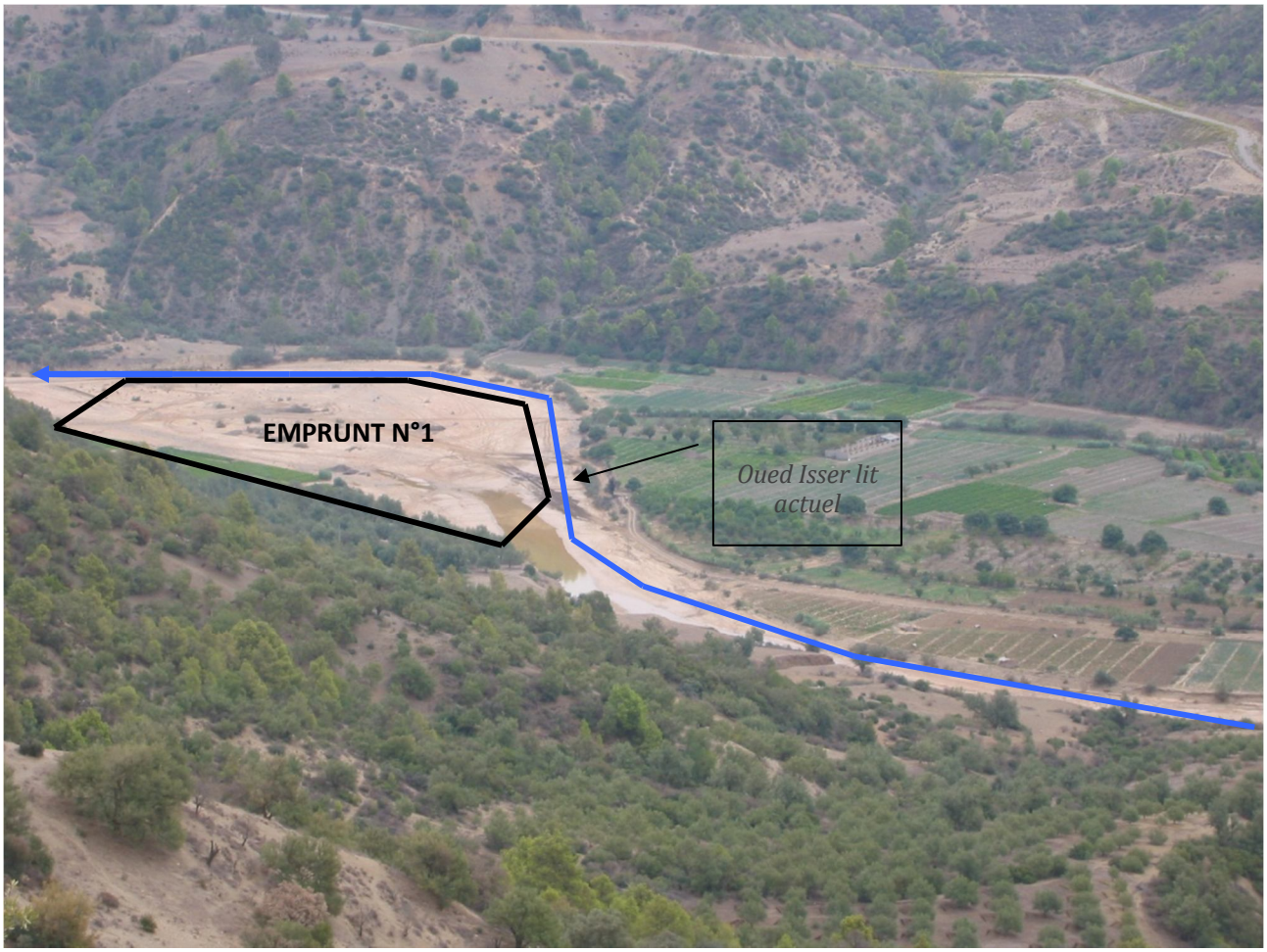


Photo -03-

ANNEXE : C

Bétonnage du fond de vallée

Photo - 01 - Détail de la fondation en fond de vallée.

Photo -02- Dispositif de maintien en place des Waterstops.

Photo -03- Tapis ROTEC et CRAWLER placer pour

le transport et mise en place du BCR.

Photo -04-Montre la brumisation de la couche du BCR

Photo -05 - Gamma densimètre Troxler.

Photo -06- Planche d'essai.

Photo -07-Etalage d'une couche de mortier.

Photo -08- Camion aspirateur pour nettoyage.

Photo -09- La zone de la vase à proximité de la digue.

ANNEXE : D

PHOTO –01- Station de traitement des matériaux (STM) pour BCR.

Photo -02 - Tapis de transport des granulats de la STM
vers la centrale BCR.

Photo -04- Compactage du BCR

Décollement de granulat

Photo -05 - Carotte prélevée de la planche d'essai

ANNEXE : E

Evacuateur des crues

Effets des piles et culées sur $L_{éffc}$

Pier and Abutment Effects: Where crest piers and abutments are shaped to cause side contraction of the overflow, the effective length; L, will be less than the net length of the crest. The effect of the end contractions may be taken into account by reducing the net crest length as follows:

$$L = L' - 2(NK_p + K_a)*H_0$$

Where: L: effective length of crest;

L': net length of crest;

N: number of piers;

K_p: pier contraction coefficient;

K_a: abutment contraction coefficient, and

H_0: total head on crest.

The pier contraction coefficient; K_p, is affected by the shape and location of the pier nose, the thickness of the pier, the head in relation to the design head, and the approach velocity. For conditions of design head, H_0 average pier contraction coefficients may be assumed as follows:

- For square-nosed piers with corners rounded on a radius equal to about 0,1of the pier thickness ---------- 0,02;
- For round-nosed piers ---------- 0,01;
- For pointed –nosed piers ---------- 0.

The abutment contraction coefficient is affected by the shape of the abutment, the angle between the upstream approach wall and the axis of flow, the head in relation to the design head, and the approach velocity. For conditions of design head, H_0 average coefficients may be assumed as follows:

- For square abutments with headwall at 90° to direction of flow K_a=0,2;
- For rounded abutment with head wall at 90° to direction of flow, when:
  $0,15\ H_0 \leq r_{90} \leq 0,5\ H_0$ --------- K_a=0,1;
- For rounded abutments where $r > 0,5\ H_0$ and headwall is placed not more than 45° to direction of flow ---------- K_a=0.

Where: r : radius of abutment rounding.

(U.S.Army Engineers Walerways Experiment Station [20], Hydraulic Design Chart 111-5,WES 4-1-53.)