



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE D'UN BARRAGE ECRETEUR SUR OUED
L'ABIOD COMMUNE DE MCHOUNECH WILAYA DE
BISKRA**

**Présenté par :
KHALDI Madjda**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr.M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mme.D.DJODAR	Maitre de conférences (A)	Examineur
Mr.M.D.BENSALAH	Maitre de conférences (B)	Examineur
Mr.I.ZAIBAK	Maitre assistant (A)	Examineur
Mr.B.BENLAOUKLI	Maitre de conférences (A)	Promoteur

Session Novembre 2019

Dédicace

A mes parents ;

A mes sœurs ;

A tous mes amis ;

A tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin ;

A tous ceux qui me sont proches et chers ;

Je dédie ce travail ...

Merci

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée le courage, la volonté, et la patience de mener à terme le présent mémoire.

Ce travail a été mené à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, sous la direction de Monsieur Bachir BENLAOUKLI,

Je lui exprime particulièrement toute ma reconnaissance pour m'avoir faite bénéficier de ses compétences scientifiques, pour ses conseils précieux, son aide et sa grande patience : mes vifs remerciements, ma sincère considération.

Je remercie vivement Monsieur M.K.MIHOUBI, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.

En témoigne de mon respect,

J'adresse tous nos remerciements :

A Madame D. DJOUDAR

A Monsieur M.D.BENSALAH

A Monsieur I.ZAIBAK

D'avoir accepté de me faire l'honneur de juger ce travail et de participer à mon jury de Projet de Fin d'étude.

Tous mes remerciements et mon estime à tous les enseignants, le personnel ainsi qu'à mes camarades de l'école.

مُلَخَّص:

تعتبر بسكرة من المناطق الجافة في الجزائر بالإضافة إلى أنها معرضة لخطر الفيضانات بسبب كميات الأمطار الكبيرة في مدة قصيرة ، لذا تهدف هذه الدراسة لإيجاد حل لهذه المنطقة وعلى وجه الخصوص بلدية مشونش ، و نقوم في هذه المذكرة بدراسة سد على مستوى واد مشونش يسمح باحتجاز حجم معتبر من المياه لسقي المنطقة الزراعية المحاذية له وكذا يساهم في الوقاية من خطر الفيضانات.

ضم السد ليكون من الخرسانة بارتفاع 7.3 م و طول 64 م . مساحة حوض السد 653 م².

الكلمات المفتاحية: الوقاية من الفيضانات، السقي، تحديد أبعاد، مشونش

ABSTRACT:

The present memory is about results of Conception and dimensionality of a dam to agricultural hydro vocation to the profit of the populations of villages situated in the farming township of M'Chounech, region of BISKRA.

The project is proposed here in a context of water shortage, also to assure flood protection.

The dam is made with concrete, of 64m of long for 7.3 m height (level finished of crest: 318 m). The pan is located to the outlet of a basin pouring 653 km².The spillway is central, in concrete and conceived to evacuate a decennial rise in the water level of 483m³/s.

Key words:

Flood protection; Irrigation; Conception; Dimensionality; M'Chounech

Résumé :

Le présent mémoire traite des résultats de conception et de dimensionnement d'un barrage déversoir à vocation hydro-agricole au bénéfice des populations, et assure la protection contre les inondations des villages situés dans la commune rurale de M'Chounech, région du BISKRA.

La digue est en béton, de 64m de long pour 7.3 m de hauteur (niveau de crête : 318 m). La cuvette se situe à l'exutoire d'un bassin versant de 653km². Le déversoir est centrale, en béton et conçu pour évacuer une crue décennale de 483m³/s.

Mots clé :

Barrage Déversoir; Irrigation; Conception; Dimensionnement; M'Chounech.

TABLE DES MATIERES

Dédicace	I
Remerciements	II
Résumé.....	III
Liste des tableaux.....	IX
Liste des figures.....	X
Nomenclature.....	XI

INTRODUCTION GENERALE.....	01
-----------------------------------	-----------

CHAPITRE I. Etude Topographique Et Géotechnique

I.	Présentation.....	03
II.	Caractéristiques Géologiques De La Région.....	03
II.1.	Etudes Topographiques.....	04
II.2.	Géologie Régionale Et Stratigraphie.....	04
II.3.	Séismicité.....	05
II.4.	Levé Géologique.....	07
II.5.	Morphologie Du Terrain Levé.....	07
II.6.	Reconnaitances Antérieures	08
6.1.	Reconnaitance De Terrain	08
II.7.	Hydrogéologie Du Bassin Versant Et Sa Cuvette.....	08
7.1.	Perméabilité	08
III.	Résultats Des Reconnaitances Sur Le Terrain	09
III.1.	Levés Géologiques	09
IV.	Vérification De L'état De Fondation.....	10
IV.1.	Capacité Portante De La Fondation.....	10

IV.2.	Enrochements	12
IV.3.	Caractéristiques De La Cuvette	12
3.1.	Perméabilité De La Cuvette	12
3.2.	Stabilité Des Versants De La Cuvette	12
3.3.	Qualité Des Eaux	12
V.	Conclusion.....	13

CHAPITRE II. Etude Hydrologique

I.	Caractéristiques Hydromorphométriques Du Bassin Versant	15
I.1.	Paramètres morphologiques.	16
I.2.	Les altitudes caractéristiques	17
2.1.	Les altitudes maximale et minimale.....	17
2.2.	L'altitude moyenne.	18
2.3.	L'Altitude médiane.....	18
I.3.	Hydrographie.....	20
II.	Caractéristiques climatique du bassin versant	23
II.1.	Evaporation	23
II.2.	Température	24
II.3.	La pluviométrie	24
3.1.	Stations et données disponibles	25
3.2.	Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	25
3.3.	Calcul des précipitations maximales journalières fréquentielles	26
3.4.	Pluies de courte durée I.D.F (Intensité-Durée-Fréquence)	31
II.4.	Etudes des apports	33
4.1.	Evaluation des apports liquides.....	33
4.2.	Evaluation des apports solides.....	39
II.5.	Etude des crues.....	41
5.1.	Hydrogramme de crue.....	44
5.2.	Choix de la crue de projet	46
5.3.	Régularisation	47
5.4.	Laminage des crues	53
II.6.	Etude d'optimisation	57

III.	Conclusion	59
------	------------------	----

CHAPITRE III .Dérivation provisoire

I.	Type d'ouvrage de dérivation provisoire	61
II.	Matériaux.....	61
III.	Succession des travaux.....	62
IV.	Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	63
IV.1.	La galerie de dérivation.....	63
IV.2.	Le batardeau.....	66
IV.3.	Etude d'optimisation.....	67
IV.4.	Construction du batardeau.....	68
IV.5.	Vérification du régime torrentiel pour de petits débits.....	68

CHAPITRE IV. Etude Des Variantes.

I.	Le choix du site du barrage	70
II.	Le choix du type de barrage	70
III.	Les variantes à choisir.	71
IV.	Fixation du choix définitif du type de barrage.	71
V.	Etude comparative.....	72
V.1.	Variante 1 Barrage en enrochement avec masque en béton.	72
V.2.	Variante 2 barrage déversoir.	74
VI.	Conclusion.	81

CHAPITRE V. Stabilité et Génie Civil.

I.	Infiltration Sous Le Barrage Déversoir.....	83
II.	Calcul De Stabilité Du Barrage.	87

II.1.	Canal d'approche.	88
1.1.	Sécurité au renversement	90
1.2.	Sécurité au Glissement.....	90
1.3.	Sécurité au Poinçonnement	90
II.2.	Le seuil.	91
2.1.	Sécurité au renversement	93
2.2.	Sécurité au Glissement.....	93
2.3.	Sécurité au Poinçonnement.....	94
II.3.	Le Mur Bajoyer H=4.4m.	95
3.1.	Sécurité au renversement	98
3.2.	Sécurité au Glissement.....	98
3.3.	Sécurité au Poinçonnement	99
3.4.	Détermination Des Armatures	99
II.4.	Le Mur Bajoyer H=6.0m.	105
4.1.	Sécurité au renversement.	109
4.2.	Sécurité au Glissement.....	109
4.3.	Sécurité au Poinçonnement	109
4.4.	Détermination Des Armatures.....	110
III.	Conclusion.	114

CHAPITRE VI. Organisation de chantier.

I.	Introduction	116
II.	Travaux préparatoires et installation	116
III.	Travaux de réalisation	117
IV.	Les moyens de chantier	117
IV.1.	Les moyens humains	118
IV.2.	Moyen matériels du chantier	118
V.	Estimation de volume des travaux	119
VI.	Planification	120
VI.1.	Détermination des délais des travaux	120
VI.2.	Détermination des chemins critiques	121

VII.	Conclusion.....	123
------	-----------------	-----

CHAPITRE VII. Protection Et Sécurité De Travail.

I.	Conditions dangereuses dans le chantier	125
II.	Actions dangereuses	125
III.	Mesures préventives	125
IV.	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	126
V.	Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail	127
VI.	Conclusion	128

CONCLUSION GENERALE	129
----------------------------------	------------

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.....	130
--	------------

LES ANNEXES	132
--------------------------	------------

Liste des figures

Figure I.1 . La Daira de Mchounech, wilaya du BISKRA.	Page 01
Figure I.2 Classification des zones sismiques des wilayas d'Algérie.	Page 06
Figure I.3 Extrait de la carte géologique.	Page 07
Figure II.3 Répartition et courbe hypsométriques.	Page 17
Figure II.4.délimitation du bassin versant	Page 21
Figure II.3répartition mensuelle de l'évaporation.	Page 24
Figure II.4 répartition mensuelle de la température.	Page 25
Figure II-5 .Répartition de la pluviométrie mensuelle.	Page 27
Figure II-6 courbe de l'ajustement selon la loi de Gumbel.	Page 30
Figure II.7 courbe de l'ajustement selon la loi logNormale.	Page 31
Figure II.8 Courbe des pluies de courte durée fréquentielles.	Page 33
Figure II.9 Courbe des intensités fréquentielles.	Page 34
Figure II.10 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.	Page 38
Figure II.11 Répartition mensuelle de A 80%.	Page 41
Figure II.12 hydrogrmme des crues.	Page 48
Figure II.13 courbe des capacités hauteur.	Page 50
Figure II.14 courbe des surfaces hauteur.	Page 51
Figure II.15 schéma représentant le déversement.	Page 56
Figure II.16 Hydrodramme laminé.	Page 58
Figure II.17. Courbe d'optimisation.	Page 61
Figure III.5. Profil Creager.	Page 68
Figure III. 2. Schémas explicatifs du profil USBR.	Page 70
Figure III. 3. Profil du deversoir.	Page 71
Figure IV. 1 schéma montrant l'infiltration sous un barrage béton .	Page 77
Figure IV. 2 Diagramme des forces de soulèvement. .	Page 80
Figure IV. 3 Schéma des actions agissantes sur un barrage.	Page 81.
Figure IV. 4 Schéma du mur de soutènement. .	Page 82
Figure IV. 5 schéma des principales charges. .	Page 85

Figure IV. 6 schémas des calculs H=4.4. .

Page 96

Figure IV. 7 schémas des calculs H=6. .

Page 100

Liste des tableaux

Tableau I.1 Les accélérations horizontales maximales du site.	Page 05
Tableau I.2 Coefficients d'accélération du séisme.	Page 05
Tableau I.3 caractéristiques du sol.	Page 11
Tableau II.3 Coordonnées de la courbe hypsométrique.	Page 18
Tableau II. 4 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).	Page 20
Tableau II.3 présentatif des résultats.	Page 23
Tableau II.4 répartition mensuelle de l'évaporation.	Page 24
Tableau II.5 répartition mensuelle de la température.	Page 24
Tableau II.6 Caractéristiques des stations pluviométriques.	Page 26
Tableau II.7 Répartition mensuelle des pluies moyennes.	Page 26
Tableau II.8 Les paramètres statistiques de l'échantillon.	Page 27
Tableau II.9 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	Page 29
Tableau II.10 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.	Page 30
Tableau II.11 Résultat de l'ajustement à la loi LogNormale.	Page 31
Tableau II.12 Comparaison des caractéristiques de la loi de lognormal et de l'échantillon.	Page 31
Tableau II.13 test d'adéquation sur les deux lois . GUMBEL et LOGNORMAL.	Page 32
Tableau II.54 tableau des pluies de courte durée.	Page 33
Tableau II.15 tableau des intensités fréquentielles.	Page 33
Tableau II.16 synthèse des résultats.	Page 37
Tableau II.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.	Page 37
Tableau II.18 les différentes valeurs de Cv.	Page 39
Tableau II.19 résultats des calculs des apports fréquents.	Page 40
Tableau II.60 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.	Page 40
Tableau II.21 résultat des calculs.	Page 45
Tableau II.22 résultats des débits maximaux fréquents.	Page 46
Tableaux II.23 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.	Page 47
Tableau II.24 Répartition annuelle de l'apport 80%.	Page 49
Tableau II.25 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.	Page 49

Tableau II.26 caractéristiques de la cuvette.	Page 50
Tableau II.27 Régularisation saisonnière.	Page 52
Tableau II.28 . Evaporation mensuelle.	Page 53
Tableau II.29 . Valeurs du coefficient δ .	Page 53
Tableau .II.30 . Pertes par évaporation et infiltration.	Page 54
Tableau II.31 . la régulation annuelle avec perte.	Page 54
Tableau II.32 résultats de l'équation Muskingum.	Page 57
Tableau II.33 laminage de crue.	Page 58
Tableau II.34 tableau récapitulatif.	Page 59
Tableau II.35 Calcul d'optimisation.	Page 60
Tableau III. 1 Les pentes des talus.	Page 67
Tableau III. 2 Tableau d'estimation des couts.	Page 68
Tableau III. 3 Coordonnés du profil Creager.	Page 70
Tableau III. 4 Les rayons de courbure.	Page 70
Tableau III. 5 Estimation des couts.	Page 75
Tableau IV. 1. Constante de LANE.	Page 78
Tableau IV. 2. forces de soulèvement .	Page 79
Tableau IV. 3 Facteur de renversement.	Page 84
Tableau IV. 4 Facteur de Glissement.	Page 84
Tableau IV. 5 . les Données du mur bajoyer h=4.4 . .	Page 89
Tableau IV. 6 .données de calcul du mur bajoyer h=6m.	Page 98
Tableau V. 1.volume des travaux. .	Page 112
Tableau V. 2. phases et délais des travaux.	Page 113
Tableau V. 3. détermination de chemin critique.	Page 114

Liste des planches

Planche 01 : Lève topographique de l'état initial levée des réserves.

Planche 02 : Coupe géologique sur l'axe du déversoir de Mchounech.

Planche 03 : Plan de situation du barrage déversoir sur oued M'chounech.

Planche 04 : Plan de situation.

Planche 05 : Vue en plan du barrage.

Planche 06 : Profil du déversoir.

Planche 07 : Détails du déversoir.

Planche 08 : Ferrailage du barrage de M'chounech.

Nomenclature

α : le coefficient d'accélération sismique

S_i : Surface comprise entre deux courbes de niveau (km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes (m)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m)

S : Superficie en Km^2

P : Périmètre en Km

L_w : Longueur du talweg principal en Km

D : Dénivelée

I_c : Pente moyenne du cours d'eau en %

P : La pluie moyenne en (mm)

$P(\%)$: Fréquence empirique de l'échantillon.

m : Rang de la variable dans la série classée.

n : Nombre d'année d'observation.

C_v : Le coefficient de variation

C_s : Le coefficient d'asymétrie

k_i : Module d'écoulement comme le rapport

$EP\%$: Écoulement fréquentielle d'une fréquence donnée en Mm^3

$k_p\%$: Coefficient de la bonne hydraulicité où coefficient modulaire de l'écoulement.

$FP\%$: Variable de Foster-Rebkine dépend du coefficient de variation et le coefficient

t_c : Le temps de concentration (h)

H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).

$P_{\text{max},j}$: lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm).

$U_{p\%}$: Constante de Gauss qui correspond à une fréquence donnée.

$P_{j,P\%}$: lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm)

$P_{t_c,p\%}$: lame d'une pluie de courte durée au temps de concentration (mm)

$U_{p\%}$: La constante de Gauss qui correspond à une fréquence $P\%$.

$P_{j,p\%}$: La lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm)

$Q_{\text{max } p\%}$: Débits maximal d'une fréquence donnée

t_d : Le temps de décrue (h)

T : le temps de la base (h)

t_m : Le temps de monté (h)

V_n : Volume d'eau correspondant a la courbe de niveau (m^3)

S_{n-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m^2)

S_n : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m^2)

U_{irr} : Volume d'eau pour l'irrigation

V_u : Volume utile en m^3

V_m : Volume mort en m^3

m : Coefficient du débit, avec, $m=0.49$.

V_c : Volume de la crue (m^3)

PHE : Plus hautes eaux.

RN : Retenue normale.

ρ_e : Masse volumique de l'eau.

ρ_s : Masse volumique des sédiments.

K_0 : Coefficient de la poussée des sédiments.

P_0 : Force due au poids propre du barrage.

P_1 : Force due aux sous pressions.

G : Accélération de la pesanteur.

H : hauteur du barrage.

λ : Coefficient des sous pressions.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ : Densité du corps du barrage.

σ_v : Contrainte normale à l'amont.

φ : Angle de frottement interne des fondations.

V_L : Vitesse de propagation longitudinale d'ondes.

V_T : Vitesse de propagation transversale d'ondes.

f : Coefficient de frottement.

$F_{g(\text{glissement})}$: Coefficient de sécurité au glissement.

$F_{r(\text{renversement})}$: Coefficient de sécurité au renversement.

M_s : Moments stabilisateurs.

M_D : Moments déstabilisateurs.

C : Cohésion.

I. Introduction générale :

Les risques naturels (inondation, séisme, glissement de terrain, éruption volcanique,...) s'inscrivent, aujourd'hui d'une façon fréquente, à travers tout le globe terrestre, menaçant en permanence l'existence humaine, et provoquant des dégâts matériels immenses, ce qui handicape toutes les opérations de développement.

L'Algérie est l'un des pays, qui est confrontée aux effets néfastes de certains de ces catastrophes naturelles, surtout celles du à la dynamique fluviale, telle que les inondations. Cette catastrophe est un risque majeur recensé, à cause de sa fréquence dans le temps et l'espace. Plusieurs régions dans notre pays ont souffert de cet catastrophe telle que, Biskra, Sidi Bel Abbès, Skikda, Annaba, Constantine, Batna, etc..

Sur plus de 50 ans d'observations, des événements hydrologiques extrêmes se sont produits au Biskra.

Le présent mémoire d'ingénierie retrace l'ensemble des études sur le thème «Etude D'un Barrage écrateur Sur Oued M'Chounech .Wilaya De Biskra ». L'objectif général était de faire une étude de conception et de dimensionnement du barrage dans le but de protection contre les cures et l'irrigation des palmeraies de la région. Dans les lignes qui suivront, nous ferons une présentation de la zone. Nous présenterons ensuite la démarche, les moyens et méthodes employées pour la collection des données nécessaires à la conception de l'ouvrage puis la synthèse du dimensionnement.

CHAPITRE I :

Etude Topographique Et Géotechnique

La région de Mchounech a fait l'objet d'une étude géologique et géotechnique détaillée, rentrant dans le cadre de l'élaboration d'une étude d'exécution d'un petit barrage sur Oued Mchounech. Ce chapitre permet de vulgariser les conditions géologiques et géotechniques du site, et les fondations, dans le but de construire un barrage destiné à la rétention et à la dérivation. Des campagnes de reconnaissance ont été conduites sur le site du barrage, dans le cadre de l'étude du terrain et pour avoir le levé géologique du site.

I. Présentation :

L'objet de cette étude consiste à projeter un barrage déversoir dans la région de M'chounéche wilaya de Biskra afin d'irriguer les champs de palmiers avoisinants.

Les premiers travaux pour la réalisation de cette étude ont concerné les levés géologiques du site au 1/500ème, et de la cuvette au 1/1000ème. De même, ont été collectés les données géologiques nécessaires et informations indispensables pour l'établissement du programme des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique.

Tous les résultats des travaux de sondage, des fouilles ainsi que des essais géotechniques au laboratoire obtenus seront analysés et interprétés dans l'objectif d'établir et de déterminer les possibilités de construction d'une retenue d'eau.

II. Caractéristiques géologiques de la région :

Le projet de barrage de M'chounech est situé à quelques mètres de la ville de M'Chouneche, qui est un lieu habité (class P - des lieux habités) à la Wilaya de Biskra (Algérie) ayant le code de région Africa/Middle East. M'Chouneche est situé à 358 mètres d'altitude.



Figure I.1 : La Daira de Mchounech, wilaya du BISKRA

Les coordonnées géographiques sont $34^{\circ}57'0''$ N et $6^{\circ}0'0''$ E en DMS (degrés, minutes, secondes) ou 34.95 et 6 (en degrés décimaux). La position UTM est KD27 et la référence Joint Operation Graphics est NI32-05 discontinuités ne présentent pas de rejet visible en surface.

Comme il est indiqué sur la carte d'état-major de Mchounech à l'échelle 1/50000ème, feuille NI-32-XIII-2 OUEST (voir annexe), le site se situe sur Oued Mchounech dans la commune de Mchounech, à 60 km au Nord Est de BISKRA, et à moins de 1.0km au nord de Mchounech.

Ses coordonnées au système UTM sont : X=226.600 Km Y=3872.00 Km Z=300m NGA

II.1 Etudes topographiques :

Le site de barrage est situé à l'amont du village de M'chouneche ou se trouvent des verrous appropriés.

Pour ce qui est du potentiel de ce site, il faut souligner les contraintes imposées par les gorges qui constitue la topographie du site, et qui constitue donc une contrainte pour l'emplacement du barrage ce qui obligerait à un traitement beaucoup plus lourd.

A proximité du site du barrage, la végétation est très éparse, voire inexistante, hormis les zones recouvertes de palmier dans la rive Est et Ouest.

II.2 Géologie Régionale et Stratigraphie :

La faisabilité d'un barrage déversoir est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise du barrage et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

Le territoire de la wilaya de Biskra est constitué par des formations marines, lagunaires, et continentales d'âge variant du trias au quaternaire

Les dépôts triasiques constitués par des marnes, gypse, et sel gemme ont une extension très limitée : un seul affleurement à l'extrémité nord de la wilaya (Djebel Melah).

Les calcaires et marnes du jurassique, peu développés, affleurent à l'extrémité nord-ouest de la wilaya (Djebel Ez-Zerga).

Les roches terrigènes et carbonatées (grés, calcaires, marnes, dolomies, argile) du crétacé, constituent les formations montagneuses de l'atlas saharien situées au nord de la wilaya (Djebel El Azreg, Djebel El Ksoum).

Les dépôts paléogènes (marne, calcaires à interlits de silex, gypse, phosphates, grés conglomérats) sont répandus essentiellement dans la zone de transition de l'atlas saharien au plateau saharien et sur les flancs des synclinaux.

Les dépôts miocènes (marnes, calcaires, argiles, gypse, conglomérats, grés) reposent en discordance angulaire sur ceux du paléogène et du crétacé. Ils sont répandus dans la zone de transition de l'atlas saharien au plateau saharien.

Le pliocène représenté par des conglomérats, grés, argiles gréseuses, gypse, est largement répandu à l'ouest de la wilaya.

Les formations alluviales, lacustres et éoliennes du quaternaire (galets, limons, limons sableux, sables, argiles, conglomérats) sont répandus dans la dépression d'El Outaya et la dépression intra montagneuses.

Elles occupent la majeure partie du plateau saharien ou sa partie nord est affectée de cônes de déjection tandis qu'au sud apparaissent les chotts et les massifs des sables éoliens.

Du point de vue tectonique, la limite méridionale de l'atlas saharien est constituée par l'accident sud atlasique, ce dernier caractérisé par des failles.

La zone du projet est située dans le prolongement oriental de la chaîne de l'Atlas. Dans la zone de M'chouneche, les structures atlasiques, plis et failles, sont orientées globalement Est Nord Est – Ouest Sud-Ouest. La structure synclinale dessinée par les dépôts cénomaniens dans la zone de la retenue étudiée s'aligne sur cette même direction structurale.

II.3 Séismicité :

Basées sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique (Seismic Hazard Manning of Algeria, par Harcat and Shah Stanford University June 1978), des cartes d'iso-accélération sismique utilisant un modèle Bayésien pour les périodes 1000, 500, et 100 ans furent établies. Les cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête en un lieu donné. Le site de Mchounech se situe dans la troisième zone sismique.

Le département observatoire de physique du globe, service sismologie a publié en 1978, la carte des intensités maxima observées de 1716 à 1975. Sur cette carte, le site du barrage se situe dans la zone III, des degrés des intensités maxima ressenties (échelle macrosismique internationale. Sur l'échelle Mercalli modifiée, le degré III correspond à des degrés peu importants pour des constructions ordinaires et des dégâts négligeables dans les bâtiments bien conçus et bien construits.

Différentes méthodes sont utilisées et la valeur à adopter est 0.25 g pour les effets d'accélération sismique horizontale dans la région étudiée.

Le CTC a établi récemment la carte des zones sismiques. Le site se situe dans la deuxième zone sismique (zone III) qui correspond à une région de relativement de moyenne sismicité, du fait que le site de M'chouneche est situé dans le nord-est de l'Algérie, convergente entre les plaques Afrique et Eurasie.

Malgré une sismicité diffuse, le nord de l'Algérie a subi plusieurs séismes importants, tels que celui d'El Asnam, par exemple, du 10 octobre 1980 avec une magnitude ($M_w = 7.3$) ou, plus récemment, celui de Boumerdès, du 21 mai 2003 ($M_w = 6.8$).

Les rapports d'études de sites de barrages, dans la partie "Evaluation de la sismicité et du risque sismique") préconisent une accélération de l'ordre de 0.2 g, sans toutefois lui associer de période de retour.

Les accélérations horizontales maximales de référence au site de M'chouneche ont été obtenues à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale, suivant une approche déterministe.

Elles ont été calculées en considérant le séisme de référence de La Merja, du 20 février 1957, ramené en position la plus défavorable, ainsi :

Le SBE correspond à un séisme de magnitude 5.6 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Le SMD correspond à un séisme de magnitude 6.1 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Le SMP correspond à un séisme de magnitude 6.6 localisé à une distance épacentrale de 10 km et à une profondeur de 10 km.

Quatre lois d'atténuation adaptées au contexte sismotectonique Algéro-tunisien ont été utilisées. Les accélérations horizontales maximales obtenues (valeurs médianes) sont les suivantes :

Site de M'chouneche (option)	SBE	SMD	SMP
Accélérations maximales Horizontales (PGA)	0.14 g	0.19 g	0.26 g

Tableau II-1 Les accélérations horizontales maximales du site.

Les accélérations horizontales maximales pour le SMP sont indiquées, dans l'hypothèse où les enjeux économiques, sociaux et environnementaux se révélaient être majeurs à l'aval de l'ouvrage. Nous considérons cependant, en l'état actuel des connaissances, que le SMD est suffisant dans le contexte de sismicité diffuse et modérée du site de M'chouneche.

Le tableau I représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones Sismiques :

Classification des ouvrages selon leur importance	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III
Ouvrages d'importance vitale	0.15	0.25	0.30	0.40
Ouvrages de grande importance	0.12	0.20	0.25	0.30
Ouvrages courants	0.10	0.15	0.20	0.25
Ouvrages de faible importance	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau II-2 Coefficients d'accélération du séisme.

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 2 selon le RPA. Notre digue est implantée dans la wilaya de BISKRA Classe zone I selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération séismique α dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage.

Selon le règlement parasismique algérien de 1988 le coefficient d'accélération séismique est : $\alpha = 0.25$

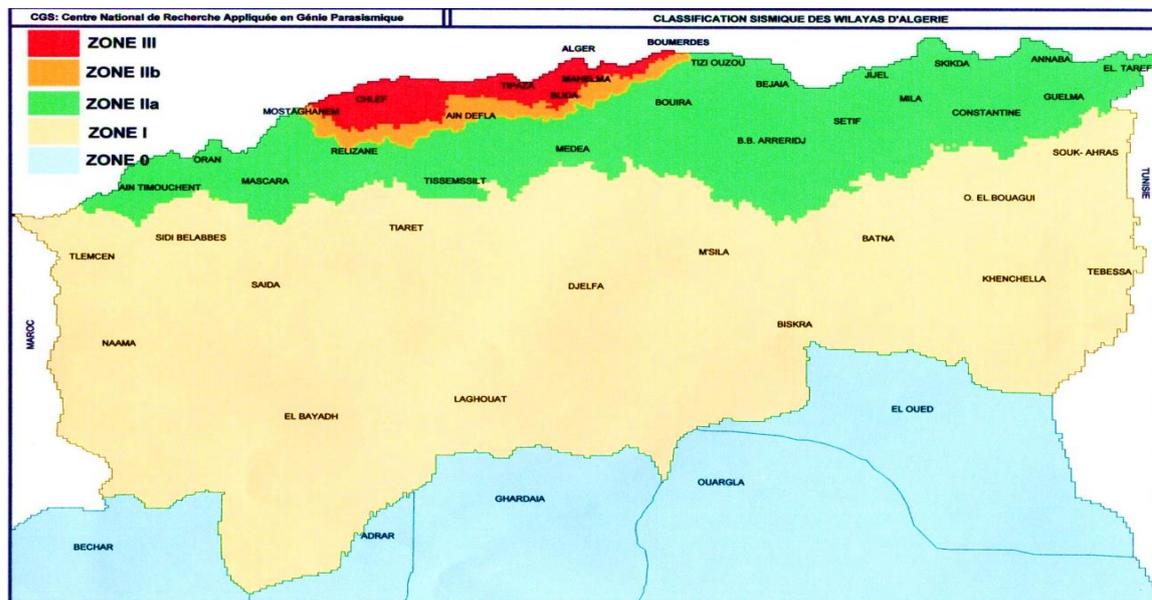


Figure I. 2 Classification des zones sismiques des wilayas d'Algérie

II.4 Levé géologique :

Le levé géologique de surface a permis d'élaborer des plans et des coupes. Et ils ont principalement mis en évidence :

- l'uniformité du substratum rocheux dans la zone du projet, substratum constitué d'une alternance de couches marneuses et marno-calcaires ou, plus rarement, des calcaires biomicritiques.
- La présence d'un large synclinal qui correspond globalement à la cuvette de la retenue, mais l'absence de plissements serrés.
- Des failles subverticales de direction proche d'Est-Ouest, La plupart de ces discontinuités ne présentent pas de rejet visible en surface.

II.5 Morphologie du terrain levé :

La vallée de l'oued Mchounech présente une forme assez étroite.

La pente des versants est relativement moyennement forte en rive droite ainsi qu'en rive gauche.

La végétation n'est pas abondante que ce soit dans la vallée ou sur les versants d'où une érosion plus ou moins relative des berges de l'oued lors des crues.

L'oued a creusé son lit dans la roche mère, qui est en majeure partie des calcaires et des grès jaunâtres.

La formation des alluvions essentiellement des débris graveleux issus de la roche mère est assez importante sachant que le lit mineur et le lit majeur de l'oued sont confondus donnant un lit très large.

Les terrains en dehors de la vallée sont jusqu'à une certaine mesure abrupte et recouverte de formations à dominance sableuse à limoneuse.

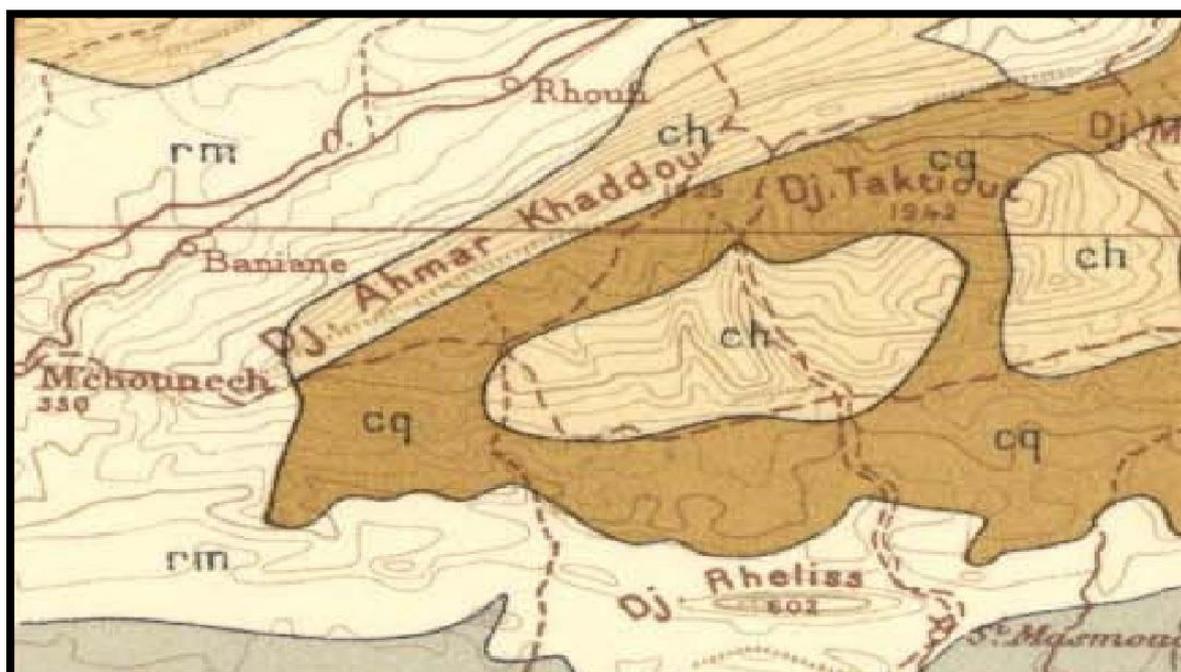


Figure I.3 Extrait de la carte géologique

II.6 Reconnaissances antérieures :

La zone des ouvrages et de la cuvette d'oued Mchounech a fait l'objet de reconnaissance antérieurement. Toutefois les résultats de ces reconnaissances s'avèrent maigres voire introuvables.

A partir du catalogue des publications de l'office Nationale de la Géologie, on a pu retrouver un minimum de documentation dont la carte géologique 1/100.000ème, ainsi que sa notice.

Cette documentation peu riche a été nécessaire pour envisager les conditions minimums de création d'un lac artificiel et de la construction d'un barrage de dérivation.

II.6.1 Reconnaissance de terrain :

La reconnaissance de la zone du site et de la cuvette a été effectuée en (03) trois campagnes.

- La première par une recherche bibliographique très poussée en vue de vulgariser toutes les conditions géologiques et géotechniques du site.
- La deuxième par la réalisation 05 puits de 3.00 m, pour la reconnaissance géologique et l'identification du sol de fondation.
- La troisième par la réalisation 02 sondages de 10.00 m, pour la reconnaissance géologique et l'identification du sol de fondation.

La reconnaissance a eu pour but d'étudier :

- la constitution géologique du terrain.
- les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du terrain.
- Les conditions de création et de construction d'un barrage déversoir.
- les possibilités de recherche de matériaux de construction nécessaires.

II.7 Hydrogéologie du bassin versant et sa cuvette :

II.7.1 Perméabilité :

Les calcaires et grés fissurés du Pontien supérieur dominant dans le bassin versant sont généralement perméables.

Les alluvions de basses terrasses comblant le fond du thalweg constituées de matériaux pulvérulents : blocs, cailloux, graviers et sables, sont perméables et constituent une zone à perte d'eau par infiltration au-dessous du corps de la digue (phénomène de Renard).

Les éléments détritiques formés de cailloux, graviers, sables et blocs de calcaire, et de grés ayant une forme quelconque, relativement arrondie comblant le fond de la vallée de la retenue barrage déversoir sont perméables. Leur perméabilité est de 10^{-5} cm/s

- Agrégat naturel pour béton (graviers et sables) :

Les agrégats naturels pour le béton ainsi que les matériaux pour filtre n'existent pas au droit du site.

- Agrégats artificiels pour béton et filtres :

Ils peuvent être confectionnés par la station de concassage la plus proche.

III - Résultats des reconnaissances sur le terrain :

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction du barrage et la création d'une retenue, à ce niveau d'étude, ont été effectuées les reconnaissances géologiques sur le terrain.

L'objectif des reconnaissances fut l'obtention des résultats pour les besoins de l'étude du choix du site d'implantation ainsi que du type d'ouvrage à adopter sur le terrain.

III.1 Levés géologiques :

Des levés géologiques au 1/1000ème de la cuvette, et 1/500ème du site du barrage ont été réalisés. Ils représentent la composition de la structure lithologique en surface, de la stabilité de l'érodabilité et l'estimation de l'étanchéité de la cuvette de la retenue par l'intermédiaire des fouilles visibles et de la nature du sol.

Les données obtenues ont servi tant à l'élaboration du programme de reconnaissance, à l'établissement de l'étude et à l'interprétation des relations géologiques, lithologiques, tectoniques et géotechniques.

Au niveau de l'axe, sont réalisés 02 sondages dont la profondeur est de 10.0m. Les deux sondages ont été implantés près de l'axe.

A proximité de l'axe, sont réalisés des puits dont la profondeur est de 03.0m. Les cinq puits ont été implantés à l'amont, et à l'aval dont deux à l'extérieur de l'aire de l'emprise de l'ouvrage, un à l'amont de celui-ci, l'autre à l'aval de l'ouvrage.

L'examen géologique des échantillons a donné lieu aux impressions suivantes :

Toutes les formations dans les cinq fouilles sont identiques, et représentées essentiellement par des sables graviers et des blocs.

- Commentaire :

On constate donc qu'on a affaire à une assise constituée par des sables graviers et galets.

Les campagnes de 05 puits notés P₁ à P₅ de 3.00 mètres de profondeur, et 02 sondages ont été exécutés à proximité du site et de l'oued Mchounech plus précisément sur et à proximité de l'axe envisagé. Ces travaux d'investigation réalisés par le Laboratoire de l'Habitat et de Construction Sud unité de Batna demeurent sans aucun doute assez fiables.

Les observations nous renseignent sur les caractéristiques physiques et mécaniques quant à leur utilisation en tant qu'assise de l'ouvrage.

Ce chapitre constitue une partie importante de l'étude géologique puisqu'il consiste à analyser le sol de fondation qui supportera le barrage déversoir.

IV - Vérification de l'état de fondation :

L'essai œdométrique permet d'étudier le tassement d'un sol sous une charge considérée.

Dans notre cas il n'est pas utile de vérifier l'état de consolidation du sol de fondation du fait de la nature de ce dernier. Toutefois, il est impératif de vérifier la capacité portante de l'assiette de l'ouvrage.

IV.1 Capacité portante de la fondation

- Contrainte développée par le remblai :

Caractéristique du remblai en argile

- $\gamma_d \text{ sol} = \gamma_{\max} = 1.85$
- $W_n = W_{op} = 0.05$
- $\gamma_{\text{béton}} = 2.40$

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + W_n) \quad \text{Équation I-1}$$

$$\gamma_{\text{hsol}} = 1.85.(1 + 0,05) = 1.94 \text{ t/m}^3$$

Avec :

- γ_d : densité apparente.
- W_n : teneur en eau naturelle.
- γ_h : densité humide.

Les dimensions approximatives de l'ouvrage :

Largeur B = 12m
 Longueur L = 60 m
 Hauteur H = 4.0 m

$$q = \gamma_h \times H \quad \text{Équation I-2}$$

$$q = 2.4 \times 4 = 9.6 \text{ t/m}^3 = 1.0 \text{ bars}$$

- Contrainte admissible du sol " Q_{ad} "

La contrainte admissible sera estimée selon la relation de Terzaghi s'exprimant comme suit :

$$Q_{ad} = \gamma_h \cdot D + \frac{(1 - 0,2 B/L) \gamma_h B/2 N_\gamma + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + (1 + 0,2 B/L) C N_c}{F} \quad \text{Équation 1-3}$$

F : coefficient de sécurité (F= 3).

γ_h : densité humide ($\gamma_h = \gamma_d (1+W_n)$).

B et L : largeur et longueur de la plateforme du barrage.

D : profondeur d'ancrage de l'ouvrage.

ϕ : angle de frottement interne.

C : cohésion du sol.

Nc, Nq, N γ : facteurs de portance dépend de l'angle de frottement interne ϕ

- Caractéristiques retenues pour le calcul

$$\gamma_h = 1.94 \text{ t/m}^3 N_c = 60$$

$$\phi = 38^\circ N_q = 45$$

$$C = 0.0 \text{ bars } N_\gamma = 70$$

$$D = 1.0 \text{ m}$$

Q_{ad} = 24 bars

La pression développée par l'ouvrage (1.0 bar) est sensiblement inférieure à la contrainte admissible par le sol (24 bars), donc, il n'y a pas de risque de tassement de la fondation sous l'effet du poids de l'ouvrage.

Les résultats définis sur la base d'une recherche bibliographique à inclure dans les différents calculs hydrotechniques sont :

W_n %	5.0
γ_d, t/m³ poids volumique	1.85
γ_h, t/m³	1.94
poids spécifique ρ t/m³	2.66
K, cm/s	2.10^{-2}
C, bars	0.0
ϕ°	38
e indice des vides	0.65
Module de Young E_o kg/cm²	400

Tableau I-3 caractéristiques du sol.

IV.2 Enrochements :

La quantité de roches sous forme de blocs est disponible sur le site de l'oued Mchounech ainsi qu'aux alentours, et dans toute la région de Mchounech.

Quelques caractéristiques de la roche se trouvant en abondance dans la région sont :

- Essai Los Angeles : 25%
- Résistance à la compression : 200 bar

- Densité apparent $\gamma_d = 2.35T/m^3$

A partir de ces résultats on peut affirmer que cette roche peut être utilisée dans la protection de la partie aval du barrage en substitution du bassin de dissipation.

IV.3. Caractéristiques de la cuvette :

IV.3.1.Perméabilité de la cuvette :

La cuvette de l'oued Mchounech, peu large et relativement longue dans l'ensemble ne représente pas une probabilité de fuite vers les bassins voisins ou sous la cuvette sachant que le matériau de recouvrement est constitué principalement de calcaires et de marnes.

De même, il n'existe pas de failles, le long de l'oued Mchounech qui pourraient présenter un moyen de vidange de la cuvette en observant la carte géologique de Mchounech.

IV.3.2.Stabilité des versants de la cuvette :

D'après le levé topographique au 1/1000eme ainsi que la reconnaissance sur le terrain, on a pu observer que le long de l'oued, en amont du site, le cours d'eau a créé quelques affouillements à la base des talus, ces affouillements se situent en plein méandre là où la force de l'oued est maximale lors des crues. Néanmoins ces masses de sol ne peuvent constituer un danger sachant que le volume déplacé sera faible par rapport à la retenue du barrage.

IV.3.3.Qualité des eaux :

Les analyses chimiques ont indiqué la salinité relativement élevée des eaux de l'oued, mais les levés géologiques n'ont pas permis d'identifier des dépôts évaporitiques, susceptibles de générer cette anomalie. La source se situe donc en dehors des limites de la cuvette de la retenue.

L'étude de la qualité de l'eau du barrage de M'chouneche montre que la salinité du réservoir est très forte et assez dispersée, les caractéristiques de la salinité des eaux de la retenue peuvent être résumées par les valeurs suivantes :

- Salinité moyenne 3.0 g/l
- Salinité pour une fréquence de non –dépassement de 5% : 2.1 g/l
- Salinité pour une fréquence de non –dépassement de 95% : 3.7 g/l

V - CONCLUSION :

Au niveau de l'oued, le sol de fondation qui est représentée par des sables grossiers affleurant à certains endroits. Une clé d'étanchéité d'encrage de 1.0 m est amplement suffisante.

Les carrières les plus proches qui montreront les meilleures caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques pourront être utilisées pour la confection des agrégats de béton, du fait que la région est assez riche en matériaux rocheux en quantité, et en qualité suffisantes.

Donc les matériaux peuvent provenir de la station de concassage la plus proche.

Une excavation de 1.0 m doit être prévue sur toute l'emprise du barrage, et cela pour l'encrage du déversoir.

Les valeurs géotechniques ont été obtenues des essais de laboratoire ; et d'autres déterminées sur la base d'une étude bibliographique suffisamment approfondi, en tenant compte des conditions géologique de la région, ainsi que de tous les documents, et cartes existants. Ces valeurs sont assez fiables du fait que nous avons tenu compte des cas, et des aspects les plus pessimistes, pour le dimensionnement de l'ouvrage.

La salinité de l'eau serait peu préoccupante selon les études antérieures. Toutefois Il y aurait lieu de la traitée ou de la mélanger avant de la consommer à des fins de l'irrigation des palmeraies.

Aussi, Il ne semble pas exister d'installations humaines industrielles ou d'habitation dans l'emprise du réservoir.

En conclusion, on peut affirmer qu'il n'existe pas de problèmes majeurs pouvant entraver la construction du barrage déversoir sur Oued Mchounech. .

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques.
 - Les caractéristiques climatologiques.
 - Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard.
-

I. Caractéristiques hydromorphométriques du Bassin versant de oued

M'chouneche :

Les travaux effectués sur les cartes d'état-major de M'chouneche, de Tkout Ouest, et de Tkout Est à l'échelle 1/50.000ème, respectivement feuilles NI-32-XIII-11, NI-32-XIX-7 OUEST, et NI-32-XIX-7 EST, ont permis de délimiter le Bassin Versant de l'Oued M'chouneche et de déterminer les caractéristiques hydro-morphométriques fondamentales dans le bassin en question.

L'oued traverse le village de Tkout, aux coordonnées : $X=255\text{Km}$, et $Y=3895\text{Km}$. La limite extrême amont du bassin versant, c'est-à-dire le point culminant se trouve à Tamedinet à une altitude de 1965m, aux coordonnées : $X=275\text{Km}$, et $Y=3903\text{Km}$. À l'amont de la ville de Tkout se trouve le village de Chenoura.

À l'extérieur du bassin versant coté amont de celui-ci dans le sens du Nord, c'est à dire le long de la route nationale RN 31 menant de Biskra vers Batna se trouvent les villages suivants :

- Tabendout ($x=249\text{km}$; $y=3896\text{km}$).
- Bou Salah ($x=254\text{km}$; $y=3900\text{km}$).
- Tagherout Bouzedah ($x=256\text{km}$; $y=3904\text{km}$).
- Sanef ($x=259\text{km}$; $y=3903\text{km}$).

La ville d'Arris est située à environ 1km à l'amont de Sanef. À l'extrême amont du bassin versant se trouve le village El Hara dans le djebel Tailalout concomitant au djebel Zenad dans le Kef Rekabat.

Le site du projet se situe à quelques dizaines de mètres au sud des limites de la ville de M'CHOUNECHE.

- Ses coordonnées au système UTM sont :

$$X = 774,500 \text{ Km.}$$

$$Y = 3872.00 \text{ Km.}$$

$$Z = 300 \text{ m NGA}$$

- Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 803.00\text{Km.}$$

$$Y = 189.500 \text{ Km.}$$

$$Z = 300 \text{ m NGA}$$

La superficie du Bassin Versant de l'oued M'chouneche obtenue par planimétrage sur les cartes d'état-major citées précédemment à l'Echelle 1/50.000ème équivaut 653 km^2 .

L'Oued principal relatif au bassin versant a une pente moyenne valant 1.95.

La longueur du thalweg principal est de 85 Km.

Le Bassin versant a une largeur moyennée d'environ 8.0km. Ses altitudes minimale et maximale valent respectivement 300 et 1950m.

Le degré de boisement du bassin versant de l'Oued M'chouneche est presque nul, la végétation y est totalement absente, et l'activité pastorale est prédominante, et ce d'après la visite effectuée sur place.

I.1. Paramètres morphologiques :

- **Indice de compacité** (de Graveluis) :

Cet indice nous permettra de déterminer si le bassin est allongé ou non, il est dépendant de « \bar{S} » et de « P » est calculé par la formule suivante :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{\bar{S}}} \quad \text{Équation II- 1}$$

Si $K_c = 1$: bassin ramassé

Si $K_c > 1$: bassin allongé

$$K_c = 1.43$$

✓ Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est allongé.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \quad \text{Équation II- 2}$$

L : la longueur du talweg principal L = 85Km

S : la superficie du bassin versant. S = 653 Km²

$$Ca = 11,06$$

- **Rectangle équivalent :**

Le bassin est assimilé à un rectangle de longueur « L » et de largeur « l » qui a la même surface, le même périmètre, le même coefficient de compacité que notre bassin

Il nous permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue influence de leur forme sur l'écoulement.

- Longueur du rectangle « L » :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \frac{(1.128)^2}{K_c} + 1} \right] \quad \text{Équation II-3}$$

- Largeur du rectangle « l » :

$$l = \frac{P}{2} - L \quad \text{Équation II- 4}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent (**Km**).

l : Largeur du rectangle équivalent (**Km**).

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

K_c : Indice de compacité de GRAVILLUS.

$$L = 33.95 \text{ Km}$$

$$l = 31.05 \text{ Km}$$

I.2. Les altitudes caractéristiques :

I.2.1. Les altitudes maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'État-major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations.

Altitude (m)	Surface (Km ²)	Surface (%)	Surface Cumulée (Km ²)	Surface Cumulée (%)
>1800	0.13	0.019908116	0.130	0.019908116
1800-1600	23	3.522205207	23.130	3.542113323
1600-1400	98	15.00765697	121.130	18.54977029
1400-1200	103	15.77335375	224.130	34.32312404
1200-1000	102	15.6202144	326.130	49.94333844
1000-800	103	15.77335375	429.130	65.71669219
800-600	79.57	12.18529862	508.700	77.90199081
600-400	62.3	9.54058193	571.000	87.44257274
400-200	65	9.954058193	636.000	97.39663093
<200	17	2.603369066	653.000	100

Tableau II-1 Coordonnées de la courbe hypsométrique

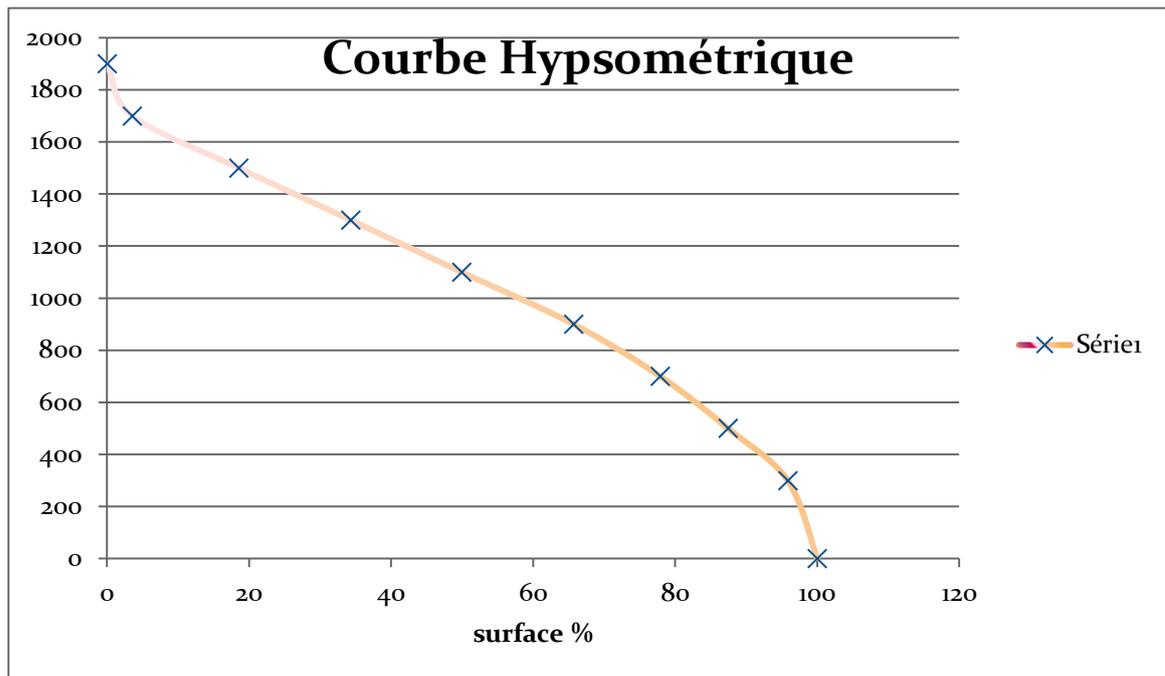


Figure II-1 Répartition et courbe hypsométriques

1.2.2.L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement à partir de la relation définie comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \quad \text{Équation II- 5}$$

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n En km².

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

Donc :

$$H_{moy} = 807 \text{ m}$$

1.2.3.L'Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique (voir Fig. N°III-3). Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$$H_{med} = 1105 \text{ m}$$

➤ **Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{Équation II- 6}$$

Avec : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$
 $H_{5\%} = 1545\text{m}$
 $H_{95\%} = 195\text{m}$

$$D = 1350\text{m.}$$

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 18.98 \text{ m/km}$$

➤ **Indice de pente moyenne Ipm :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{Équation II- 7}$$

$$I_{pm} = 4.85\%.$$

➤ **Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{S} \quad \text{Équation II- 8}$$

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

Tableau II-2 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

$$D_s = 485.01$$

Dans notre cas le relief est fort.

➤ *Pente moyenne du bassin versant :*

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad \text{Équation II-9}$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

A.N :

$$I_{moy} = 1.97\%$$

I.3. Hydrographie

Les paramètres qui caractérisent la forme du réseau hydrographique sont :

- ✓ La densité de drainage.
- ✓ Le rapport de confluence.
- ✓ Le rapport de longueur.

Pour ceci on retrace par le biais de l'AUTO CAD, à partir d'une carte d'état-major à échelle convenable, tous les talwegs (temporaires et permanents) situés à l'intérieur du bassin versant.

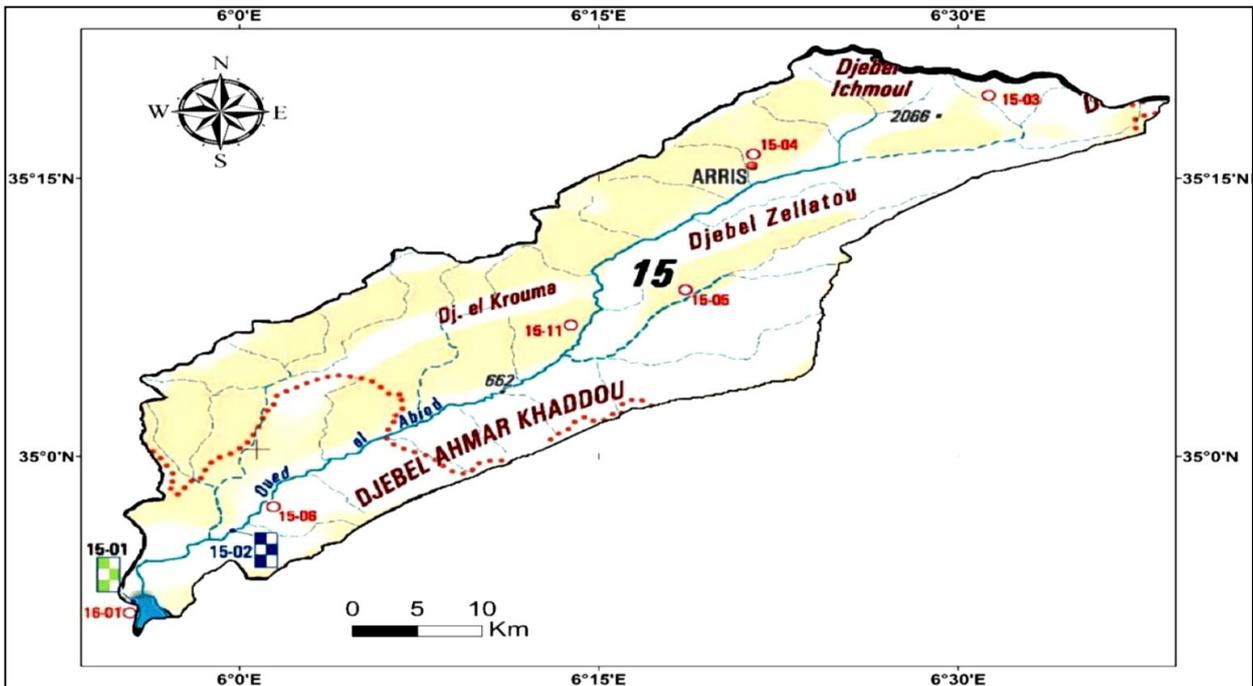


Figure II.2. délimitation du bassin versant

a) *Densité de drainage :*

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad \text{Équation II-10}$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)

$$\sum L_i = 46,855 \text{ Km.}$$

S: surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schaum.

$$D_d = 3.8 \text{ km/km}^2$$

b) *Coefficient de torrentialité :*

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad \text{Équation II-11}$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$N_1 = 95$$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 9,5$$

$$C_t = 44,46$$

c) *Longueur moyenne des versants :*

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \quad \text{Équation II-12}$$

D_d : densité de drainage en (km/km²).

L : longueur du rectangle équivalent en (km).

$$L_i = 33.95 \text{ km}$$

d) Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres :

➤ **Formule de GIANDOTTI:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{Équation II-13}$$

S : surface du bassin versant en (Km²).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

➤ **Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0.6615.L_p^{0.77} . I_g^{-0.85} \quad \text{Équation II-14}$$

I_g : indice de pente globale

L_p : longueur du talweg principal en (Km)

➤ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad \text{Équation II-15}$$

FORMULATIONS	Tc (heures)
KIRPICH	15.62
CALIFORNIA	9.27
GIANDOTTI	12.84

Tableau II.3 présentatif des résultats

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=12 ,75 heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$T_c=12 ,75$ heures

➤ **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \quad \text{Équation II-16}$$

L_p : longueur du talweg principale.

T_C : temps de concentration.

$$V_R = 6,67 \text{ (Km/h)}$$

II. Caractéristiques climatique du bassin versant :

A défaut de station climatologique située dans la zone d'étude du site de M'chouneche, le climat est donc décrit grâce aux observations des stations climatologiques les plus proches.

II.1. Evaporation :

L'altitude et le relief étant les facteurs influant sur la climatologie et en particulier le premier cité, la station de M'chouneche est la seule qui soit représentative concernant les valeurs des évaporations (stations communiquées par l'Office Nationale de la Météorologie).

La valeur de 2000 mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de l'oued M'chouneche est ainsi retenue comme valeur représentative.

La répartition mensuelle de l'évaporation évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est définie comme suit :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Ev(mm)	42	65	104	162,6	216	280	360	322	198	130	74,8	45,6	2000
Ev(%)	2,1	3,25	5,2	8,13	10,8	14	18	16,1	9,9	6,5	3,74	2,28	100

Tableau II-4 répartition mensuelle de l'évaporation

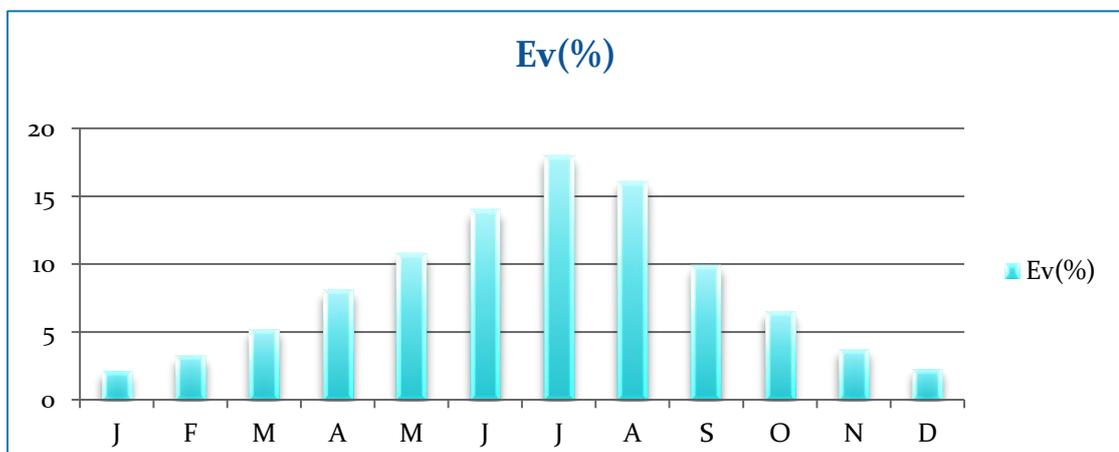


Figure II.3 répartition mensuelle de l'évaporation

II.2. Température :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année ont été estimées à partir de séries observées sur la station de M'chouneche.

Le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy annuelle
Temp(°C)	6	7	10	13	17	24	28	30	26	8	11	7	15.9°C

Tableau II-5 répartition mensuelle de la température

D'après le tableau II-5 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquelles la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

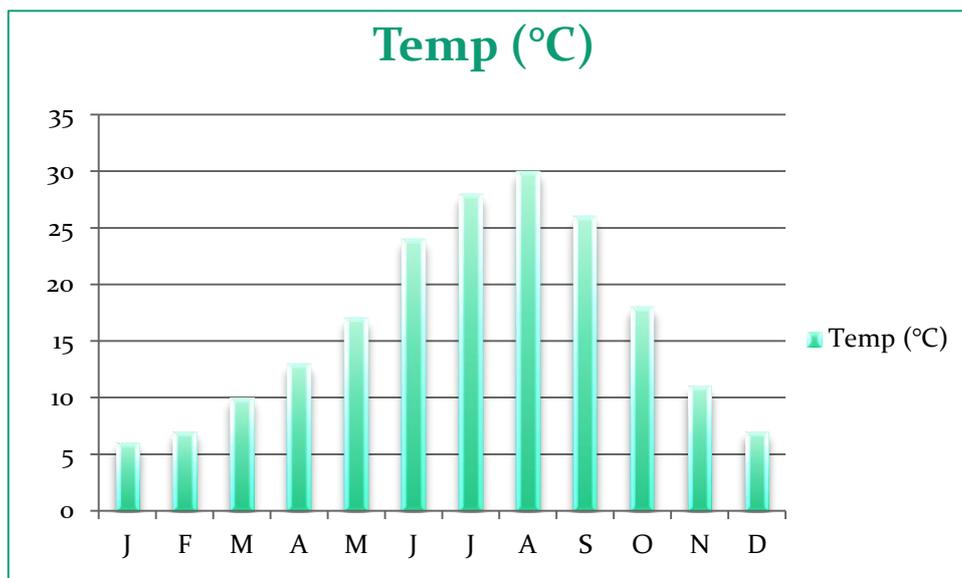


Figure II.4 répartition mensuelle de la température

Cette répartition des températures convient au climat tel que connu par les habitants dans la région du présent projet. Sur la base de ces données observées dans la station climatologique correspondante formant un périmètre incluant la région de M'chouneche, on peut considérer la valeur de 15.9 °c, représentant ainsi la température moyenne au site de M'chouneche.

II.3. La pluviométrie :

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de l'Oued M'chouneche, le régime hydrologique dans le Bassin est directement lié à ces précipitations essentiellement constituées de pluies.

II.3.1. Stations et données disponibles :

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du Bassin Versant du site de M'chouneche, cependant la station pluviométrique 061406 de Biskra se trouvant la plus proche de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 50 années y compris les années lacunaires semble largement représentative relativement à sa durée et à sa composante pluviométrique. La station 0615--de Mchouneche n'est que partiellement opérationnelle.

Les caractéristiques des stations pluviométriques sont présentées dans le tableau suivant

Commune	Code station	H, m	P° , mm	Pj ,mm	Expclim,b	Cv	Tobs, ans
Biskra	061406	124	134	25.6	0.19	0.60	50
OuledDjellal	060901	196	118	24.8	0.18	0.62	50
M'chouneche	0615---	330	160	27	0.20	0.60	50
Tolga	061404	150	162	77.4	0.20	0.48	16
ZeribetElOued	0619---	----	180	28	0.21	0.70	---
FoumElGherza	061601	100	140	25.9	0.19	0.81	22
Arris	01504	1100	327	35.8	0.27	0.30	50

Tableau II-6 Caractéristiques des stations pluviométriques

II.3.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne :

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations des stations de M'chouneche, et d'Arris.

La répartition est exposée dans le tableau suivant :

Mois	Pluie mensuelle moyenne (mm)	Pluie mensuelle moyenne (%)
SEPTEMBRE	22,8	9,5
OCTOBRE	19,60	8,17
NOVEMBRE	22,99	9,58
DECEMBRE	27,74	11,56
JANVIER	31,94	13,31
FEVRIER	24,84	10,35
MARS	30,74	12,81
AVRIL	25,32	10,55
MAI	16,92	7,05
JUIN	8,76	3,65
JUILLET	4,27	1,78
AOUT	4,05	1,69
Module interannuel	240	100

Tableau II-7 Répartition mensuelle des pluies moyenne

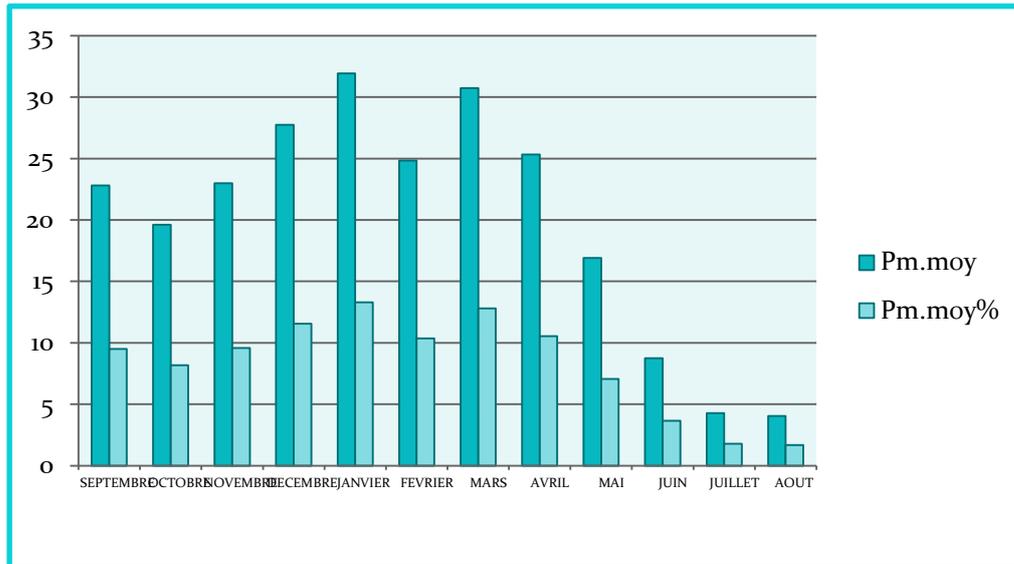


Figure II-5 .Répartition de la pluviométrie mensuelle

II.3.3. Calcul des précipitations maximales journalières fréquentielles :

Les pluies journalières maximales sont déterminées par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$P_{jmax} = \frac{P_{jmax.}}{(Cv^2 + 1)^{1/2}} e^{u (Ln (Cv^2 + 1))^2} \quad \text{Équation II-17}$$

Où :

P_{jmax} : Pluie journalière maximale fréquentielle

P_{jmax.} : Moyenne de la série des pluies P_{jmax} observées.

Cv : Coefficient de variation de l'échantillon

u : Variable réduite de GAUSS.

II.3.3.1. Les paramètres statistiques de l'échantillon :

Nombre d'observations	39
Minimum	8.2
Maximum	160
Moyenne	61.9
Ecart-type	38.7
Médiane	54.2
Coefficient de variation	0.62
Coefficient d'asymétrie	0.6

Tableau II-8 Les paramètres statistiques de l'échantillon

II.3.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières :

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

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL ; et à la loi log normale. Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel :

❖ Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

➤ Formulation des hypothèses :

Les méthodes de teste d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur en question soit de le rejeter.

Deux hypothèses sont à formuler :

H_0 : Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question (la valeur présumée).

H_1 : hypothèse alternative.

Pour vérifier l'homogénéité de l'échantillon il faut la diviser en deux sous échantillons (1973-1991) et (1992-2011) et de vérifier l'égalité entre les moyennes et les variances.

H_0 :les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

H_1 : les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

Le seuil de signification du test qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter H_0 (alors que H_0 est vraie) est choisi par: ($\alpha=5\%$)

➤ Test de stationnarité:

H_0 : il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 : il y a une tendance dans les observations.

Les résultats:

Valeur de la statistique $|K| = 1.5$.

p-valeur $p = 0.134$.

Conclusion : nous pouvons accepter H_0 au niveau de 5%.

➤ Test d'homogénéité :

H_0 :les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

H_1 :les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

Les résultats:

Valeur de la statistique $|W| = 0.4$.

p-valeur $p = 0.689$.

Conclusion: nous pouvons accepter H_0 au niveau de 5%.

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

❖ **Ajustement à la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad \text{Équation II-18}$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

Ou :

m: l'ordre de classement

N : taille de l'échantillon

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	253	37.3	180 – 326
200	0.995	204	28.9	148 – 261
100	0.99	183	25.3	134 – 233
50	0.98	162	21.7	120 – 205
20	0.95	134	17	101 – 168
10	0.9	112	13.5	86.0 – 139
5	0.8	89.8	9.97	70.2 – 109
3	0.6667	71.8	7.52	57.0 - 86.5
2	0.5	55.6	5.92	44.0 - 67.2

Tableau II-9 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

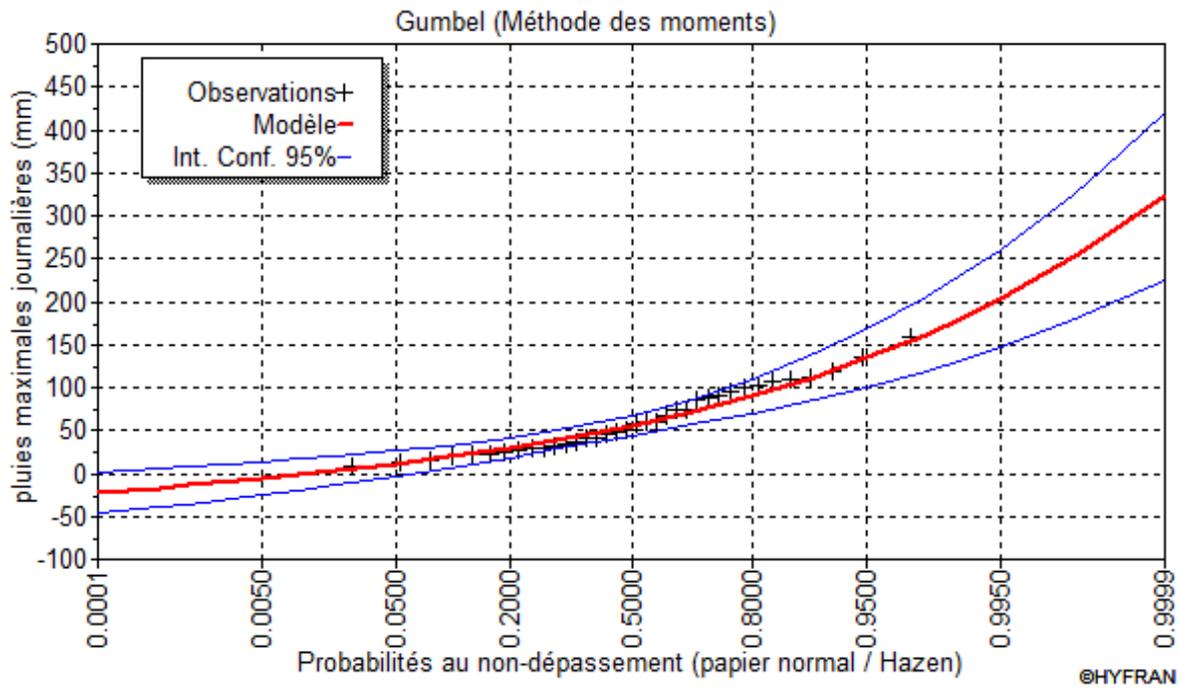


Figure II-6 courbe de l'ajustement selon la loi de gumbel

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	8.2
Maximum	Aucun	160
Moyenne	61.9	61.9
Ecart-type	38.7	38.7
Médiane	55.6	54.2
Coefficient de variation (Cv)	0.62	0.625
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.63
Coefficient d'aplatissement _(ck)	2.4	2.34

Tableau II-10 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

❖ Ajustement à la loi log normale :

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{j\max}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \quad \text{Équation II-19}$$

$$\sigma_{\log} = 0,127 \quad , \log P_{j\max} = 3,498$$

$$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \quad \text{Équation II-20}$$

Avec :

UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	744	257	239 – 1250
2000	0.9995	544	170	212 – 877
1000	0.999	470	139	198 – 743
200	0.995	323	82.5	162 – 485
100	0.99	270	63.7	145 – 395
50	0.98	221	47.8	127 – 315
20	0.95	164	30.8	104 – 224
10	0.9	126	20.8	85.2 – 167
5	0.8	91.3	13	65.9 – 117
3	0.6667	67.7	8.6	50.8 - 84.5
2	0.5	49.5	6.01	37.7 - 61.2

Tableau II-11 Résultat de l'ajustement à la loi LogNormale.

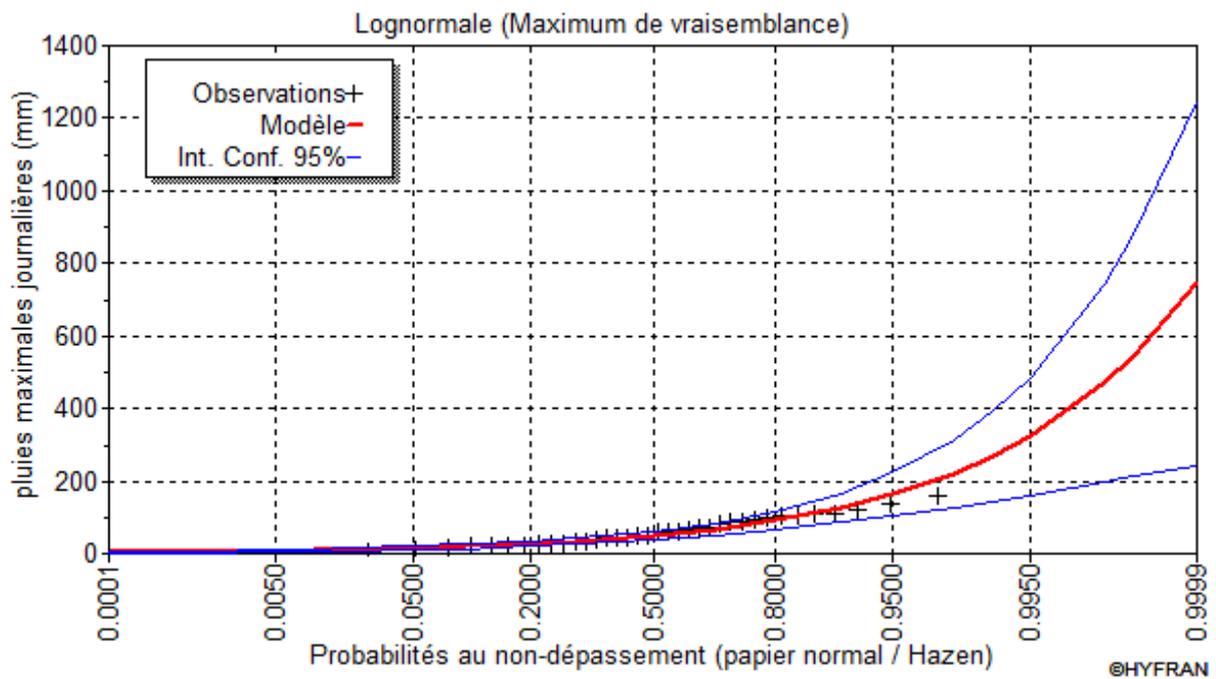


Figure II.7 courbe de l'ajustement selon la loi logNormale

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.000	8.2
Maximum	Aucun	160
Moyenne	64.5	61.9
Ecart-type	54	38.7
Médiane	49.5	54.2
Coefficient de variation (Cv)	0.837	0.625
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.1	0.63
Coefficient d'aplatissement (Ck)	23.9	2.34

Tableau II-12 Comparaison des caractéristiques de la loi de LogNormale et de l'échantillon

➤ **Test d'adéquation** : Test du Khi Carré.

loi	X ² calculé	X ² théorique
GUMBEL	4.89	11.07
LogNormal	6.672	11.07

Tableau II-13 test d'adéquation sur les deux lois : GUMBEL et LOGNORMAL

L'adéquation des deux lois est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité 1-α soit 95%

Conclusion : D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalière suit la loi Log-normal car la loi de GUMBEL présent des valeurs négatives.

II.3.4. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence) :

La pluie d'une durée (t) pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{Équation II-21}$$

Avec :

$P_{(t)}$: Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

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

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso-lignes de l'exposant climatique établi par K.Body en Mai 1981.

On prend pour notre site : b = 0,235

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^{0.235} \quad \text{Équation II-22}$$

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_t}{t} \quad \text{Équation II-23}$$

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau :

Per. ret	Fréquence %	t durée (heure)								
		1	3.2	6.4	9.6	12.8	16	19.2	22.4	24
2	50	43.26	56.86	66.92	73.61	78.76	83.00	86.64	89.83	91.30
10	10	59.71	78.47	92.36	101.59	108.70	114.55	119.56	123.97	126.00
20	5	77.71	102.14	120.21	132.23	141.48	149.09	155.62	161.36	164.00
100	1	127.94	168.16	197.91	217.69	232.92	245.46	256.21	265.66	270.00
1000	0.1	222.71	292.72	344.51	378.95	405.45	427.28	445.99	462.44	470.00

Tableau II-14 tableau des pluies de courte durée

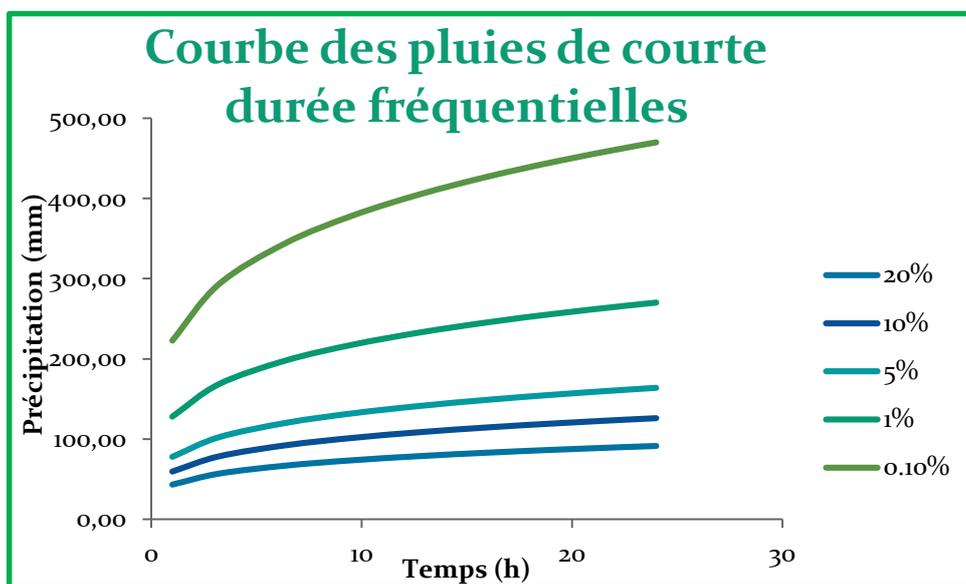


Figure II.8 Courbe des pluies de courte durée fréquentielles

Per. ret	Fréquence %	t durée (heure)								
		1	3.2	6.4	9.6	12.8	16	19.2	22.4	24
2	50	43.26	17.77	10.46	7.67	6.15	5.19	4.51	4.01	30
10	10	59.71	24.52	14.43	10.58	8.49	7.16	6.23	5.53	5.25
20	5	77.71	31.92	18.78	13.77	11.05	9.32	8.11	7.20	6.83
100	1	127.94	52.55	30.92	22.68	18.20	15.34	13.34	11.86	11.25
1000	0.1	222.71	91.48	53.83	39.47	31.68	26.71	23.23	20.64	19.58

Tableau II-15 tableau des intensités fréquentielles

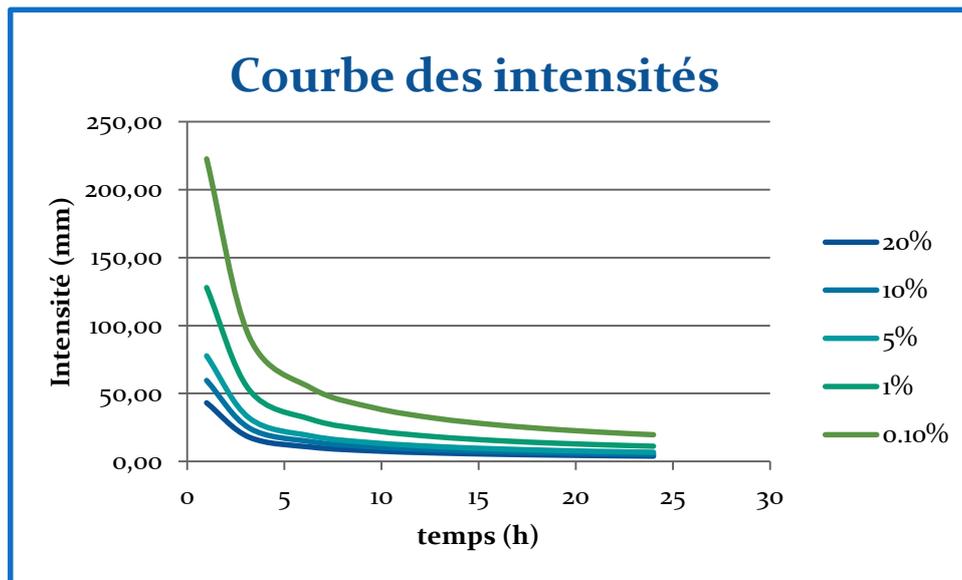


Figure II.9 Courbe des intensités fréquentielles

II.4. Etudes des apports

II.4.1. Evaluation des apports liquides :

L'Oued M'chouneche étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observations de la région d'étude et ses environs ne nous a pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant de l'Oued M'chouneche, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

a. Apports moyens interannuels :

Il existe en Algérie de nombreuses formules d'estimation des apports, quelques-unes d'entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen interannuel.

Formules empiriques

→ Formule de SAMIE :

$$Le = P^2 (293 - 2,2 (S)^{1/2}) \quad \text{Équation II-24}$$

où:

Le : Lamme d'eau écoulée en mm

P : Module interannuel en m (Pmoy)

On trouve ainsi : $Le = 13.64 \text{ mm}$;

L'apport moyen interannuel est donné par la relation :

$$A = Le \cdot S \quad \text{Équation II-25}$$

Où S est la Superficie en m^2 du Bassin versant.
 Nous obtenons alors un apport de :

$$A = 8.90hm^3$$

→ Formule de MEDINGER:

Cette formule donne la lame d'eau écoulée Le :

$$Le = 1,024 (P - 0,26)^2 \quad \text{Équation II-25}$$

(P en m)

$Le = 11.76$ mm ;

Soit un apport moyen :

$$A = 7.68hm^3$$

→ Formule de CHAUMONT :

Cette relation donne le coefficient d'écoulement Ce .

$$Ce = 0,6 (1 - 10^{-0,36P^2}) \quad \text{Équation II-26}$$

(P en m)

La lame d'eau Le écoulée est :

$$Le = P \cdot Ce \quad \text{Équation II-27}$$

soit $Le = 6.71$ mm ;

Soit alors un apport moyen interannuel :

$$A = 4.38 \text{ hm}^3$$

→ Formule de COUTAGNE I :

Elle donne le déficit d'écoulement $D = P - aP^2$ Équation II-28

La formule de COUTAGNE I n'est applicable que si :

$$\frac{1}{8a} < P \text{ (m)} < \frac{1}{2a}$$

Avec :

$$a = \frac{1}{0.8 + 0.14T}$$

Où : T_o : Température moyenne dans la zone d'étude

Au chapitre climatologie, la température moyenne interannuelle adoptée est $15,9^\circ \text{C}$.

La lame d'eau écoulée est alors :

$$Le = P - D = a \cdot P^2 \quad \text{Équation II-29}$$

D'où $Le = 19.03\text{mm}$; soit un apport moyen :

$$A = 12.43\text{hm}^3$$

→ Formule de TURC

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$D = \frac{p}{(0.9 + (\frac{p}{L})^2)^{1/2}} \quad \text{Équation II-30}$$

P et D en mm et $L = 300 + 25 To + 0,05 To^3$

Avec To définie précédemment.

$Le = P - D$

$Le = 12.32 \text{ mm}$;

d'où un apport moyen de :

$$A = 8.04\text{hm}^3$$

→ Formule de URGIPROVODKMOZ

$$Mo = (\frac{p}{340})^{2.24} \quad \text{Équation II-31}$$

P en mm

On trouve $Mo = 0.46 \text{ l/s/km}^2$

$Le = 14.45 \text{ mm}$;

Soit donc un apport moyen :

$A_o = 9.43\text{hm}^3$

→ Formule de l'ANRH

$$A_o = 0.915 \cdot P^{-2.684} \cdot S^{0.842} \quad \text{Équation II-31}$$

(P en m)

$$A_o = 4.65\text{Hm}^3$$

Synthèse des résultats :

Les résultats obtenus varient dans un intervalle allant 4.38 hm^3 à 12.42 hm^3 .

Ces résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Méthode ou Formule	Lame écoulee Le (mm)	Apport moyen A (hm ³)
SAMIE	13.64	8.90
A.N.R.H	6.90	4.65
MEDINGER	11.76	7.68
CHAUMONT	6.71	4.38
COUTAGNE -I-	19.03	12.42
TURC	12.31	8.04
URGIPROVODKMOZ	14.45	9.43

Tableau II-16 synthèse des résultats

Sur la base de tous ces résultats, nous avons jugé utile d'écartier les valeurs, de Chaumont, et d'ANRH qui sont plus ou moins faibles, et la valeur de Coutagne qui est un peu forte. La valeur plus ou moins proche de la réalité est celle de UGUIPROVODKHOZ, aussi la valeur retenue est $A_o = 9.43 \text{ hm}^3$, c'est-à-dire un débit spécifique $M_o = 0.46 \text{ l/s / km}^2$ ou une lame d'eau écoulee $Le = 14.45 \text{ mm}$.

b. Répartition mensuelle de l'apport moyen :

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport moyen interannuel a été établie sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie régionale dans le bassin versant de l'Oued M'chounech. La pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'Oued. Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'Oued concerné.

La répartition mensuelle de l'apport ainsi obtenue s'établit comme suit :

Mois	Amens	A%	Mois	Amens	A%
JANVIER	1,25	13,31	JUILLET	0,168	1,78
FEVRIER	0,97	10,35	AOUT	0,16	1,69
MARS	1,21	12,81	SEPTEMBRE	0,90	9,5
AVRIL	0,99	10,55	OCTOBRE	0,77	8,17
MAI	0,66	7,05	NOVEMBRE	0,90	9,58
JUIN	0,34	3,65	DECEMBRE	1,09	11,56

Tableau II-17 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

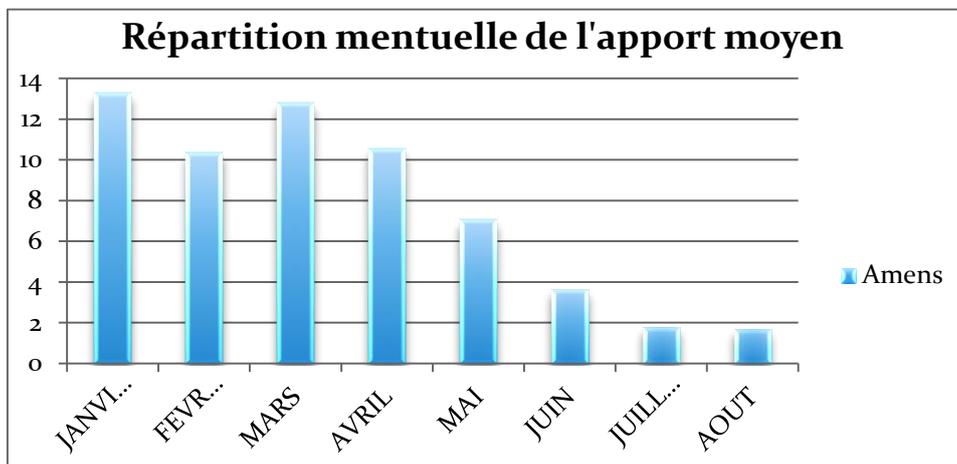


Figure II.10 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

c. Caractéristiques de l'écoulement :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et digue de l'ouvrage.

Une étude régionale effectuée par l'ANRH dans le constantinois, et l'extrême EST, ainsi qu'une partie du Sud Est du pays donc y compris la zone d'étude et ses environs, a montré que les apports annuels s'ajustent efficacement à la loi de distribution de GALTON dont l'équation est :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\ln(C_v+1))^{1/2}} \quad \text{Équation II-32}$$

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'informations hydrométriques, par des formules empiriques.

→ Formule de PADOUN

Etablie pour les Oueds d'Algérie, fournit la relation :

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Équation II-33}$$

avec $0,25 < K < 1$

(M_0 : Débit ou Module spécifique en l/s/km²)

Pour $k = 0.6$, on trouve

$$C_v = 0,66$$

→ Formule de SOKOLOVSKY- CHEVELEV

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semi-arides :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \quad \text{Équation II-34}$$

Où :

S : Superficie du bassin en km²

M_0 : Débit spécifique en l/s/km²

On trouve alors un coefficient de variation

$$C_v = 0.70$$

→ Formule d'URGIPROVODKMOZ :

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits Oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \quad \text{Équation II-35}$$

Où :

M_0 : Débit ou module spécifique en l/s/km²

On trouve :

$$C_v = 0,77$$

➤ Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant :

Formules	C_v
PADOUN	0.66
SOKOLOVSKY - CHEVELEV	0.70
URGIPROVODKMOZ	0.77

Tableau II-18 les différentes valeurs de C_v

La valeur de $C_v = 0.77$ obtenue par la formule de URGIPROVODKMOZ est finalement adoptée.

d. Les apports fréquentiels :

Au site de l'Oued M'chouneche la distribution des apports fréquentiels sera donc régie par l'équation :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \quad \text{Équation II-36}$$

$A_{\%}$:apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les résultats des calculs des apports fréquentiels sont illustrés dans les tableaux suivants :

T(Ans)	Fréquence(%)	Variable de GAUSSu	Apport A(%)(hm ³)	Hydraulicité A(%) / A	Le(mm)
5	80	0,8428	13,29	1,40	20,35
10	90	1,2850	17,98	1,90	27,54
25	96	1,7530	24,76	2,62	37,92
50	98	2,0571	30,48	3,22	46,68
100	99	2,3280	36,68	3,88	56,18
1000	99,9	3,1000	62,18	6,58	95,22

Tableau II-19 résultats des calculs des apports fréquentiels

II. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	A 80% (%)	A 80% (hm ³)
Septembre	9.5	1.26255
Octobre	8.17	1.085793
Novembre	9.58	1.273182
Décembre	11.56	1.536324
Janvier	13.31	1.768899
Février	10.35	1.375515
Mars	12.81	1.702449
Avril	10.55	1.402095
Mai	7.05	0.936945
Juin	3.65	0.485085
Juillet	1.78	0.236562
Août	1.69	0.224601
Total	100	13.29

Tableau II-20 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

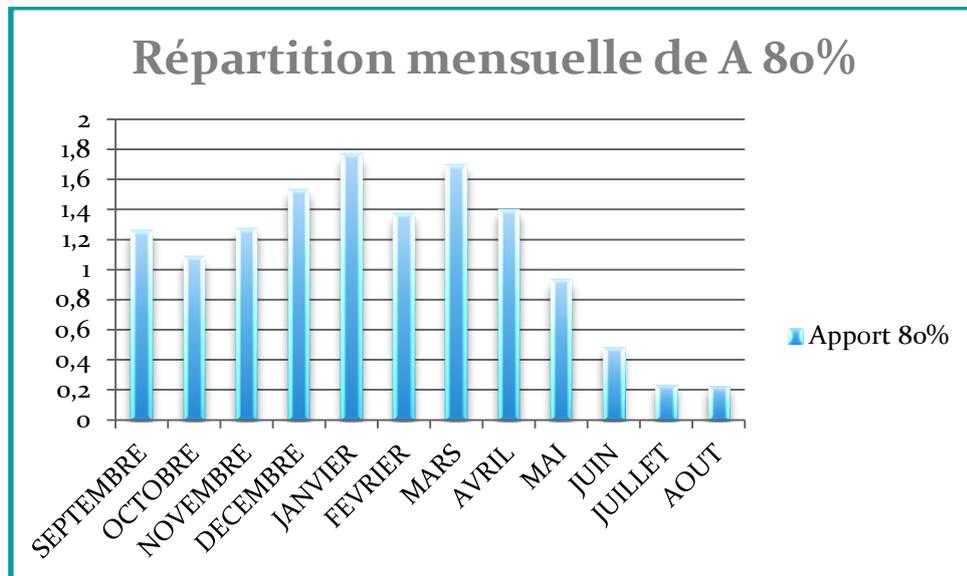


Figure II.11 Répartition mensuelle de A 80%

II.4.2. Les apports solides :

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de l'oued M'chouneche.

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année. De plus, l'érosion est intensive.

L'absence de mesures du transport solide sur Oued M'chouneche nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

→ **Formule de TIXERONT**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $t / km^2 / An$.

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad \text{Équation II-37}$$

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en $t / Km^2 / An$

L_e : lame d'eau écoulée en mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

Pour une lame d'eau écoulée de 14.45 mm, on obtient une valeur de 522 $t/km^2 / An$ pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad \text{Équation II-38}$$

S : Superficie du Bassin versant en km^2

$$A_s = 341174 \text{ tonnes} / An.$$

Le volume des solides est égal à :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$V_s = 213233 \text{ m}^3 / An$$

→ **Formule de SOGREAH**

$$E_s = \alpha \cdot R^{0.15} \quad \text{Équation II-39}$$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

R : Pluie moyenne interannuelle ou module interannuel (mm)

$$E_s = 796 \text{ T/Km}^2 / An$$

$$A_s = E_s \cdot S = 520011 \text{ tonnes} / An.$$

$$V_s = A_s / 1.6 = 325007 \text{ m}^3 / An$$

Nous remarquons sur la base de tous ces résultats que la valeur fournie par la formule de SOGREAH est surestimée, elle ne peut donc être représentative.

Les valeurs finalement adoptées sont, pour les transports solides sont celles obtenues par la formule de Tixeront, une valeur de $E_s = 522 \text{ t/Km}^2/\text{An}$, soit un taux de 341174 t/An , et un volume spécifique ou taux d'abrasion de $213233 \text{ m}^3/\text{An}$.

II.5. Etude des crues:

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus, le rôle physique du bassin versant n'est pas négligeable.

De fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des périmètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapport des confluences et des longueurs, etc. ...), par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée. De plus, les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plupart des cas, ce sont les averses généralement qui provoquent les grandes crues.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'Oued M'chouneche, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

Plusieurs approches ont été considérées et ce, afin de constituer une base de comparaison, compte tenu du caractère aléatoire des débits de crue.

→ **Formule de Giandotti:**

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \quad \text{Équation II-40}$$

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

S : Superficie du bassin en km^2

L : Longueur du thalweg principal en km

H_{moy} et H_{min}: Altitudes moyenne et minimale en m.

P_{tc} : Pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au t_c

→ **Formule de Sokolovsky:**

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot f \quad \text{Équation II-41}$$

où :

α : Coefficient de ruissellement du bassin versant pour la crue considérée de fréquence donnée. (0,6 < α < 0,8)

T_c : Temps de concentration en heures

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

$$f = \frac{(m+1)(n+1)}{(n+1)+(m+1)} \quad \text{Équation II-42}$$

m , n : Coefficients dépendant de la taille et la nature du thalweg principal

Dans le cas de l'Oued M'chouneche m = 2,0 ; n = 3

On trouve f = 1,2

P_{tc}, S et T_c ont été définis précédemment.

→ **Formule de Mallet-Gauthier:**

Cette formule n'est valable que pour les fréquences supérieures à 2%.

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \quad \text{Équation II-43}$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p:longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal a 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle .

T: période de retour en années.

→ **Formule de Turazza:**

Cette méthode tient compte séparément des paramètres qui s'exercent sur les crues, pour lesquelles on utilise des données mesurées ou corrélées, on trouvera donc souvent de bons résultats appartenant à des intervalles de confiance très étroits. Les hypothèses suivantes sont néanmoins projetées pour l'application de la méthode :

- La pluie est généralisée et uniforme sur le bassin.
- Le coefficient de ruissellement est constant sur le bassin pendant

L'averse génératrice.

- La vitesse de propagation de l'eau est constante de l'amont vers l'aval.

L'expression des débits maximums de crues fournie par la méthode en question s'établit comme suit :

$$Q_{\max \%} = \frac{C \cdot S \cdot I_t}{3.6 \cdot T_c} \quad \text{Équation II-44}$$

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

T_c : temps de concentration.

I_t : intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

$C=0.6$ pour $P= 10\%$

$C=0.7$ pour $P= 1 \%$

$C=0.8$ pour $P= 0.1 \%$

→ **Formule POSSENTI:**

Cette méthode tient compte séparément des paramètres qui s'exercent sur les crues, pour lesquelles on utilise des données mesurées ou corrélées, on trouvera donc souvent de bons résultats appartenant à des intervalles de confiance très étroits. Les hypothèses suivantes sont néanmoins projetées pour l'application de la méthode :

- La pluie est généralisée et uniforme sur le bassin.
- Le coefficient de ruissellement est constant sur le bassin pendant

L'averse génératrice.

- La vitesse de propagation de l'eau est constante de l'amont vers l'aval.

L'expression des débits maximums de crues fournie par la méthode en question s'établit comme suit :

$$Q_{\max(\%)} = \mu \cdot (P_{\max\%}/L) \cdot S \quad \text{Équation II-45}$$

- S : Superficie du Bassin versant (km²)
- L : Longueur du thalweg principal en km
- P_{max} : Pluie journalière au temps de concentration (mm). (Pluie de courte durée).
- μ - Coefficient compris entre 700 et 800, on prend μ=700

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences(%)	0,5	0.1	0,05	0,01	0,001
Pluies Ptc . Lamé d'eau Le(mm)	19,35	39,86	48,81	71,68	110,65
Formules	Débits maximaux Fréquentiels (m ³ /s)				
GIANDOTTI	209,12	430,81	527,50	774,57	1195,73
SOKOLOVSKY	231,46	476,83	583,85	857,31	1323,47
POSSENTI	104,07	214,40	262,52	385,47	595,07
TURAZZA	191,35	394,21	482,68	708,75	1094,13

Tableau II-21 résultat des calculs

Sur la base de tous ces résultats, les valeurs adoptées pour les débits maximaux fréquentiels au site de l'oued M'CHOUNECH sont :

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences(%)	0,5	0,1	0,05	0,01	0,001
Valeurs adoptées Q _{max} (m ³ /s)	231,46	476,83	583,85	857,31	1323,47

Tableau II.22 résultats des débits maximaux fréquentiels au site de l'oued M'CHOUNECH

II.5.1. Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Équation II-46

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$$

Équation II-47

Q_{max} (%): débit maximum de fréquence donnée.

Q_t: débit instantané au moment (t).

t_m, t_d: temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits m=3 et n=2.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$.

On a donc:

$$t_{m1} = 12.84 \text{ h} \quad t_{d2} = 25.68 \text{ h} \quad t_{b3} = 38.52 \text{ h}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de Oued M'chouneche, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues maximales de fréquences 10%, 1 %, et 0.1% correspondant respectivement à des périodes de retour 10 ans, 100 ans, et 1000 ans.

Les résultats obtenus sont exposés dans le tableau suivant, les hydrogrammes des crues sont présentés :

t(heure)	t/t _c	(t/t _c) ²	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
1,07		0	0	0	0
2,14	0,16	0,027	13,24	23,81	36,76
3,21	0,25	0,062	29,80	53,58	82,71
4,28	0,33	0,11	52,98	95,25	147,05
5,35	0,41	0,17	82,78	148,83	229,76
6,42	0,5	0,25	119,20	214,32	330,86
7,49	0,58	0,34	162,25	291,72	450,34
8,56	0,66	0,44	211,92	381,02	588,20
9,63	0,75	0,56	268,22	482,23	744,44
10,70	0,83	0,69	331,13	595,35	919,07
11,77	0,91	0,84	400,67	720,38	1112,07
12,84	1	1	476,83	857,31	1323,46
t _d -t	t _d -t/t _d	(t _d -t/t _d) ³	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
25,68	1	1	476,83	857,31	1323,46
24,61	0,95	0,88	419,68	754,55	1164,82
23,54	0,91	0,77	367,28	660,34	1019,40
22,47	0,87	0,66	319,44	574,33	886,61
21,40	0,83	0,57	275,94	496,13	765,89
20,33	0,79	0,49	236,59	425,36	656,65
19,26	0,75	0,42	201,16	361,67	558,33
18,19	0,70	0,35	169,46	304,68	470,35
17,12	0,66	0,29	141,28	254,01	392,13
16,05	0,62	0,24	116,41	209,30	323,11
14,98	0,58	0,19	94,64	170,17	262,70
13,91	0,54	0,15	75,78	136,24	210,33
12,84	0,5	0,12	59,60	107,16	165,43
11,77	0,45	0,09	45,91	82,54	127,42
10,70	0,41	0,07	34,49	62,01	95,73
9,63	0,37	0,05	25,14	45,20	69,79
8,56	0,33	0,03	17,66	31,75	49,01
7,49	0,29	0,02	11,83	21,27	32,83
6,42	0,25	0,01	7,45	13,39	20,67
5,35	0,20	0,009	4,31	7,75	11,96
4,28	0,16	0,004	2,20	3,96	6,12
3,21	0,12	0,0019	0,93	1,67	2,58
2,14	0,083	0,0005	0,27	0,49	0,76
1,07	0,041	0	0,034	0,062	0,0979
0	0	0	0	0	0

Tableau II.23 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

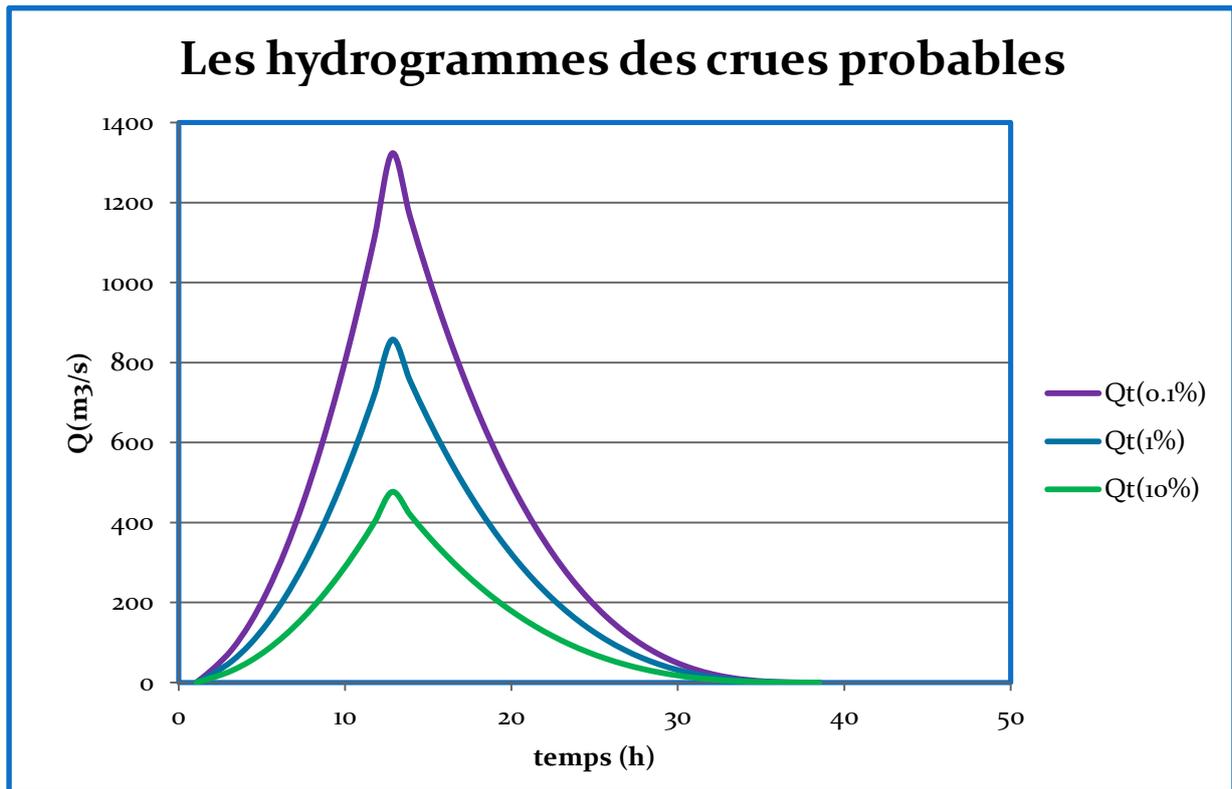


Figure II.12 hydrogramme des crues

II.5.2. Choix de la crue de projet :

Les valeurs des précipitations annuelles estimées à 240 mm et le volume annuel moyen des apports s'élevant à 9.44 hm^3 relatifs au Bassin versant au site de M'chouneche, ont été finalement adoptés du fait qu'ils ont été obtenus par suite d'une étude relativement détaillée des données disponibles au niveau des stations pluviométriques de M'chouneche, et d'Arris.

Quant aux valeurs des crues, une estimation comparative des résultats a montré une certaine dispersion de celles-ci, à cause entre autres, de la considération de certains paramètres pour certaines formules, inconsiderés dans d'autres. Néanmoins, les valeurs adoptées sont représentatives et traduisent assez bien le comportement hydrologique au niveau de l'Oued M'chouneche, plus précisément au droit du site. Etant donné que nous avons à faire à une étude d'un ouvrage de prise d'eau et de dérivation, la crue de projet est la décennale $Q_{10\%} = 477.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les hydrogrammes établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des transports solides et de l'envasement au site de M'chouneche, au droit de l'ouvrage de rejet. La valeur retenue est $213233 \text{ m}^3/\text{An}$.

II.5.3. Régularisation :

L'étude de régularisation du barrage a pour objectif la détermination des ressources en eaux mobilisables (volume utile).

1. Répartition annuelle de l'apport 80%:

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Juin	Juil	Août
A 80% (%)	9.5	8.17	9.58	11.56	13.31	10.35	12.81	10.55	3.65	1.78	1.69
A 80% (hm ³)	1.26	1.08	1.273	1.536	1.769	1.376	1.702	1.402	0.485	0.237	0.225

Tableau II.24 Répartition annuelle de l'apport 80%

2. Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
U 80% (Mm ³)	0.004	0.002	0	0	0	0	0	0.002	0.007	0.009	0.1	0.013

Tableau II.25 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

3. Courbes caractéristiques de la retenue :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad \text{Équation II-48}$$

Avec :

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur : $H=f(V)$.

- courbe surface-hauteur : $H=f(S)$.

Cote (m)	H (m)	S (Km ²)				V (Hm ³)	h _m (m)
			Smoyenne (Km ²)	ΔH(m)	ΔV(Hm ³)		
310	0	0				0	0
311	1	0.093	0.0465	1	0.031	0.031	1
312	2	0.33	0.2115	1	0.129	0.16	2
313	3	0.662	0.496	1	0.35375	0.51375	3
314	4	1.155	0.9085	1	0.70225	1.216	4
315	5	1.696	1.4255	1	1.167	2.383	5
316	6	2.246	1.971	1	1.69825	4.08125	6
317	7	2.847	2.5465	1	2.25875	6.34	7
318	8	3.506	3.1765	1	2.8615	9.2015	8
319	9	4.002	3.754	1	3.46525	12.66675	9

Tableau II.26 caractéristiques de la cuvette.

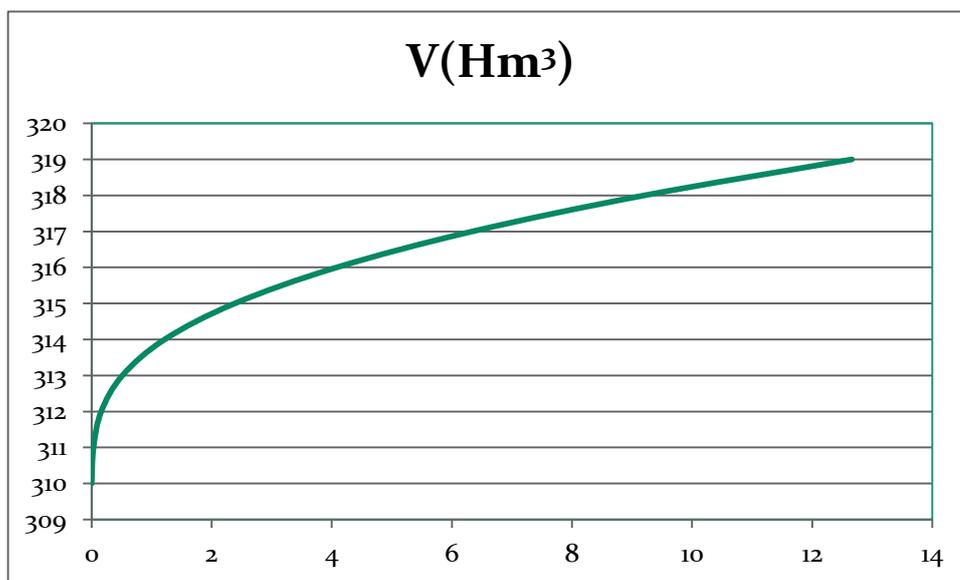


Figure II.13 courbe des capacités hauteur

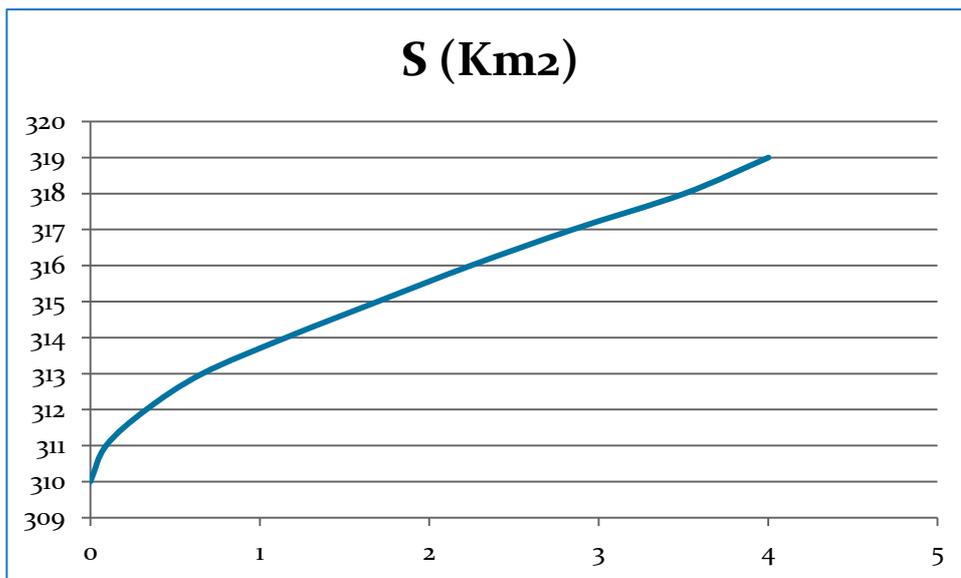


Figure II.14 courbe des surfaces hauteur

4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
-

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

Détermination de la période à bonne hydraulicité,

Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique,

Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ",

Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile,

Détermination du volume à évacuer S .

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Mois	W _{80%} (hm3)	U _{80%} (hm3)	W-U (hm3)	1 ^{ère} consigne		
				V _{rf} (hm3)	V _{ri} (hm3)	S (hm3)
Novembre	0.013	0.000	0.013	0.00016	0.00016	0
Décembre	0.011	0.000	0.011	0.013	0.01276	0
				0.02356	0.02356	0
Janvier	0.013	0.000	0.013	0.03629	0.03629	0
Février	0.015	0.000	0.015	0.05165	0.05165	0
Mars	0.018	0.000	0.018	0.06934	0.06934	0
Avril	0.014	0.002	0.012	0.0811	0.0811	0
Mai	0.017	0.014	0.003	0.08412	0.08412	0
Juin	0.014	0.009	0.005	0.08914	0.089	0.00214
Juillet	0.009	0.070	-0.061	0.02637	0.02637	0
Aout	0.005	0.030	-0.025	0.00122	0.00122	0
Septembre	0.002	0.004	-0.002	0.00016	0.00016	0
Octobre	0.002	0.002	0.000	0.00016	0.00016	0
				0.00016	0.00016	0
Total	13.282	0.131	0.770			0.002

Tableau II.27 Régularisation saisonnière

Alors : $V_u = 14790 \text{ m}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$$V_{NNR} = 14850 \text{ m}^3$$

5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

➤ **Pertes par évaporation :**

Le tableau suivant montre l'évaporation mensuelle en mm..

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Evaporation (mm)	198	130	74.8	45.6	42	65	104	162	216	280	360	322

Source : ONM. **Tableau II.28** : Evaporation mensuelle

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$$V_{Em} = E_C \times S_{moy} \quad \text{Équation II-49}$$

Avec :

E_C : Evaporation mensuelle de la surface du plan d'eau en mm.

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Cette surface est déterminée sur les courbes topographiques. On calcul V_{moy} et on cherche S_{moy} correspondant sur la courbe $S = f(V)$.

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rf}}{2} \quad \text{Équation II-50}$$

➤ **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est :

$$V_{inf.mens} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad \text{Équation II-51}$$

Avec δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1.0 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

Tableau II.29 : Valeurs du coefficient δ .

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour

$\delta=0,75$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après :

Pertes par évaporation et infiltration						
Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (km ²)	E _c (mm)	V _{evp} (hm ³)	V _{inf} (hm ³)	P(hm ³)
Novembre	0.00646	0.0787	74.8	0.0001	0.00004845	0.0001
Décembre	0.01816	0.2119	45.6	0.0001	0.0001362	0.0002
Janvier	0.029925	0.3346	42	0.0001	0.00022444	0.0004
Février	0.04397	0.4676	65	0.0003	0.00032978	0.0006
Mars	0.060495	0.6074	104	0.0006	0.00045371	0.0011
Avril	0.07522	0.7187	162	0.0012	0.00056415	0.0017
Mai	0.08261	0.7705	216	0.0017	0.00061958	0.0023
Juin	0.08663	0.7976	280	0.0022	0.00064973	0.0029
Juillet	0.057755	0.5854	360	0.0021	0.00043316	0.0025
Août	0.013795	0.1635	322	0.0005	0.00010346	0.0006
Septembre	0.00069	0.0086	198	0.0000	5.175E-06	0.00002
Octobre	0.00016	0.0020	130	0.0000	0.0000012	0.000003

Tableau .II.30 : Pertes par évaporation et infiltration

Mois	W _{80%} (hm ³)	U _{80%} (hm ³)	P (hm ³)	W-(U+P)(hm ³)	lière consigne		
					V _{rf} (hm ³)	V _{ri} (hm ³)	S (hm ³)
Novembre	0.013	0	0.0001	0.013	0.0016	0.0016	0
Décembre	0.011	0	0.0002	0.011	0.014	0.014	0
Janvier	0.013	0	0.0004	0.012	0.025	0.025	0
Février	0.015	0	0.0006	0.015	0.037	0.037	0
Mars	0.018	0	0.0011	0.017	0.052	0.052	0
Avril	0.014	0.002	0.0017	0.010	0.068	0.068	0.000
Mai	0.017	0.014	0.0023	0.001	0.078	0.07	0.008
Juin	0.014	0.009	0.0029	0.002	0.071	0.07	0.001
Juillet	0.009	0.060	0.0025	-0.053	0.072	0.07	0.002
Aout	0.005	0.020	0.0006	-0.016	0.017	0.017	0
Septembre	0.002	0.003	0.00002	-0.001	0.001	0.001	0
Octobre	0.002	0.002	0.00003	0.0002	0.000	0	0
Total	13.282	0.110	0.01245		0.0016	0.0016	0
							0.011

Tableau II.31 la régulation annuelle avec perte

D'après le Tableau on a :

$$V's = 6890 \text{ m}^3. V'd = 4780 \text{ m}^3.$$

$$\text{D'ou : } V'u = V'd \text{ Alors : } Vu' = 14780 \text{ m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V'NNR = 14890 \text{ m}^3$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{Vru - Vu}{Vu} * 100 = 1.81\%$$

Équation II-52

$$\zeta < 2\%$$

Donc on admet le volume utile : $Vu = 14780 \text{ m}^3$

- Le volume normal de la retenue est : $VNNR = 14890 \text{ m}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 318 \text{ m NGA}$.

II.5.4. Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versant sont en général élevés du fait que les débits spécifiques, ceci conduit à un ouvrage surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des plus hautes eaux sera faible.

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

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes nous retenons celle de :

MUSKINGUM.

Et en fin, les dimensions, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation.

▪ **Principe de calcul :**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$$

Équation II-53

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;
 $q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
 S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \text{ ou } Q-q = S \frac{dH}{dt} \quad \text{Équation II-54}$$

$\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage.

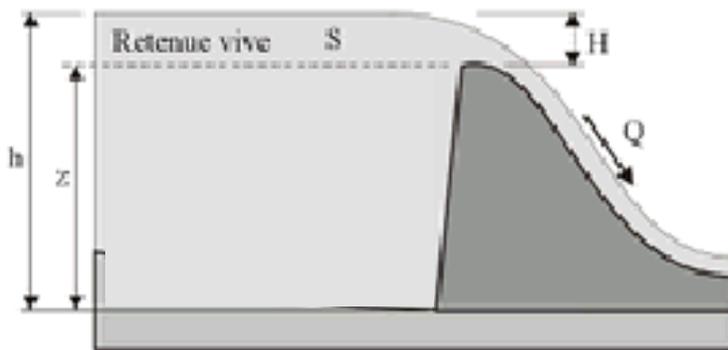


Figure II.15 schéma représentant le déversement

1. Méthode de Muskingum :

Dans le cas d'un barrage déversoir, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation s'applique:

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \text{Équation II-55}$$

$$2 \frac{\Delta S}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{\Delta S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad \text{Équation II-56}$$

Avec :

- I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .
- O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .
- S désigne l'emmagasinement d'eau.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=50m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb \sqrt{H^{3/2}} \quad \text{Équation II-57}$$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 0.996$ entre les altitudes 318m NGA et 321m NGA.

$$V(\text{hm}^3)=1.468.h-568.33$$

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 0.998$ entre les altitudes 318m NGA et 321m NGA.

$$S(\text{Km}^2)=0.0279.h-6.52 \quad \text{Équation II-58}$$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage :

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s) :$$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$,

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km ²)	Q (m ³ /S)	S (m3)	2S/Δt+Q
0	318	1,94801547	0	0	0
0,5	318,5	2,30783798	40,670214	4308,90502	2434,50633
1	319	2,73412416	115,032736	5464,01471	3150,59647
1,5	319,5	3,23915065	211,328631	6928,78044	4060,6511
2	320	3,83746176	325,361712	8786,21324	5206,59129
2,5	320,5	4,54628833	454,706816	11141,5773	6644,47199
3	321	5,38604392	597,727632	14128,3556	8446,81409

Tableau II.32 résultats de l'équation Muskingum

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation Équation II-55

On détermine l'hydrogramme laminée

t (h)	I	i1+i2	$Q_2+2.s/\Delta t$	$(Q_2+2.s/\Delta t)-2Q_2$	Q_2
0	0	0	0	0	0
1,07	0	13,24	2434,5	2127,75	153,37
2,14	13,24	43,04	2140,99	1871,23	134,88
3,21	29,8	82,78	1914,27	1673,07	120,6
4,28	52,98	135,76	1755,85	1534,61	110,62
5,35	82,78	201,98	1670,37	1459,91	105,23
6,42	119,2	281,45	1661,89	1452,49	104,7
7,49	162,25	374,17	1733,94	1515,46	109,24
8,56	211,92	480,14	1889,63	1651,54	119,05
9,63	268,22	599,35	2131,68	1863,09	134,3
10,7	331,13	731,8	2462,44	2152,17	155,13
11,77	400,67	877,5	2883,97	2520,59	181,69
12,84	476,83	896,51	3398,09	2969,93	214,08
13,91	419,68	786,96	3866,44	3379,27	243,59
14,98	367,28	686,72	4166,23	3641,28	262,47
16,05	319,44	595,38	4328	3782,68	272,66

17,12	275,94	512,53	4378,06	3826,42	275,82
18,19	236,59	437,75	4338,95	3792,24	273,35
19,26	201,16	370,62	4229,99	3697,01	266,49
20,33	169,46	310,74	4067,63	3555,11	256,26
21,4	141,28	257,69	3865,85	3378,75	243,55
22,47	116,41	211,05	3636,44	3178,25	229,1
23,54	94,64	170,42	3389,3	2962,25	213,53
24,61	75,78	135,38	3132,67	2737,95	197,36
25,68	59,6	105,51	2873,33	2511,29	181,02
26,75	45,91	80,4	2616,8	2287,09	164,86
27,82	34,49	59,63	2367,49	2069,18	149,15
28,89	25,14	42,8	2128,81	1860,58	134,12
29,96	17,66	29,49	1903,38	1663,56	119,91
31,03	11,83	19,28	1693,05	1479,72	106,66
32,1	7,45	11,76	1499	1310,13	94,44
33,17	4,31	6,51	1321,89	1155,33	83,28
34,24	2,2	3,13	1161,84	1015,45	73,2
35,31	0,93	1,2	1018,58	890,24	64,17
36,38	0,27	0,304	891,44	779,12	56,16
37,45	0,034	0,034	779,42	681,21	49,1
38,52	0	0	681,25	595,41	42,92

Tableau II-33 laminage de crue

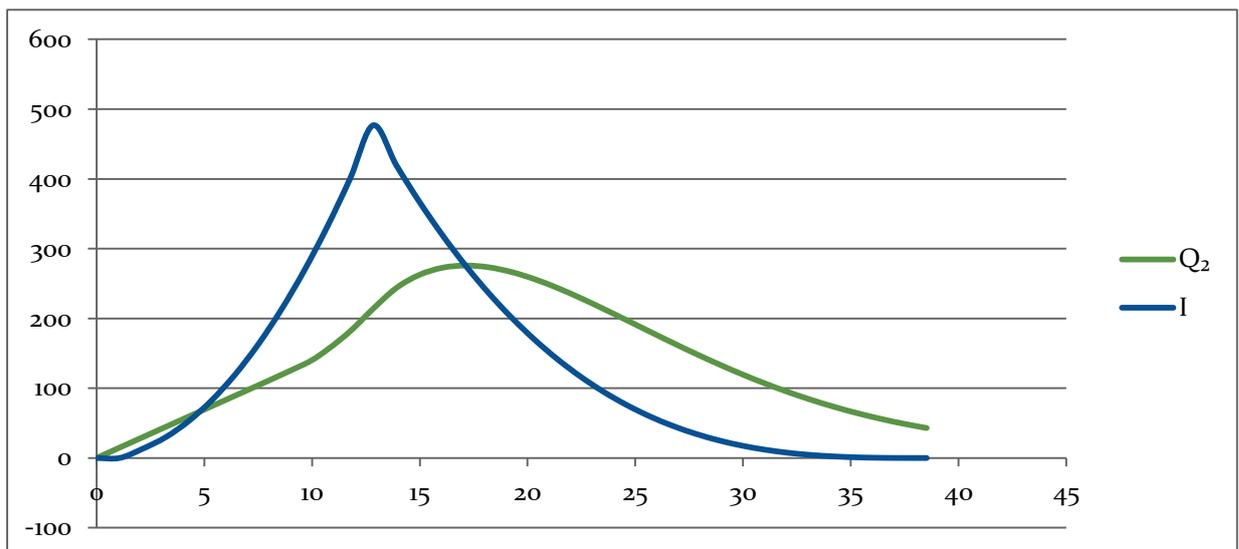


Figure II.16 hydrodramme laminé.

II.6. Etude d'optimisation :

La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Équation II-59}$$

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

- *Formule de Stevenson*

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

F : le fetch F = 0.61 Km

- *Formule de Molitor*

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

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

- *Formule de Mallet-paquant*

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.777
<i>Molitor</i>	0.761
<i>Mallet-paquant</i>	0.757

Tableau II.34 tableau récapitulatif

On adopte donc la valeur de H=0.76 m.

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

$$V = 1.5 + 2H$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 3.02 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera :

$$R = 1.22\text{m}$$

R=1.2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

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

Formule T.KNAPPEN	$b=1.65H_b^{0.5}$	=	4.46
Formule E.F.PREECE	$b=1.1H^{0.5}+1$	=	3.97
Formule PRATIQUE	$b=(5/3).H^{0.5}$	=	4.50
Formule SIMPLIFIEE	$b=3.6.H^{1/3}-3$	=	3.98

H_b est la hauteur du barrage prise de 7.3 m

Calcul des coûts :

Le calcul des coûts de travaux est effectué après détermination des volumes de béton armé les résultats sont représentés dans le tableau :

<i>Etude d'optimisation</i>							
b (m)	44	47	50	53	56	59	
q max (m3/s)	190.77	206.9	221.03	287.66	333.9	334.6	
H barrage (m)	8.65	8.02	7.84	7.42	6.97	6.74	
H arrondie (m)	8.7	8	7.8	7.4	7	6.7	
cote de crete (m)	319.4	318.7	318.2	318.1	317.9	317.1	
Seuil	section 1(m2)	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	
	volume 1 (m3)	42.4	53	63.6	74.2	84.8	
	section 2(m2)	1616.3896	1612.7445	1609.1433	1605.5893	1602.0758	1598.6148
	volume 2 (m3)	4849.1688	4838.2335	4827.4298	4816.7678	4806.2275	4795.8445
	volume t(m3)	4891.5688	4891.2335	4891.0298	4890.9678	4891.0275	4891.2445
	cout total (DA)	1712049.1	1711931.7	1711860.4	1711838.7	1711859.6	1711935.6

Tableau II.35 Calcul d'optimisation

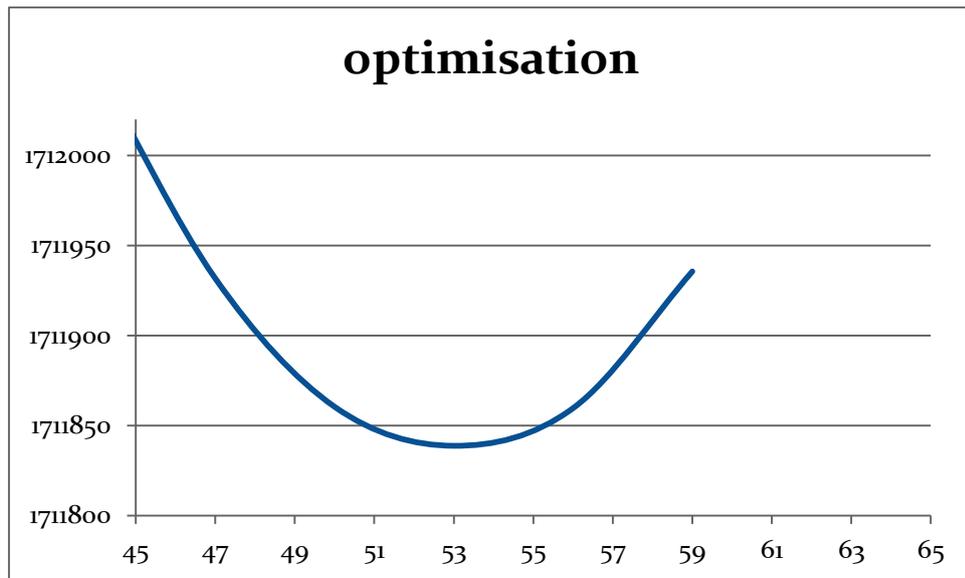


Figure II.17 courbe d'optimisation.

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 53m correspondant à la valeur optimal et le débit laminé.

III. CONCLUSION

Les caractéristiques climatiques du bassin versant sont étroitement liées à sa position géographique et son relief ; on relève de fortes variabilités spatiales et surtout temporelles des précipitations sous forme d'averses, des températures et l'influence élevée de l'évapotranspiration. La combinaison des conditions physico-géographiques et climatiques est déterminante dans le comportement hydrologique des diverses unités du bassin.

Après l'étude faite dans ce travail, on a pu faire le dimensionnement hydrologique du barrage qui nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La surface du bassin versant est égale à 653 km² et la longueur du thalweg est de l'ordre 85 km
- Les altitudes minimales, maximales et moyennes du bassin versant sont respectivement égales à 300m, 807m, 1950m.
- La valeur de l'écoulement moyen inter annuel qui est égale 9.44Hm³
- Le volume utile du barrage de M'chounech est de l'ordre de 14890m³.
- Le niveau normal de la retenue est fixé a la cote 318 m.NGA

Aussi l'aptitude de l'ouvrage a été vérifiée pour une crue de :

$$H=3,53m.$$

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Ce qui correspond à une cote=321,53m, alors que la cote crête du mur est égale à 322,00m, ce qui veut dire qu'à cette crue, il n'y a aucun risque de débordement en dehors de l'ouvrage.

Reste que l'hydrologie n'est qu'une science aléatoire basée sur les statistiques, les approches empiriques, et les observations.

CHAPITRE III :

Dérivation Provisoire

Les interventions en milieu hydrique nécessitent parfois la réalisation d'ouvrages temporaires importants.

Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux.

I. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

Le type d'ouvrage temporaire devrait être choisi en fonction des caractéristiques du site visé par les travaux, notamment la présence de roche, de pierre ou de fond meuble, la largeur et la profondeur du cours d'eau, la vitesse du courant, l'espace disponible et requis pour les travaux ainsi que la topographie.

Le batardeau peut être préfabriqué et amovible ou être construit à partir de matériaux divers. Le batardeau et le canal de dérivation doivent être conçus de manière à éviter les débordements et à résister aux débits et aux crues susceptibles de survenir durant la période de réalisation des travaux. Les matériaux utilisés doivent être de calibres assez gros pour résister aux crues.

II. Matériaux :

- Les batardeaux préfabriqués disponibles sur le marché sont généralement constitués de tubes de caoutchouc, d'assemblages de toile, de supports métalliques ou encore de plaques métalliques, palplanches.
- Les batardeaux peuvent également être construits sur place au moyen de matériaux tels que des blocs de béton, des sacs de sable, des pierres, accompagnés d'une géomembrane.
- Il existe plusieurs types de géotextiles et de géomembranes, dont les caractéristiques peuvent être spécifiques à certains types de travaux. Il faut donc s'assurer que le ou les produits sélectionnés sont adéquats pour l'usage prévu.
- Les matériaux utilisés pour la construction des ouvrages temporaires ne doivent pas provenir du lit ou des rives d'un milieu hydrique, ni d'un milieu humide. Les matériaux doivent être exempts de toute contamination.
- De façon générale, les matériaux fins de moins de 5 mm ne devraient pas être employés pour l'aménagement du batardeau. Toutefois, si cela s'avère nécessaire, le requérant devra le justifier. Ceux-ci devront être confinés au moyen d'une géomembrane permettant d'éviter l'émission de particules fines dans le milieu environnant ou utilisés exclusivement à l'intérieur de l'aire de confinement, lorsque celle-ci a été complètement isolée du milieu hydrique et mise à sec.
- Il est primordial, avant d'entreprendre les travaux, de rassembler sur les lieux du chantier l'ensemble des matériaux nécessaires à la réalisation des ouvrages temporaires (incluant la géomembrane et/ou le géotextile) afin de limiter, autant que possible, la durée de l'intervention.

III. Succession des travaux :

Étape ① : Creuser le canal de dérivation temporaire du cours d'eau ;

Étape ② : Creuser l'extrémité aval (le sol qui sépare le canal de dérivation et le cours d'eau) [B] et aménager cette zone de transition avec le cours d'eau ;

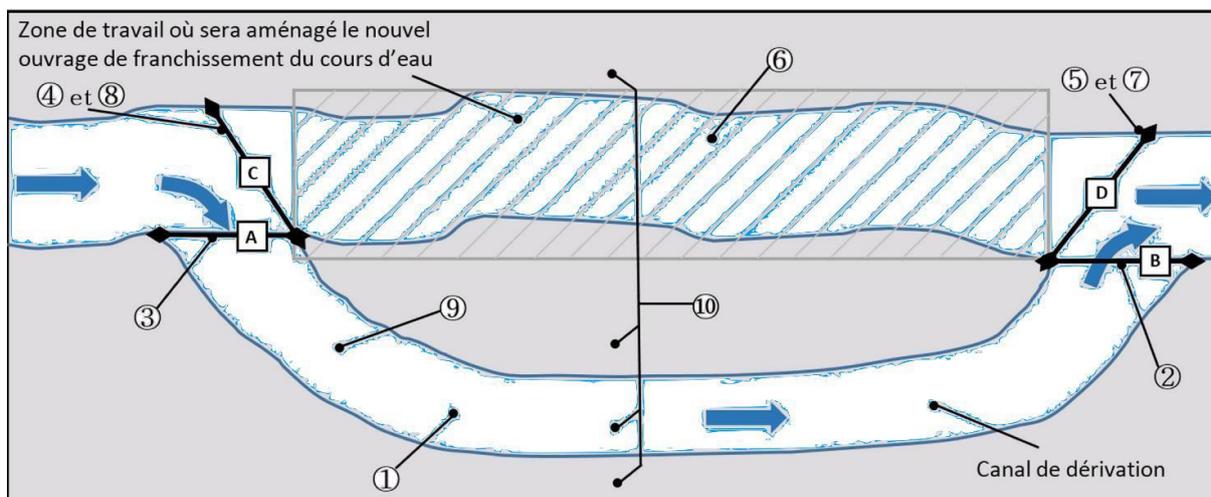
Étape ③ : Creuser la digue à l'extrémité amont du canal [A] et aménager la zone de transition avec le cours d'eau, comme il est présenté à l'étape précédente,

Étape ④ : Installer le batardeau en amont des travaux [C], si possible, en angle (45°) par rapport à l'axe principal du cours d'eau de manière à faciliter la déviation de l'eau vers le canal de dérivation temporaire;

Étape ⑤ : Après avoir laissé le lit du cours d'eau naturel se vider ou lorsque la zone de travail s'est asséchée, installer le batardeau en aval de la zone des travaux [D]. Si possible, positionner celui-ci en angle (45°) par rapport à l'axe principal du cours d'eau pour faciliter la déviation de l'eau lors de son retour vers le cours d'eau ;

Étape ⑥ : Lorsque les travaux sont terminés, l'entrepreneur doit retirer les ouvrages temporaires.

Figure 1 Installation des ouvrages temporaires.



IV. Dimensionnement de la dérivation provisoire :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue ; pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue de période de retour de 5 ans, $Q_{(20\%)}$.

IV.1. La galerie de dérivation :

L'aménagement de la dérivation doit préférentiellement être réalisé lorsque les débits du cours d'eau visé sont faibles. Le dimensionnement de la galerie en section circulaire.

Le calcul d'optimisation se fait en variant les diamètres de la galerie et en fonction de ce diamètre on détermine le coût de la galerie ainsi que le coût du batardeau. En ce qui concerne la galerie les résultats sont représentés dans le tableau.

Tableau 1 des paramètres technico-économiques de la galerie.

N°	Désignation	Valeurs			
		2	2.5	3	3.5
1	Diamètre D(m)				
2	Section mouillée A (m ²)	3.1169	4.8746	7.0107	9.5561
3	Perimetre mouillé P (m)	5.2707	6.591	7.9025	9.2277
4	Rayon hydraulique R (m)	0.59136	0.73958	0.88715	1.035588
5	Coéffisient de CHEZY $C=1/n.R^{1/6}$	61.078	63.3977	65.34939	67.05636
6	Vitesse $V= Q_{max}/A$ (m/s)	74.2629	47.4849	33.01667	24.22222
7	Pente i	0.249989	0.075854	0.0207731	0.0125997
8	Perte de charge linéaire $Hl=i.l$ (m)	249.989	75.8538	28.7731	12.59972
9	Perte de charge à l'entrée $Ze=V^2/2g$ (m)	347.024	141.882	68.59345	36.9185
10	Diff de niveau $Nam-Nav=Zo=Hl+Ze$ (m)	597.013	217.736	97.36655	49.51822
11	Niveau amont $Nam=Nav+Zo$	1501.61	1122.34	1001.967	954.1182
12	Niveau à l'entrée $Ni=Nav+Hl$ (m)	560.289	386.154	339.0731	322.8997
13	Volume des déblais Vd (m ³)	1523.99	2336.09	3320.978	4478.654
14	Section du béton Sb (m ²)	2.2333	3.2286	4.4019	5.7532
15	Volume du béton (m ³)	245.663	355.146	484.209	632.852
16	Côût déblai (DA)	609595	934435	1328391	1791462
17	Côût béton (DA)	4421934	6392628	8715762	11391336
18	Côût de la galerie (DA)	5031529	7327063	10044153	13182798

D'après les résultats obtenus on remarque qu'on doit faire un calcul de laminage pour déterminer la hauteur du batardeau.

Laminage :

On a fait le laminage pour les premiers diamètres.

Tableau 2 Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 2 m

Cotes (m)	Hd (m)	q (m3/s)	1/2 qΔt (m3)	V	V+1/2qΔt
310.70	0.00	0.000	0.000	434.4	434.4
311.20	0.50	15.562	7002.939	720.3	7723.2
311.70	1.00	61.128	27507.514	1306.0	28813.5
312.20	1.50	71.200	32040.000	2255.8	34295.8
312.70	2.00	74.404	33481.800	3590.4	37072.2
313.20	2.50	76.641	34488.258	5391.4	39879.6
313.70	3.00	79.504	35776.771	7784.6	43561.4
314.20	3.50	83.384	37522.994	10893.9	48416.9
314.70	4.00	87.092	39191.489	14827.1	54018.6
315.20	4.50	90.648	40791.796	19699.6	60491.3
315.70	5.00	94.070	42331.647	25657.8	67989.5
316.20	5.50	97.372	43817.417	32872.4	76689.8

Figure 2 courbe des débits déversants pour D=2m

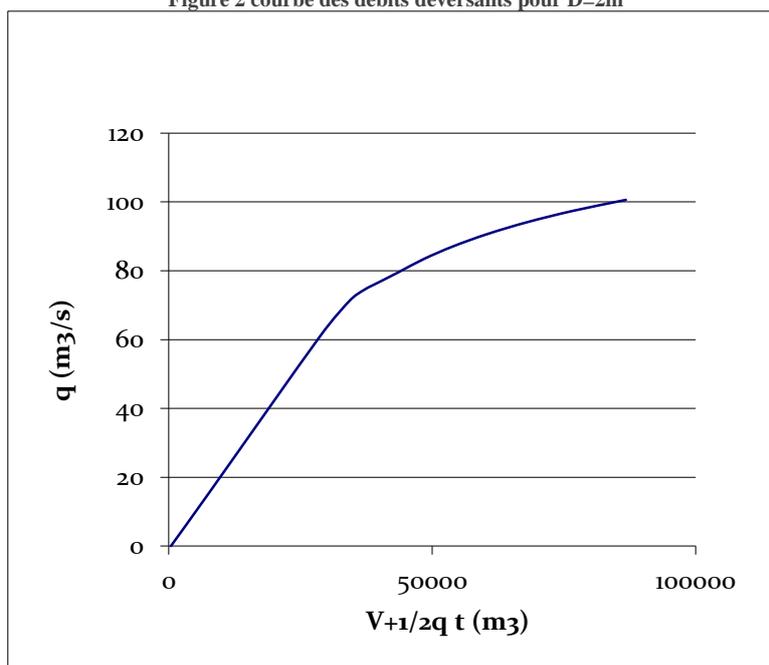


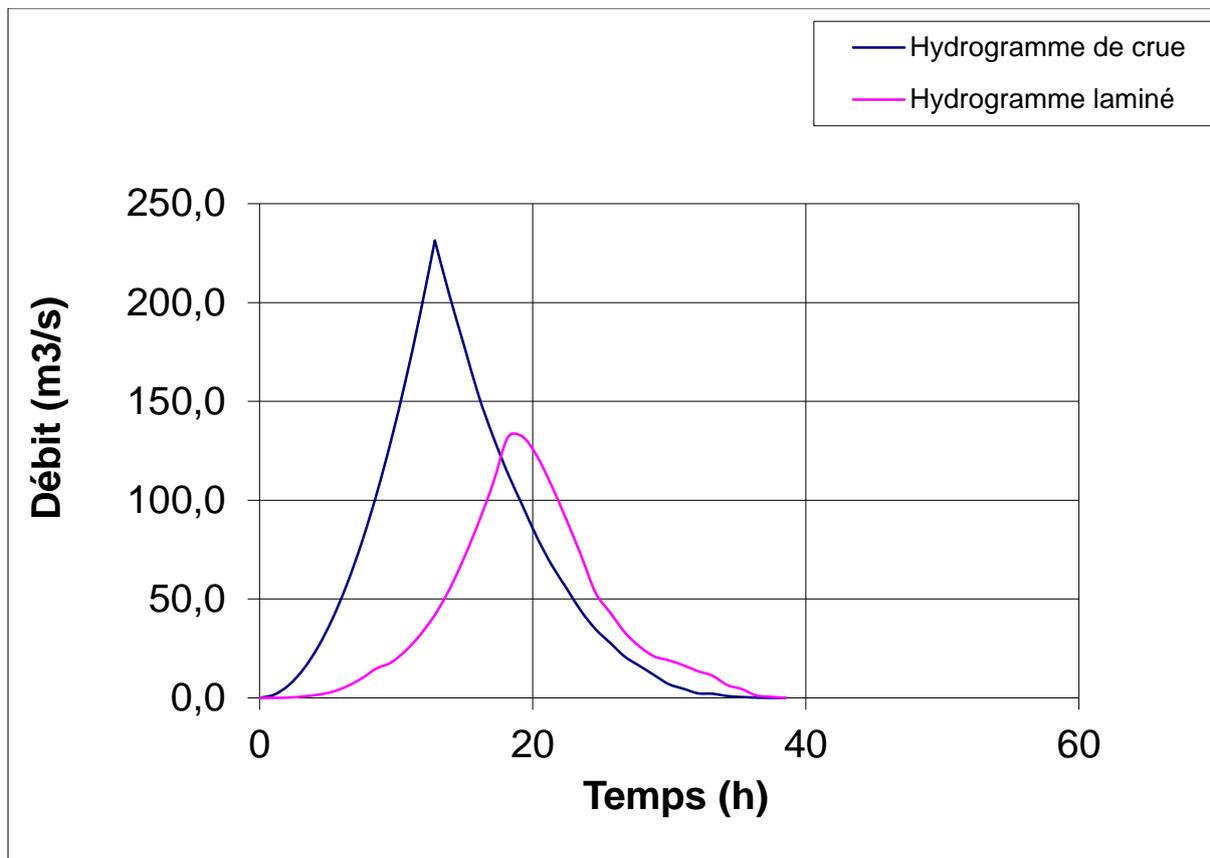
Tableau 3 Laminage de la crue

Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q
0	0.000	0.804	0.804	144.669	434	0
1.07	1.607	4.019	3.875	697.521	579.025	0.14346236
2.14	6.430	10.448	9.765	1757.784	1276.546	0.68283037
3.21	14.467	20.093	18.510	3331.870	3034.330	1.58249231

CHAPITRE III : Dérivation Provisoire

4.28	25.719	32.952	29.866	5375.909	6366.200	3.08616309
5.35	40.186	49.027	43.155	7767.942	11742.109	5.87140043
6.42	57.868	68.316	59.663	10739.361	19510.051	9.87140043
7.49	78.764	90.820	80.697	14525.467	30249.412	14.87140
8.56	102.876	116.539	105.712	19028.189	44774.879	17.87144
9.63	130.202	145.472	134.322	24177.946	63803.068	23.871504
10.7	160.743	177.621	166.341	29941.303	87981.014	31.91004
11.77	194.499	212.985	201.693	36304.785	117922.317	41.8904
12.84	231.470	217.582	206.541	37177.349	154227.102	54.8714004
13.91	203.694	190.963	180.186	32433.495	191404.451	70.8714004
14.98	178.232	165.501	155.092	27916.515	223837.946	88.8714004
16.05	152.770	142.354	132.440	23839.202	251754.461	108.8719
17.12	131.938	122.679	113.610	20449.884	275593.663	131.874
18.19	113.420	105.319	97.881	17618.591	296043.547	132.171
19.26	97.217	89.116	83.872	15097.003	313662.139	122.49
20.33	81.015	74.070	70.578	12704.073	328759.142	107.11
21.4	67.126	61.340	58.900	10602.058	341463.216	90.104
22.47	55.553	49.766	47.981	8636.652	352065.273	72.13
23.54	43.979	39.350	38.046	6848.261	360701.925	53.11
24.61	34.721	31.248	30.343	5461.753	367550.186	43.76
25.68	27.776	24.304	23.728	4270.985	373011.939	33.02
26.75	20.832	18.518	18.184	3273.170	377282.924	26.87
27.82	16.203	13.888	13.711	2467.968	380556.094	21.32
28.89	11.574	9.259	9.170	1650.565	383024.063	19.01
29.96	6.944	5.787	5.744	1033.841	384674.628	16.54
31.03	4.629	3.472	3.451	621.263	385708.468	13.51
32.1	2.315	2.199	2.189	394.063	386329.731	11.23
33.17	2.083	1.505	1.500	269.996	386723.794	6.57
34.24	0.926	0.683	0.681	122.524	386993.790	4.45
35.31	0.440	0.278	0.277	49.816	387116.314	1.223
36.38	0.116	0.058	0.057	10.331	387166.130	0.548
37.45	0.000	0.000	0.000	-0.085	387176.461	0
38.52	0.000	0.000	0.000	-0.085	387176.376	0

Figure 3 hydrogramme de crue



IV.2. Le batardeau :

Remblai facultatif formé en aval et en amont constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau

Le calcul d'optimisation se fait en variant les diamètres de la galerie et en fonction de ce diamètre on détermine le coût de la galerie ainsi que le coût du batardeau. En ce qui concerne la galerie les résultats sont représentés dans le tableau

Tableau 4

N°	Désignation	Valeurs			
		2	2.5	3	3.5
1	Diamètre D(m)	2	2.5	3	3.5
2	Hauteur du batardeau Hbat=Nam+1 (m)	3.5	3	2.5	2
3	Section transversale (m ²)	47.25	36	26.25	18
4	Longueur moyenne (m)	19	17.2	10	5.3
5	Volume du batardeau (m ³)	897.75	619.2	262.5	95.4
6	coût du batardeau (DA)	448875	309600	131250	47700

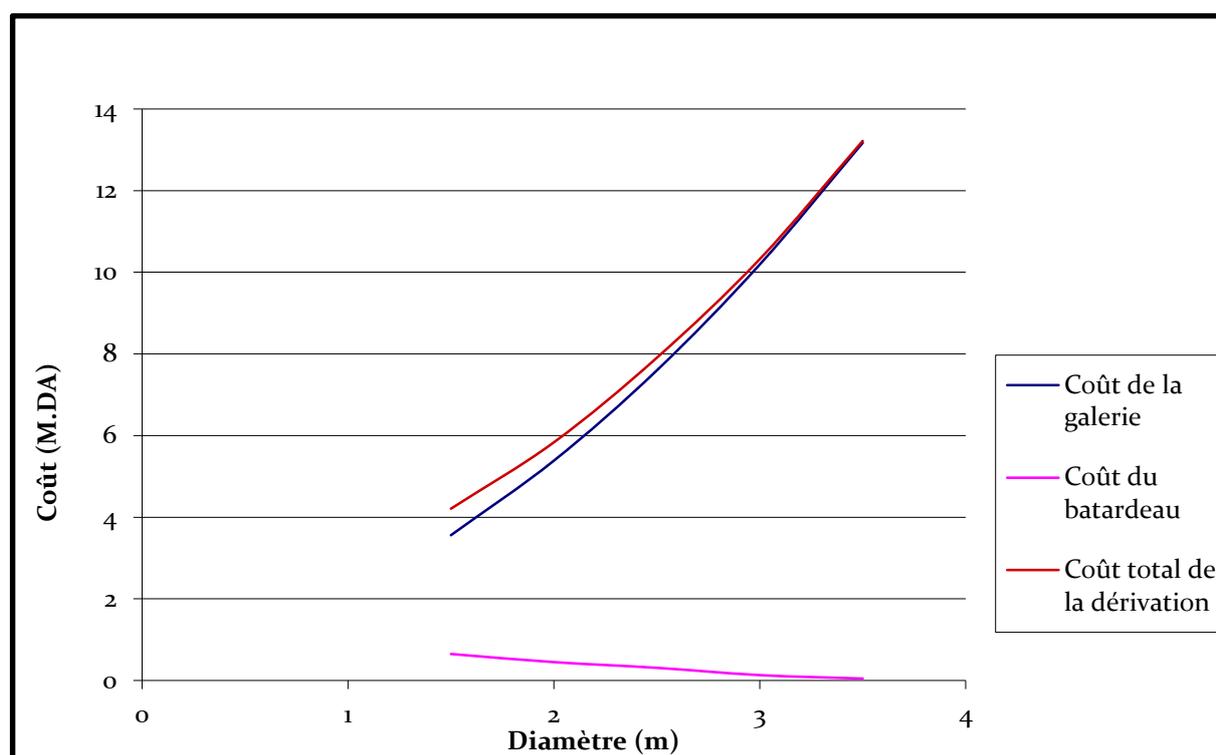
IV.3. Etude d'optimisation :

L'étude d'optimisation est récapitulée dans le tableau et les courbes dans la figure

Tableau 5 Optimisation de la dérivation provisoire.

N°	Désignation	Valeurs			
		2	2.5	3	3.5
1	Diamètre de la galerie D(m)	2	2.5	3	3.5
2	Hauteur du batardeau Hbat=Nam+1 (m)	3.5	3	2.5	2
3	Coût du batardeau (DA)	448875	309600	131250	47700
4	Coût de la galerie (DA)	5387928	7597776	10192104	13170912
5	Coût total de la dérivation (DA)	5836803	7907376	10323354	13218612

Figure 4 Optimisation de la dérivation provisoire .



IV.4. Construction du batardeau :

Crête du batardeau :

La crête du batardeau aura une largeur de 3m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement.

Les talus du batardeau :

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

Le drain du batardeau :

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau 1 :3 et une pente de talus interne qui de 1 :1.

Le drain doit contenir des filtres inverses ; Le drain aura une hauteur de 1m pour assurer la protection du talus aval du batardeau.

IV.5. Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Le régime torrentiel doit être assuré dans la galerie de dérivation c'est pour cela qu'on doit faire des simulations pour de petits débits pour vérifier le régime d'écoulement torrentiel dans la galerie en calculant le nombre de Froude pour chaque débit.

Tableau 6 Vérification du régime torrentiel dans la galerie de dérivation.

H (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	C (m ^{1/2} /s)	i	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.5	0.7854	1.9552	0.4016971	57.26534	0.0195	3.9805986	4.24665726	1.917466
1	1.5708	2.9677	0.5292975	59.9596	0.0195	9.5685437	5.57272153	1.779233
1.5	2.0944	4.8077	0.4356335	58.04466	0.0195	11.204664	5.03622156	1.312879

Le régime est vérifié pour les trois débits ($Fr > 1$)

La galerie ne nécessite pas un dimensionnement pour le bassin de dissipation il est recommandé de mettre des roches à l'aval car $Fr < 2$ dans tous les cas.

CHAPITRE IV : Etude Des Variantes.

principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

La topographie et les apports du bassin versant,

La morphologie de la vallée.

Les conditions géologiques et géotechniques.

Critères économiques.

I. Le choix du site du barrage :

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

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

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

II. Le choix du type de barrage :

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

➤ La topographie du site :

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

➤ 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 le permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques :

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

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

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

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

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité 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.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

➤ **Critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrages. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crues coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option

III. Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques du site permettent d'envisager un barrage déversoir en béton et on a des variantes

- Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

- ❖ **Barrage déversoir.**
- ❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton.**

IV. Fixation du choix définitif du type de barrage :

La variante d'un seuil en béton s'impose car :

- ∞ Dans notre cas le bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, L'ouvrage doit donc évacuer des crues importantes, ce qui exclut l'autre variante.

∞ De point de vue disponibilité des matériaux un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne ne nécessitant pas de fouilles excessives.

V. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

V.1. Variante 1 : Barrage en enrochement avec masque en béton

a. Pré dimensionnement du noyau :

- ✓ Niveau en crête : $N_{crN} = NPHE + 0,5 \text{ m} = 321 \text{ m NGA}$.
- ✓ largeur en crête : Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend $b_{crN} = 4\text{m}$.
- ✓ les pentes : On prend $m_1 = m_2 = 0,5$

b. Pentés des talus :

Il n'existe pas des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentés. En pratique on se donne des pentés d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables :

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont(m1)	Aval (m2)
<5m	Homogène	1/2,5	1/2,0
	Zoné	1,0/2	1/2,0
5 à 10m	Homogène, granularitéétendue	1/2,0	1/2,0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	Zoné	1/2,0	1/2,5
>10m	Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3,0	1/2,5
	Zoné	1/3,0	1/2,5

Tableau III. 1 Les pentés des talus

c. Volume de la digue :

Pour le calcul du volume de la digue, on aura à procéder de la manière suivante :
 On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i".
 Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \text{ avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad \text{Equation III. 1}$$

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

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 11 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m.

d. Evacuateur de crue :

Un évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage, le but à atteindre par l'évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

➤ **Choix de type d'évacuateur :**

Un évacuateur latéral sur un des deux rives est le plus réponde aux différents critères de choix du type de l'évacuateur

- Un dispositif sûr et efficace
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement

➤ **Déversoir et canal latéral :**

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

$$\frac{y}{H_o} = 0.47 * \left(\frac{x}{H_o}\right)^{1.85} \quad \text{Equation III. 2}$$

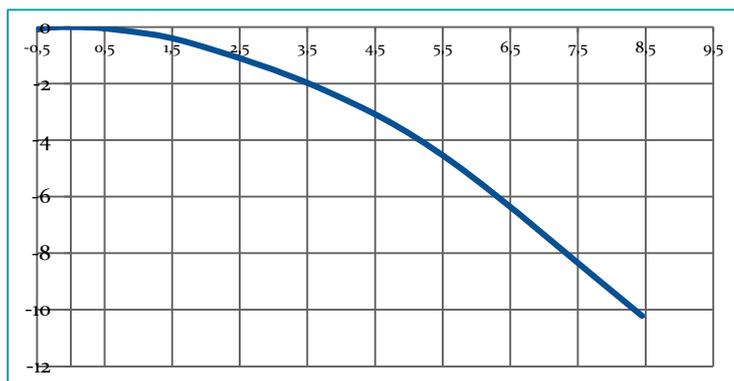


Figure III.1 profil Creager

Décomposition du prix global et forfaitaire de la variante 1 :

	Désignation	Unité	Quantité	p.u (da)	Montant	
DIGUE	Décapage de la couche de terre végétale	m3	5730,73	160	916916,8	
	Enrochement	m3	1587,10	3000	4761300	
	gravier	m3	727,14	320	232684,8	
	Transition des drains et filtres	m3	726,90	800	581520	
	Bitume-gravier	m3	837,98	10000	8 379 800	
	Fouille	m3	2801,76	280	784492,8	
	Recharges en Alluvions	m3	124977,16	400	49 990 864	
	Masque en béton	m2	2882,21	22000	63 408 620	
	Montant total = 129.056198(M Da)					
EVACUATEUR	Excavation		Béton			
		Volume(m3)	Coûts (Mda)		Volume(m3)	Coûts (Mda)
	Canal d'approche	86177.05	99.892	Déversoir	913.58	394.118
	Déversoir	6375.5	167.456	Boite	595.34	145.288
	Coût total(Mda)		806.754			
Coût total(Mda) digue + évacuateur		936.901				

Tableau III. 2 tableau d'estimation des coûts.

V.2. Variante 2 : barrage déversoir :

a. Longueur de la crête du seuil

La considération principale en ce qui concerne un seuil dans un cours d'eau est de conserver le régime naturel dans la mesure du possible. Par conséquent, la crête doit être suffisamment longue pour éviter des niveaux de crue excessifs qui pourraient inonder les terres environnantes et en même temps suffisamment courte pour éviter un changement de régime dans le cours d'eau qui causerait un déplacement du lit mineur. Il y a plusieurs règles qui peuvent être appliquées pour fixer la longueur du seuil :

- longueur égale à la largeur du lit à la suite d'une crue dont la période de retour est comprise entre 10 et 20 ans
- longueur suffisante pour se conformer à la formule de Charlton ;

$$W_s = 3,74 \cdot K \cdot Q_b^{0,45}$$

Equation III. 3

Où :

W_s : Largeur nette du plan d'eau, en m.

K : coefficient allant de 0,7 à 1,3 selon l'influence de la végétation des rives sur la largeur naturelle du lit. Pour un lit de dépôt limoneux, on prend 0,8.

Q_b : débit de $584 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit de projet).

Donc on a **$W_s=52,5 \text{ m}$** .

La longueur du seuil au site est arrêtée à **$53,0 \text{ m}$** par la limite naturelle du lit majeur, soit à la cote $318,00\text{m}$.

b. Type De Crête :

La crête du seuil aura un profil pratique connu sous l'appellation profil **Creager**, ce qui constitue une forme efficace.

Profil Du Déversoir Creager :

Afin d'éviter l'apparition des phénomènes de dépressions et surpressions, le profil du déversoir doit avoir en générale la forme de la ligne inférieure de la nappe libre lord de déversement.

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{y}{H_o} = 0.47 * \left(\frac{X}{H_o}\right)^{1.85} \quad \text{Equation III. 4}$$

Le tracé du profil de déversoir est déterminé par la méthode USBR :

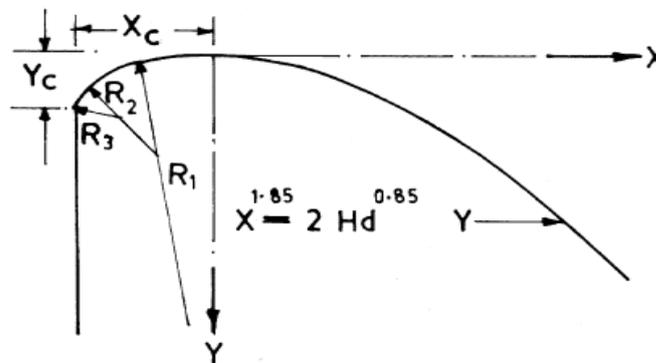


Figure III. 2 schéma explicatif du profil USBR .

X	X	Y	Y
$7,927.H_o$	23,85	$8,329.H_o$	25,06
$5,007.H_o$	15,06	$3,668.H_o$	11,03
$2,575.H_o$	7,74	$0,88.H_o$	2,64
$1,389.H_o$	4,17	$0,154.H_o$	0,46
$0,825.H_o$	2,48	$0,082.H_o$	0,24
$0,53.H_o$	1,59	$0,147.H_o$	0,44
$0,247.H_o$	0,74	$0,284.H_o$	0,85

X	X	Y	Y
3,336.Ho	10,03	2,758.Ho	8,29
1,556.Ho	4,68	1,84.Ho	5,53
0,734.Ho	2,20	1,23.Ho	3,70
0,187.Ho	0,56	0,583.Ho	1,75
0,029.Ho	0,08	0,217.Ho	0,65

Tableau III. 3 coordonnées du profil creager

Le tableau suivant montre les rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_d :

$R_1=$	0,235.Ho	$R_1=$	0,70
$R_2=$	0,53.Ho	$R_2=$	1,59
$R_3=$	0,825.Ho	$R_3=$	2,48
$R_4=$	1,41.Ho	$R_4=$	4,24

Tableau III. 4 Les rayons de courbure

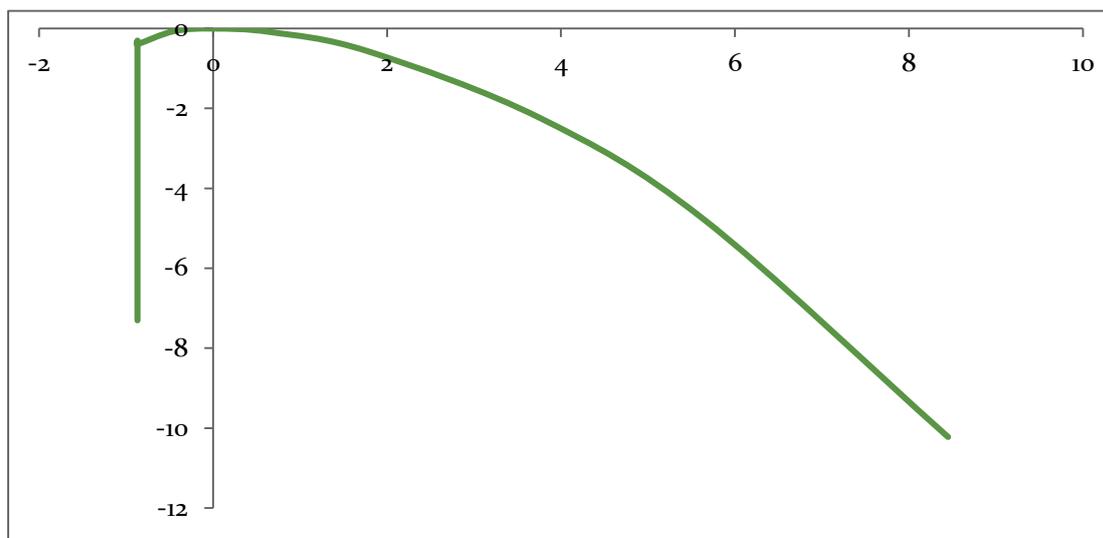


Figure III. 3. PROFIL DU DEVERSOIR

Rayon De la Doucine Ou Rayon De Courbure Du Pied Du Déversoir :

La partie inférieure du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval à l'aide d'une courbe, Le rayon de courbure est calculé sous la formule suivante :

Si $P < 10m$ on prend $R = 0,5 * P$

P : hauteur de pelle (m) ; $P = 7.3m$

P : hauteur de pelle (m) ;

Alors on a $R= 3,65$ m

Calcul de la vitesse d'approche :

L'expression de la vitesse d'approche est donnée comme suite :

$$V = \frac{q}{h+P} \quad \text{Equation III. 5}$$

P : hauteur de la pelle ;

$P=7,3$ m ;

Le débit spécifique est défini par la relation suivante :

$$q = \frac{Q}{L} \quad \text{Equation III. 6}$$

Il peut être également déterminé par la formule suivante :

$$q=C.h^{3/2} \quad \text{Equation III. 7}$$

Le coefficient de Chezy est exprimé par la relation suivante :

$$C = m. \sqrt{2g} \quad \text{Equation III. 8}$$

Avec, $C=2.17$

Donc,

$$q=11.01\text{m}^3/\text{s}$$

m : coefficient de débit, il est égal à 0,49 ;

L : largeur du seuil déversant égale a

$$L=53,0\text{m};$$

H_0 : la lame d'eau déversant ;

Q : débit déversé décennal (m^3/s) ;

$$Q= 584 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Donc : $h=2,95\text{m}$.

D'où, la vitesse d'approche :

$$V = \frac{11.01}{2.95+7.3}$$

$$V=1.01\text{m/s}$$

c. Calcul hydraulique du canal d'approche :

Il a pour rôle de la protection du déversoir contre les affouillements, ainsi que celui qui assure l'alimentation de la tête de prise d'eau.

Calcul de la longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$L_{ar} = \frac{5}{\sqrt{3}} H_0 + 2,06 \quad \text{Equation III. 9}$$

H_0 : La charge spécifique ;

$$L=10,74\text{m.}$$

a) L'épaisseur du fond de l'avant radier :

L'épaisseur de l'avant radier est déterminée par le calcul de filtration

Pour une hauteur du plan d'eau amont ($h < 10$ m) et avec un lit du radier en béton armé, on prend l'épaisseur du fond $T_{ar}=0,3$ m.

b) La marge de sécurité :

Les pertes de charge dans les canaux à surface libre ne sont pas calculées avec la même précision que pour les conduites en charge. Une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre d'où un risque de débordement.

C'est pour cela qu'on adopte une marge de sécurité qui est généralement de 0,5 m pour les petits canaux et de (0,6÷2,5) m pour les grands canaux.

Dans notre cas la revanche du canal d'approche est supposée égale 1 m.

c) Joints de raccordement :

Le joint doit être très étendu, sinon il ne sera d'aucune utilité, et l'équilibre de l'ouvrage de dérivation dans ce cas là, se voit menacé.

La liaison entre les ouvrages de dérivation peut jouer un rôle important dans la répartition des contraintes, elle permet de tenir compte des transferts de charge d'un ouvrage à l'autre lors de leur dimensionnement.

Le joint de raccordement qui sera utilisé entre les différents plots du déversoir, ce joint est un Waterstop couvert par un mastic bitumineux avec des armatures anti-fissuration pour que le joint joue son rôle sans détérioration.

d) Gabion :

Le canal d'approche sera réalisé par un gabionnage de façon à réduire le volume des bétons classiquement utilisés dans ce type de canaux, étant donné que la vitesse d'approche n'est pas assez élevée. Aussi deux protections en gabion de 2 m de largeur, chacune seront réalisées en

amont du canal d'approche, et à l'aval du canal de restitution. Les dimensions des gabions seront variables selon la nécessité d'utilisation tout en respectant le standard universel.

- 1) 1,00m×1,50m×4,00 m. ; 1) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 2) 1,00m×2,00m×4,00 m. ; 2) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 3) 1,00m×2,50m×4,00 m. ; 3) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 4) 1,00m×3,00m×4,00 m. ; 4) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 5) 1,00m×3,50m×4,00 m. ; 5) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 6) 1,00m×4,00m×4,00 m. ; 6) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 7) 1,00m×4,50m×4,00 m. ; 7) 1,00m×1,00×3,00) m.
- 8) 1,00m×5,00m×4,00 m. ; 8) 1,00m×1,00×3,00) m.

Les matelas Réno auront une hauteur égale a 0,5m.

d. Radier :

Un ouvrage destiné à créer des conditions de sécurité pour le passage et la chute d'eau.

$$l_r = (3 \div 5) H \longrightarrow \text{On prend : } l_r = 3. H = 9.4 \text{ m}$$

$$\text{au début } t_{r1} = (0.25-0.30) H$$

$$\text{On prend : } t_{r1} = 0.3H = 1.8 \text{ m}$$

$$\text{au bout } t_{r2} = (0.13-0.15) H$$

$$\text{On prend : } t_{r2} = 0.13 H = 1.1 \text{ m}$$

e. Parafouilles :

$$S_p = (0,02 \div 0,05) L = 1 \text{ m}$$

$$L = l_r + l_{ar} = 20.4 \text{ m}$$

f. Calcul hydraulique du bassin d'amortissement :

C'est un dispositif situé en aval du déversoir destiner à :

- Dissiper l'énergie due au déversement ;
- Amélioration partielle de la répartition des vitesses et des débits ;
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique ;

Calcul des hauteurs conjuguées du ressaut :

Avant de déterminer hauteurs conjuguées, on définit la profondeur critique à l'aide de l'expression suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

Equation III. 10

$$h_{cr} = 2.31 \text{ m}$$

La première hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H+P-hc)}} \quad \text{Equation III. 11}$$

φ : Coefficient de répartition de la vitesse ;

$$\varphi = 0,9$$

$$h_{c1} = 0,95 \text{ m}$$

La deuxième hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c2} = \frac{hc1}{2} \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{hcr}{hc1}\right)^3 - 1} \quad \text{Equation III. 12}$$

$$h_{c2} = 4,11 \text{ m}$$

$$\Phi(\tau) = \frac{q}{\varphi \cdot H^{3/2}} = 0.37 \quad \Longrightarrow \quad \tau = 0.87 ; \tau' = 0.47$$

$$h_{c''} = \tau' \cdot H = 4.84 \text{ m}$$

$h > h_{c''}$: le ressaut est noyé, seul un radier suffit pour dissiper l'énergie induite par le changement du régime hydraulique.

Calcul de la longueur du bassin de dissipation :

La longueur du bassin de dissipation dépend de la longueur du ressaut, donc nous devons d'abord calculer la longueur du ressaut avec la formule de Tchertaoussov :

$$L = 10,3 \cdot hc1 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{hcr}{hc1}\right)^3 - 1} \right]^{0,81} \quad \text{Equation III. 13}$$

$$L = 22,43 \text{ m}$$

Donc la longueur du bassin sera :

$$L_b = 25,00 \text{ m}$$

Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

L'épaisseur du bassin de dissipation dépend de sa longueur, il est donné comme suite :

$$t_{bas} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) L_{bas} \quad \text{Equation III. 14}$$

$$t_{bas} = 2,50 \text{ m}$$

Décomposition du prix global et forfaitaire de la variante 2 :

DESIGNATION	Quantité (m ³)	Couts (DA)
Déblai en terrain de toute nature	21160	3624708
Remblai au niveau mur soutènement	1790	358000
Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	50	300000
Béton ordinaire au dessus des gabions	260	2080000
Béton projeté pour façade gabions (crépissage)	44	264000
Béton armé dosé à 150kg/m ³	3760	157920000
Enrochements grossiers 30cm et plus pour bassin de dissipation	2780	6950000
Enrochements moyens 15 à 30cm pour canal de restitution	695	1946000
Gabions	1660	7470000
		907.81(Mda)

Tableau III. 5 estimation des couts

VI. Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de cotée technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante du barrage déversoir présente un coût d'exécutions minimum, et pour cela que on la potée dans notre choix.

CHAPITRE V : Stabilité et Génie Civil.

Le calcul statique de la digue se résume à la vérification de la stabilité de la digue au glissement qui peut être engendré par la poussée hydrostatique de l'eau et de la poussée active des sédiments à l'amont ainsi que la définition des contraintes au niveau du joint de contact béton fondation.

I. Infiltration Sous Le Barrage Déversoir

Lorsqu'un ouvrage hydrotechnique est réalisé sur des couches relativement perméables, deux phénomènes peuvent créer des désordres :

- Le débit de fuite est trop élevé rendant la retenue non économique.
- Les gradients hydrauliques localement élevés se développent à l'aval.

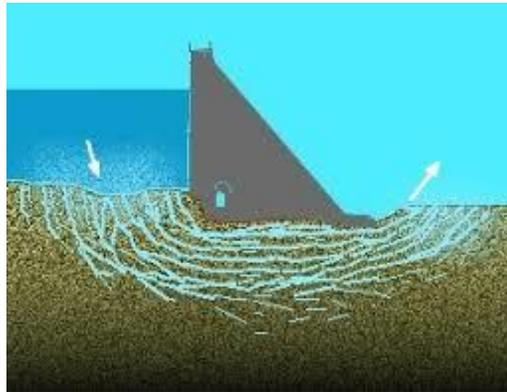


Figure IV. 1 schéma montrant l'infiltration sous un barrage béton

Ces gradients peuvent entraîner les particules de sol de fondation et de ce fait provoquer une érosion régressive par le phénomène de renard allant même jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

Il existe plusieurs procédés pour combattre ces deux phénomènes :

- La paroi moulée
- Le voile d'injection
- Le rideau de palplanches
- La clé d'étanchéité
- Le tapis amont
- Les filtres et drains

Dans notre cas nous optons soit pour les rideaux palplanches, soit pour les parois moulées.

La solution la plus appropriée dans le cas du barrage de M'chouneche est celle des parois moulées. La longueur de, ou des parois moulées sera définies selon le principe suivant :

La méthode de calcul utilisée est celle de LANE :

Dans cette méthode, il faut déterminer la longueur du chemin d'infiltration admissible.

La formule basée sur le chemin du contour d'infiltration est :

$$L_{CI} \geq C.H$$

L_{CI} : longueur du contour inversé pour lequel il n'y aura pas de déformation due à l'infiltration.

H : la charge d'eau.

C : le coefficient de LANE (valeur inverse du gradient)

Connaissant la charge et la nature du sol, on peut déterminer la longueur du contour admissible.

Si l'ouvrage est déjà dimensionné, et donc L est connue ainsi que la charge H, on peut alors déterminer C_{eff} ce qui entraîne vers la connaissance de la nature du sol de fondation.

Lane a défini des règles empiriques en comparant la hauteur de la retenue au cheminement sous l'ouvrage.

C : la constante de LANE est déterminée par la formule suivante :

$$C = (\sum \text{cheminements verticaux} + 1/3 \sum \text{cheminements horizontaux}) / H.$$

H- étant la charge d'eau devant l'ouvrage

Lane précise qu'il n'y a pas de risque de renard si le C atteint les valeurs données par le tableau suivant :

Nature du sol	Valeur minimale de C
Silt et sable très fin	8.5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3.5
Gros gravier et galets	3
Mélange galets et blocs	2.5
argile	1.8

Tableau IV. 1. Constante de LANE

Étant donné que notre fondation est constituée essentiellement de sable grossier, dans ce cas,

$$C=5.$$

La charge devant l'ouvrage est égale à:

$$H=318,0-310,70=7,3\text{m}$$

La longueur efficace du contour souterrain doit être supérieure ou égale à:

$$L_{eff}=C.H=5.7,3=36,5\text{m},$$

CHAPITRE V : Stabilité et Génie Civil.

Le cheminement vertical est égal à :

$$\sum L_v = 30,9\text{m},$$

Le cheminement horizontal est égal à :

$$\sum L_h = 20,4\text{m},$$

La longueur réelle du contour souterrain est égale à:

$$L_{\text{réelle}} = 37,7\text{m},$$

La perte de charge unitaire est égale à:

$$J = H/L = 0,19363395$$

Tous les calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

N°	Cheminement	Cheminement efficace	Cheminement efficace total	Perte de charge	charge statique	Soulèvement
1	2	3	4	5	6	7
1	0	0	0	0	7,3	7,3
2	6,5	6,5	6,5	1,25	13,8	12,54
3	0,4	0,13	6,63	1,28	13,8	12,51
4	6,2	6,2	12,83	2,48	7,6	5,11
5	10,6	3,53	16,36	3,16	7,6	4,43
6	6,2	6,2	22,56	4,36	13,8	9,43
7	0,4	0,13	22,7	4,39	13,8	9,4
8	3	3	25,7	4,97	10,8	5,82
9	1,1	0,36	26,06	5,04	10,8	5,75
10	1	1	27,06	5,24	9,8	4,55
11	6,4	2,13	29,2	5,65	9,8	4,14
12	1	1	30,2	5,84	10,8	4,95
13	1,1	0,36	30,56	5,91	10,8	4,88
14	3	3	33,56	6,49	13,8	7,3
15	0,4	0,13	33,7	6,52	13,8	7,27
16	4	4	37,7	7,3	9,8	2,5

Tableau IV. 2.résultats des forces de sous pression

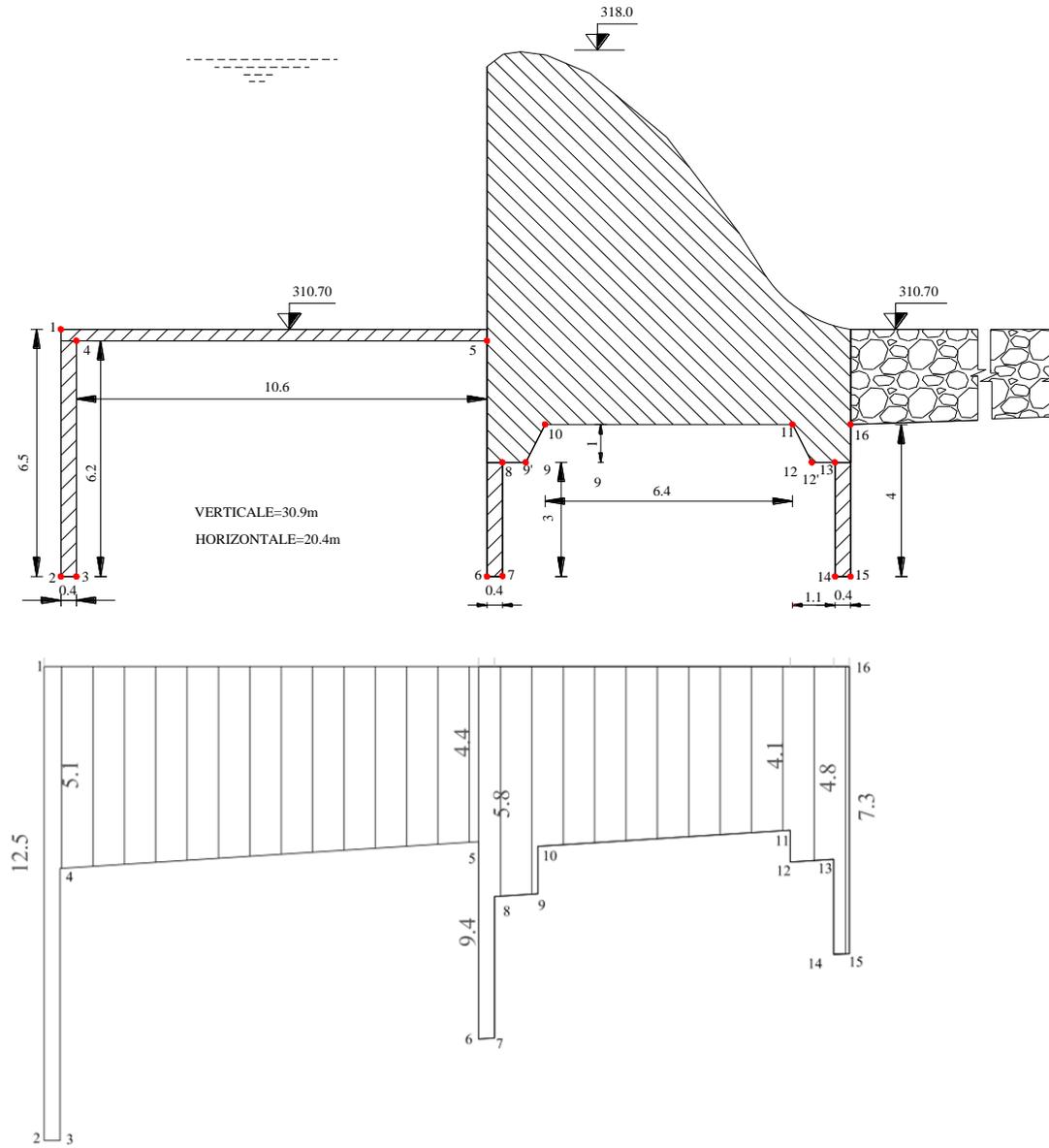


Figure IV. 2Diagramme des forces de soulèvement.

II. Calcul De Stabilité Du Barrage :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage.

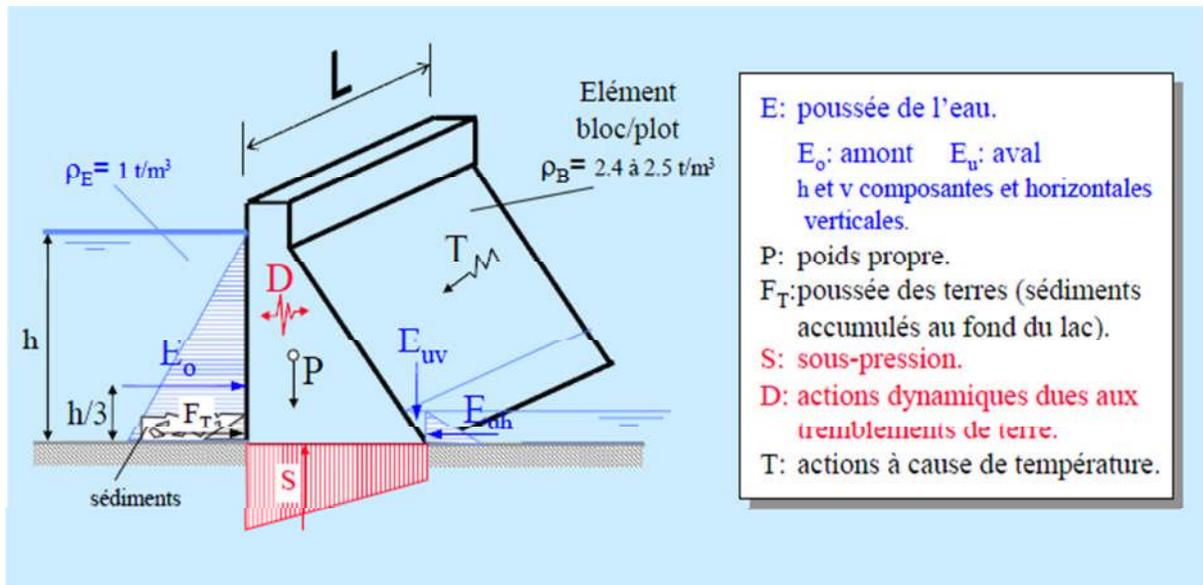


Figure IV. 3Schéma des actions agissantes sur un barrage.

1. Actions permanentes :

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier :

- Charges primaires :

Poids propre, Pression hydrostatique, La Sous Pression (sous pression statique + sous pression dynamique)

- Charges secondaires :

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

Poussées des sédiments. Poussées des vagues et des matières en suspensions, Poussées des glaces.

2. Actions accidentelles :

Les forces d'inerties hydrodynamiques (hydro-sismiques).

Poussées de l'eau sur le parement amont dans les sections du NPHE et sur le parement aval pour un débit correspondant au NPHE.

II.1. Canal d'approche :

Les murs de soutènement en gabions doivent être vérifiés au glissement, au renversement, au poinçonnement.

On fait le calcul pour une tranche de 1m de longueur.

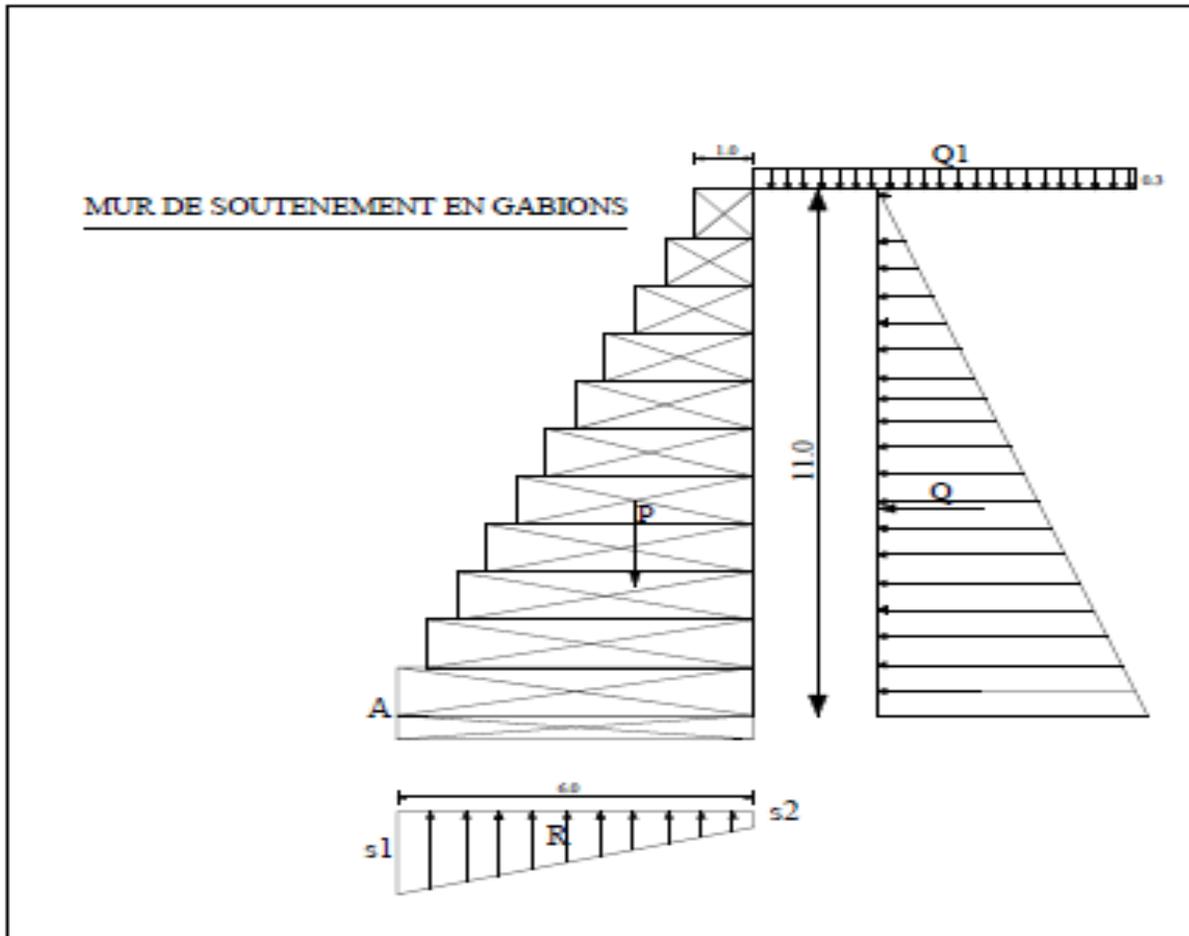


Figure IV. 4 Schéma du mur de soutènement.

La valeur de la poussée des terres pour une hauteur h du mur sera déterminée par la formule :

$$Q = A \cdot \gamma_t \cdot (h^2) / 2 \quad \text{Equation IV. 1}$$

Avec

$$A = \text{tg}^2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Equation IV. 2}$$

Φ : Angle du talus naturel des terres.

$$\varphi = 35^\circ$$

Donc,

$$A = 0,27$$

La hauteur du mur de soutènement en gabions est :

$$h = 11,0\text{m}$$

γ_t - poids spécifique des terres.

$$\gamma_t = 1,6 \text{ t/m}^3$$

Donc,

$$Q = 0,27 \cdot 1,6 \cdot (11^2)/2 = 26,14\text{t.}$$

La force Q est appliquée à : $h/3 = 3,67\text{m}$

Poussée due à la surcharge : $Q_1 = A \cdot q \cdot h$

Le poids de la surcharge sur la semelle $P_{ss} = 1000 \text{ kg}$

Donc,

$$Q_1 = 0,27 \cdot 1 \cdot 11 = 2,97\text{t.}$$

Au-dessus du point A.

Poids du mur : $P_m = S \cdot l \cdot \gamma_g$

Avec S- surface transversale du mur:

$$S = 6,1 + 1,5,5 + 1,5,0 + 1,4,5 + 1,4,0 + 1,3,5 + 1,3,0 + 1,2,5 + 1,2,0 + 1,1,5 + 1,1,0 = 38,5\text{m}^2$$

L- longueur du mur:

$$L = 11,0\text{m}$$

γ_g - poids spécifique des gabions.

$$\gamma_g = 1,9 \text{ t/m}^3$$

Donc, $P_m = 73,145\text{t}$

Prenons les moments des forces agissantes par rapport au point A.

Moment de renversement dû à la poussée Q:

$$M_r = Q \cdot h/3 + Q_1 \cdot h/3 \quad \text{Equation IV. 3}$$

$$M_r = 26,14 \cdot 3,67 = 95,83\text{tm}$$

Moment stabilisateur dû aux charges verticales :

$$M_s = P_m \cdot l_1$$

Equation IV. 4

$$M_s = 73,15 \cdot 4,25 = 310,89 \text{ tm}$$

Car le poids du mur, qui passe par le centre de gravité de l'ouvrage, se trouve très sensiblement à 4,25 m du point A.

1.1. Sécurité au renversement :

$$Fr = Ms / Mr$$

Equation IV. 5

$$Fr = 310,89 / 95,83 = 3,24$$

Charges normales	F=1.5
Charges exceptionnelles	F=1.25
Charges extrêmes	F=1.1

Tableau IV. 3 Facteur de renversement

La condition est vérifiée : $Fr > F$

1.2. Sécurité au Glissement :

$$Fg = P_m / Q$$

Equation IV. 6

$$Fg = 73,15 / 26,14 = 2,80$$

Charges normales	F=1.33
Charges exceptionnelles	F=1.1
Charges extrêmes	F=1.05

Tableau IV. 4 Facteur de Glissement

1.3. Sécurité au Poinçonnement :

La résultante des charges verticales :

$$N = P_m = 73,15 \text{ t}$$

Passe à $Ms/N = 4,25 \text{ m}$ du point A

Donc à $(Ms/N) - L/2 = 1,25 \text{ m}$ du centre de gravité G de la semelle. Dans ces conditions le moment par rapport au point G a pour valeur :

$$Mg = (Q * h/3) - (N * T).$$

Equation IV. 7

$$Mg = (26,14 * 11/3) - (73,15 * 1,25) = 11,0 \text{ tm}$$

d'où les contraintes du sol

$$\sigma_{1,2} = (N/S) \pm (Mg/W)$$

Equation IV. 8

$$S = L * B,$$

$$B = 1 \text{ m linéaire}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$S = 6 * 1 = 6 \text{ m}^2$$

$$W = 1 * 6^2 / 6 = 6$$

Donc:

$$\sigma_{\max} = (73,15 / 6) + (11 / 6) = 0,1036 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = (73,15 / 6) - (11 / 6) = 0,018 \text{ t/m}^2.$$

$$R_{\text{cadm}} = 0,2 \text{ MPa} = 2,04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < R_{\text{cadm}}.$$

La condition est vérifiée étant donné que $0,104 \text{ t/m}^2 < 2,04 \text{ t/m}^2$.

II.2. Le seuil :

Le dimensionnement hydraulique étant réalisé. Il s'agit maintenant d'effectuer les calculs statiques, et de vérifier la stabilité

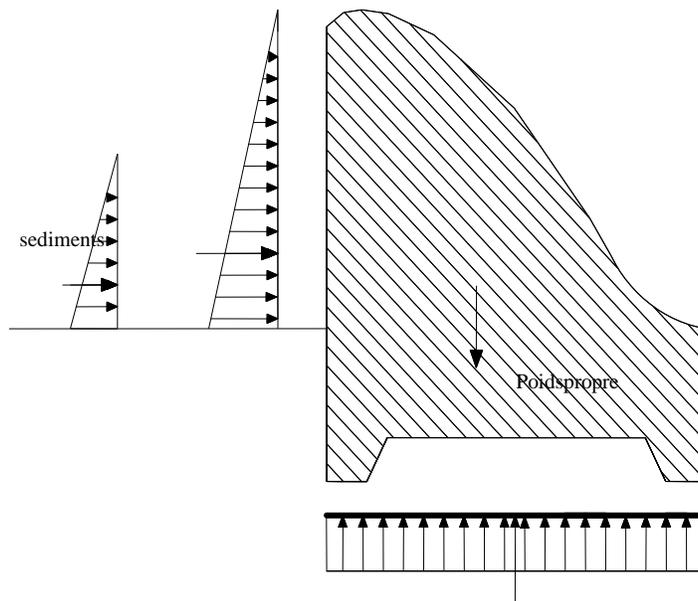


Figure IV. 5 schéma des principales charges.

$$Q = A \cdot \gamma \cdot (h^2) / 2$$

Equation IV. 1

Ou

$$A = \text{tg}^2((\pi/4) - (\phi/2))$$

Les bras de levier par rapport au point A, à partir du centre de gravité du barrage.

$$X_g = 5,25 \text{ m}$$

$$Y_g = 2,74 \text{ m.}$$

Les principales données sont :

$$\gamma_e = 1 \text{ t/m}^3.$$

$$A = 0,27.$$

$$\gamma_t = 1,3 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3.$$

$$S = 60,31 \text{ m}^2.$$

La pression de l'eau est déterminée par l'expression suivante :

$$P_e = 0,5 \cdot \gamma_e.$$

Equation IV. 09

$$P_e = 26,65 \text{ t}$$

La pression due à la vase est exprimée par la relation suivante :

$$P_{\text{vase}} = A \cdot \gamma_t \cdot (h^2) / 2$$

Equation IV. 10

$$P_{\text{vase}} = 9,352395 \text{ t}$$

Le poids du déversoir est défini par la formule suivante :

$$P_{\text{dev}} = S \cdot \gamma_b$$

Equation IV. 11

$$P_{\text{dev}} = 144,744 \text{ t}$$

La force des sous pressions est égale à :

$$W_f = 50,6097 \text{ t}$$

Le moment de toutes les forces par rapport à G (centre de gravité) est égal à :

$$M_g = 7,9 \cdot 10^3 \text{ kgf.m.}$$

La somme des forces verticales est égale à :

$$N = 144,74 \cdot 10^3 \text{ kgf.}$$

La largeur en base du barrage (l'emprise), est égale à $B = 9,4 \text{ m}$.

Les contraintes sous l'ouvrage sont calculées comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100 \cdot B} + \frac{M_g}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{100 \cdot B} - \frac{M_g}{W} \end{cases}$$

Equation IV. 12

Le moment d'inertie est égal à :

$$W = \frac{B^2 \cdot 100}{6}$$

$$W = 1472,66 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,59 \text{ bar} \\ \sigma_2 = 1,48 \text{ bar} \end{cases}$$

La résultante des sous pression sous radier du barrage, en tenant compte de la répartition trapézoïdale de celles-ci, est exprimé comme suit :

$$F_{sp} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) * B * 100 \quad \text{Equation IV. 13}$$

$$F_{sp} = 14,47t$$

2.1. Stabilité Au Glissement :

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales, donc Le seuil est stable au glissement, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$F_g > \frac{\sum F_H}{\sum F_V}$$

F_g : Coefficients de sécurité (pour les charge normales) : $F_g = 1,3$.

$\sum F_H$: Somme de toutes les forces horizontales.

$\sum F_v$: Somme de toutes les forces verticales.

$$\sum F_H = P_e + P_{vase} \quad \text{Equation IV. 14}$$

$$\sum F_V = N + F_{sp} \quad \text{Equation IV. 15}$$

$$\sum F_H = P_e + P_{vase} = 35,99t$$

$$\sum F_V = N - F_{sp} = 130,2696t$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0,28 < 1,33$$

2.2. Stabilité Au Renversement :

La stabilité au renversement est garantie, si la résultante des force appliquées se trouve dans le tiers centrale, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable, la stabilité au renversement est vérifier entre le moment stabilisant (résistant), et le moment renversant (moteur) définit par :

$$f_r = \frac{M_S}{M_r} > 1.5$$

M_S : La somme des moments stabilisateur. $M_S=494,2t.m$

M_r :la somme des moment déstabilisateur. $M_r=87,6t.m$

Donc on calcul le rapport $f_r = 5.6 > 1.5$

2.3. Stabilité Au Poinçonnement :

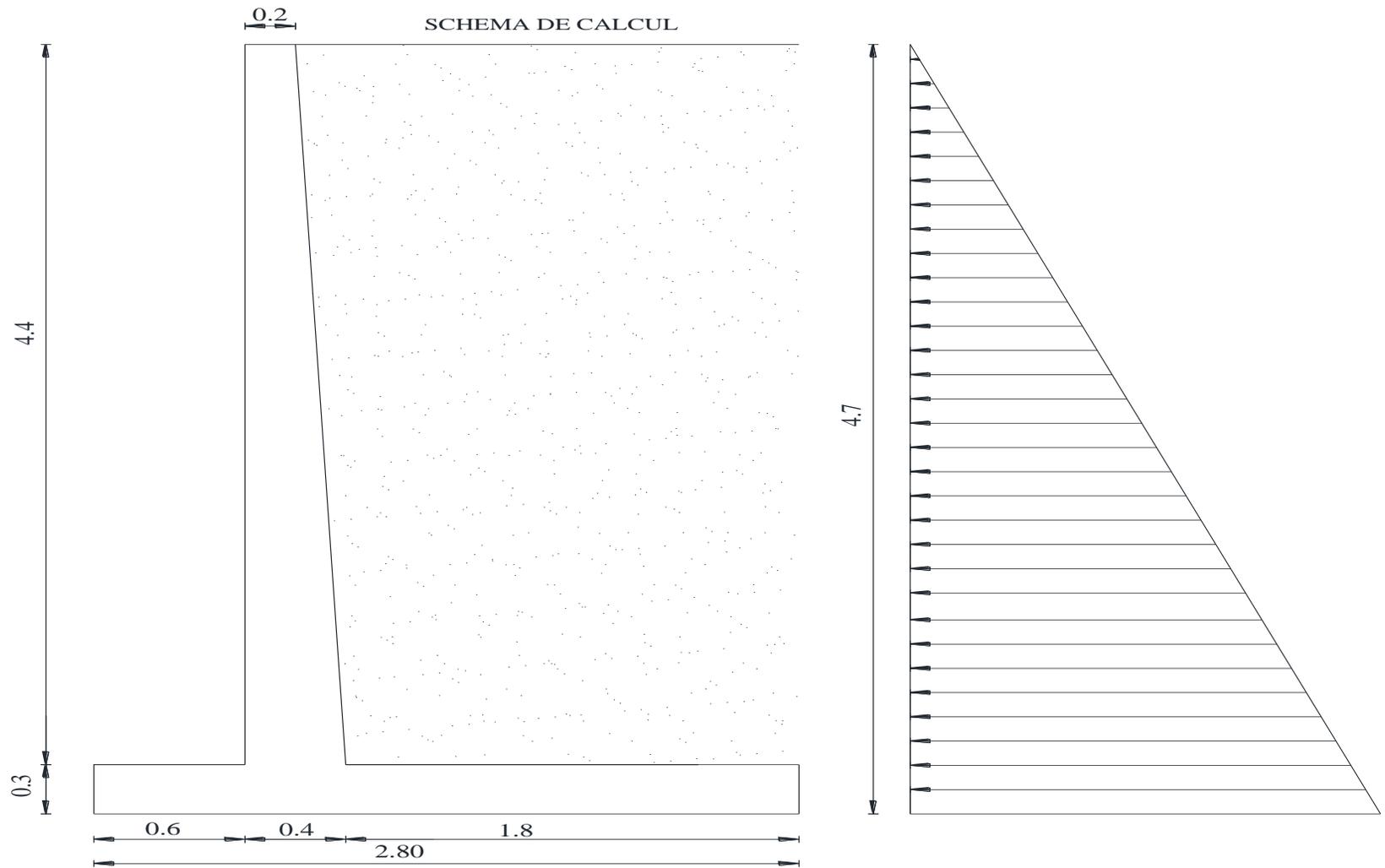
Pour que le seuil soit stable il faut que : σ_1 et $\sigma_2 \geq 0$; et que σ_1 et $\sigma_2 \leq \sigma_{adm}$,

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1.59bar \\ \sigma_2 = 1.48bar \end{cases}$$
$$\sigma_2 \leq \sigma_{adm}$$

II.3. LE MUR BAJOYER H=4.4m :

Poids spécifique des terres	γ_t	1600	kg/m^3
Angle du talus naturel des terres	φ	35	$^\circ$
Surcharge éventuelle sur le terre-plein	q	0	kg/m^2
Coefficient	A	0,27	$A=\text{tg}^2(\pi/4-\varphi/2)$
Epaisseur supérieure du rideau	b_1	0,2	m
Epaisseur inférieure du rideau	b_2	0,4	m
Hauteur du rideau	h_1	4,4	m
Hauteur de la semelle	h_2	0,3	m
Hauteur de la surcharge	h_3	0	m
Pas avant de la semelle	l_1	0,6	m
Pas arrière de la semelle	l_2	1,8	m
Largeur de la semelle	L	2,8	m
Hauteur de la bêche	b_h	0,3	m
Pas arrière de la semelle+ $b_2/2$.	l_3	2	m
Largeur de la bêche	l_b	0,2	m
Poids spécifique du béton	γ_b	2500	kg/m^2
Bras de levier voir schéma	$l_3'=l_1+0,15/2$	1,8	m
Bras de levier voir schéma	$l_4=l_1+b_2+l_2/2$	1,9	m
Cont de traction adm arm longitudinales $F_e E_{22}$	σ_a	1470	kgf/cm^2
Béton dosé a 400kg/m^3	σ_b	184	kgf/cm^2

Tableau IV. 5 : les Données.



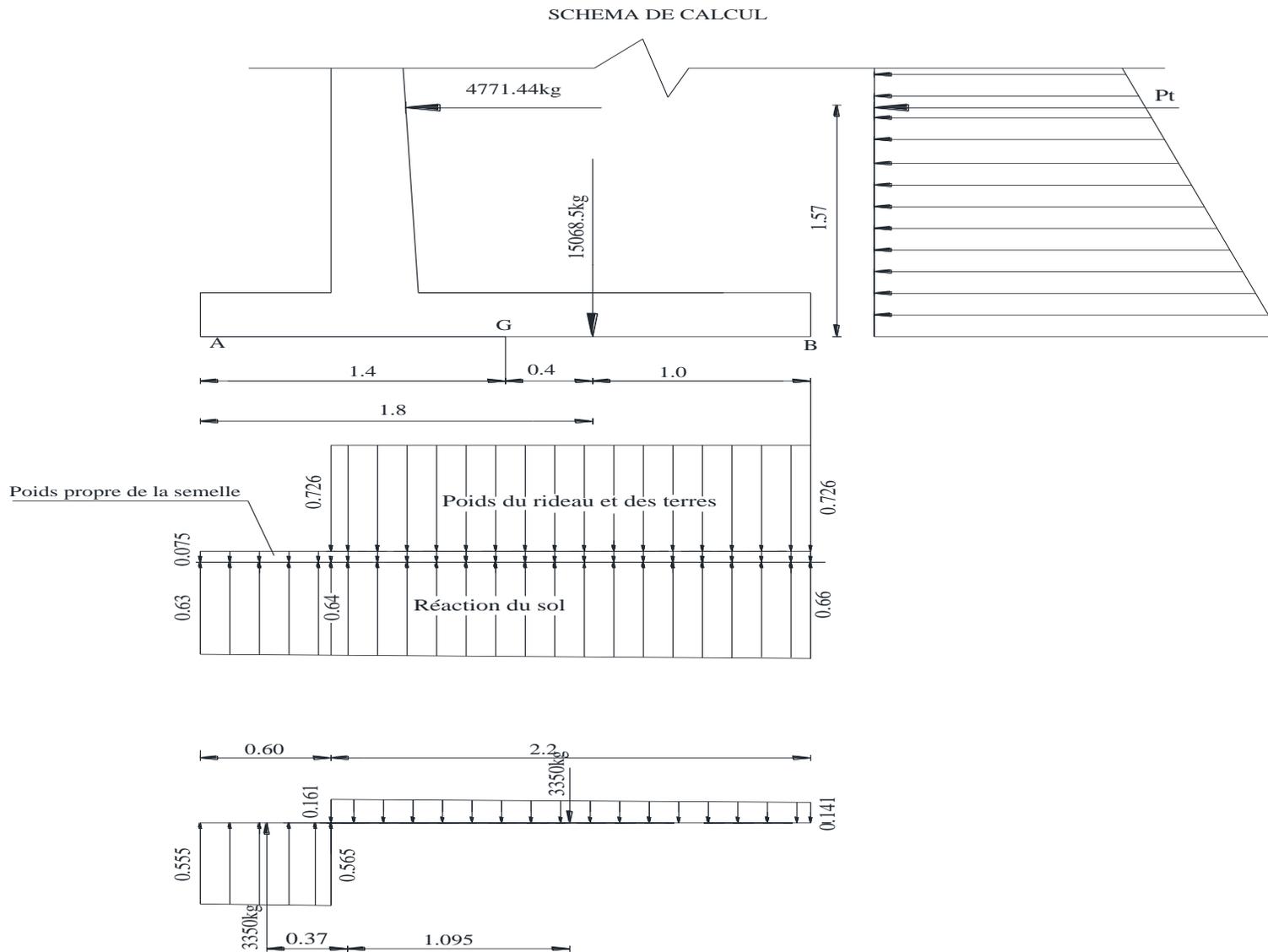


Figure IV. 6 schémas des calculs H=4.4.

On fait le calcul pour une tranche de 1m de longueur.

$$Q=A.\gamma_t.(h^2)/2$$

Equation IV. 9

ou

$$h= 4,7m$$

$$Q=4771,44kg$$

La force Q est appliquée à :

$h/3=1,57m$ au dessus du point A

Poussée due à la surcharge:

$$Q_1=A.q.h=0kg$$

Poids du mur :

Rideau : $P_r=(b_1+b_2)/2.h3.\gamma_b=3300$ kg

Semelle : $P_s=h_2.L.\gamma_b =2100$ kg

Poids des terres sur la semelle $P_t=l_2.h_1.\gamma_t=12672$ kg

Poids de la surcharge sur la semelle $P_{ss} =0$ kg. Nous étudierons la stabilité du mur et nous déterminerons les contraintes sur le sol, d'une part, sans la surcharge sur le terre-plein.

Prenons les moments des forces agissantes par rapport au point A.

Moment de renversement dû à la poussée Q:

$$M_r=Q.h/3=7475,3$$
 kgm

Moment stabilisateur dû aux charges verticales:

$$M_s=p_r.l_3+p_s.L/2+p_t.l=32957$$
 kgm

le poids du rideau, qui passe par le centre de gravite du trapèze, se trouve très sensiblement à 1,95 cm du point A.

3.1. Sécurité au renversement :

Sécurité au renversement:

$$F_r=M_s/M_r=4,4$$

Equation IV. 5

$$f_r = \frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

3.2. Sécurité au Glissement

$$F_g=Q/(p_r+p_s+p_t)=0,24$$

Equation IV. 6

F_g : Coefficients de sécurité (pour les charge normales) : $F_g=1,3$.

3.3. Sécurité au Poinçonnement :

La résultante des charges verticales:

$$N=p_r+p_s+p_t=18072 \text{ kg}$$

Equation IV. 7

se situe à $M_s/N= 1,82\text{m}$ du point A

Donc à $(M_s/N)-L/2= 0,42 \text{ m}$ du centre de gravité G de la semelle. Dans ces conditions le moment par rapport au point G a pour valeur :

$$M_g= (Q. h/3)-(N.T)=180,74 \text{ kgm}$$

d'où les contraintes du sol

$$\sigma= (N/S) \pm (M_g/W)$$

$$S=L.B$$

B=1 m linéaire

$$W=B.L^2/6 =1306666$$

Donc:

$$\sigma_1= 0,632\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2= 0,659\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{adm}$$

3.4. Détermination Des Armatures :

a)Rideau : On étudie la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle. Pour cette section le moment de flexion a pour valeur :

$$M= (A.\gamma.h_1^3)/6+(A. q.1,2.(h_1^2)/2)=6133 \text{ kgm}^2$$

Equation IV. 16

donnée de section :

$b_s=1 \text{ m}$; $h_s=0,37 \text{ m}$

$$\mu=15*M/(\sigma_a.b_s.h_s) =0. 435$$

Donc

$$\beta=0,788$$

$$k=8,6$$

$$S_a = M / (\sigma_a \cdot \beta \cdot h_s) = 14,31 \text{ cm}^2$$

D'où : $S_a = 14,31 \text{ cm}^2$

Soit des HA16, espaces de 13 cm = $15,47 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition seront constituées sur la moitié inférieure par $5\varnothing 12 \text{ pm}$, et sur la moitié supérieure par $5\text{HA}12 \text{ pm} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$S_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

L'effort tranchant maximal a pour valeur :

$$T = A \cdot \sigma_a \cdot (h_1^2) / 2 + A \cdot q \cdot 1,2 \cdot h_1 = 3842 \text{ kg4}$$

Equation IV. 17

D'où l'effort de cisaillement

$$z = (7/8) \cdot h_s = 32,375 \text{ cm}$$

$$\tau_b = T / b_s \cdot z = 1,187 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \cdot \sigma_b$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Semelle: On examine le cas ou il n'y a pas de surcharge sur le terre-plein. Dans ce cas la semelle, est soumise à:

*la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale. D'après les résultats du calcul de stabilité:

$$\sigma_1 = 0,6316 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,6593 \text{ kgf/cm}^2$$

*son propre poids a raison de $h_2 \cdot \gamma_b = 750 \text{ kgf/cm}^2$ soit $\sigma_5 = 0,075 \text{ kgf/cm}^2$

*aux poids du rideau et des terres supposes uniformément repartis de B a C a raison de :

$$(p_r + p_t)/(b_2 + l_2) \cdot B = 0.416 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_6 = 0.726 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_7 = 0.64 \text{ kgf/cm}^2$$

D'où le diagramme des contraintes sur la semelle.

Nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de la semelle:

vers le haut:

$$\sigma_8 = 0.5566 \text{ kgf/cm}$$

$$\sigma_9 = 0.565 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_1 = 3364.8 \text{ kg}$$

vers le bas:

$$\sigma_{10} = 0.161 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{11} = 0.1417 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_2 = 3330.1 \text{ kg}$$

$P_a = 3350 \text{ kg}$ valeur intermédiaire

En raison de l'équilibre de la semelle, ces deux forces (P_1 et P_2) doivent être égales, nous prenons pour valeur commune 3350 kg la petite différence entre la valeur commune adoptée et celles trouvées provenant des résultats qui ont été arrondis au cours des calculs. Les forces considérées sont appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme. Les moments pour les sections d'encastrement sur le rideau ont pour valeurs :

$e_1 = 0.37 \text{ m}$ le bras de levier $T_1 = 0.37$ distance du rideau au centre de gravité du diagramme de la semelle avant ε_1

$$M_1=1239,5 \text{ kgm}$$

0,695m distance du rideau au centre de gravité du diagramme.

semelle avale M_2 :

$$M_2=2328,3\text{kgm}$$

Dans le cas où la surcharge existe, la semelle est soumise :

*à la réaction du sol. D'après les résultats du calcul de stabilité:

$$\sigma_3=0,6316\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_4=0,6593\text{kgf/cm}^2$$

$\sigma_{13}=0,6454\text{kgf/cm}^2$ valeur intermédiaire entre σ_3 et σ_4

*à son propre poids, soit comme ci-dessus $\sigma_5=0,075\text{kgf/cm}^2$

*aux poids du rideau, des terres et de la surcharge supposés uniformément repartis de B à C à raison de $\sigma_{12}=0,726\text{kgf/cm}^2$

Nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de la semelle:

vers le haut:

$$\sigma_{14}=0,557\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{15}=0,57\text{kgf/cm}^2$$

$$P_3=3381,1\text{kg}$$

vers le bas:

$$\sigma_{16}=0,156\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{17}=0,142\text{kgf/cm}^2$$

$$P_4=3270,4\text{kg}$$

Nous adopterons 3350kg pour valeur commune de ces résultantes.

Les forces considérées sont appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme. Les moments pour les sections d'encastrement sur le rideau ont pour valeurs: 0,37m distance du rideau au centre de gravité du diagramme semelle avant :

1,095m distance du rideau au centre de gravité du diagramme semelle arrière

$$M_3=1239,5\text{kgm}$$

$$M_4=2328,3\text{kgm}$$

Ces valeurs étant supérieures à celles obtenues lorsque la surcharge n'existe pas, ce sont celles que nous retiendrons pour le calcul des armatures. Pour la partie avant de la semelle les armatures seront constituées par celles du rideau retournées. Ces armatures seront suffisantes puisque, dans les deux cas la hauteur de la section est presque la même (30cm) et pour la semelle, le moment n'est que de 1239.5 kgm au lieu de 6133.25kgm dans le rideau.

Pour la partie arrière de la semelle, nous avons:

$$\mu=15.M/(\sigma_a.b_s.h_s)$$

Pour $\mu=0,01735$, donne:

$$\beta=0.9419$$

$$k=71$$

D'où :

$$S_a=4,5447\text{cm}^2$$

Pour simplifier la mise en place du ferrailage, nous réaliserons cette section avec des HA12 espaces de 20 cm, comme les barres du rideau, ce qui correspond à 5,65 cm².

$$\sigma'_b=20,704\text{kgf/cm}^2 < 137\text{kgf/cm}^2$$

Les armatures de répartition comporteront 5HA8 $p_m=2,51\text{ cm}^2$

L'effort tranchant maximal a pour valeur $T=3270,4\text{kg}$

$$z = 32,37\text{cm}$$

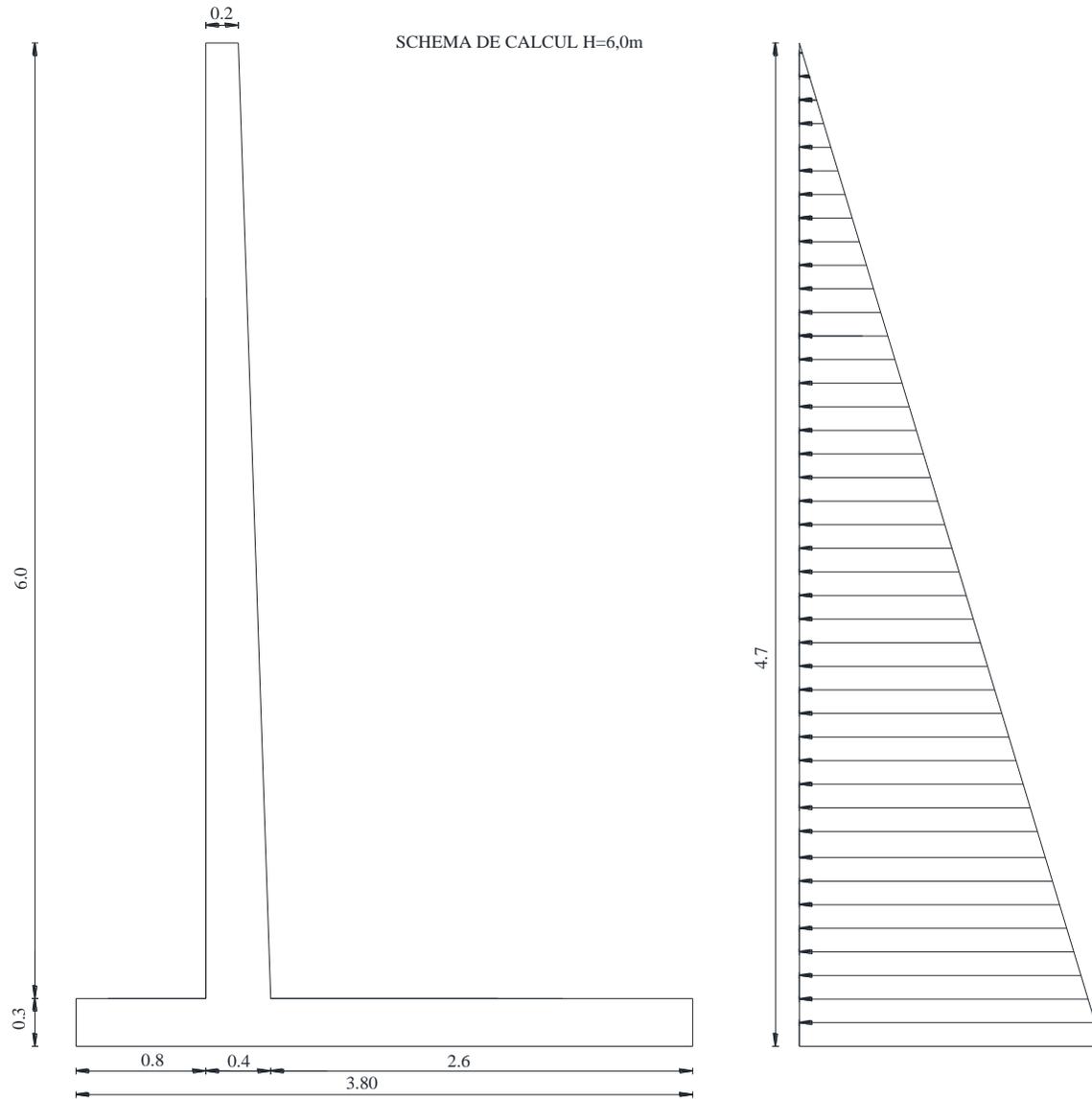
D'où :

$$\tau = 1,01\text{kgf/cm}^2 < 1,15\sigma_b$$

II.4. Le Mur Bajoyer H=6.0m :

Poids spécifique des terres	γ_t	1600	kg/m ³
Angle du talus naturel des terres	φ	35	°
Surcharge éventuelle sur le terre-plein	q	0	kg/m ²
Coefficient	A	0,27	$A=\text{tg}^2(\pi/4-\varphi/2)$
Epaisseur supérieure du rideau	b_1	0,2	m
Epaisseur inférieure du rideau	b_2	0,4	m
Hauteur du rideau	h_1	6,0	m
Hauteur de la semelle	h_2	0,3	m
Hauteur de la surcharge	h_3	0	m
Pas avant de la semelle	l_1	0,8	m
Pas arrière de la semelle	l_2	2,6	m
Largeur de la semelle	L	3,8	m
Hauteur de la bêche	b_h	0,3	m
Pas arrière de la semelle+ $b_2/2$.	l_3	2,8	m
Largeur de la bêche	l_b	0,2	m
Poids spécifique du béton	γ_b	2500	kg/m ²
Bras de levier voir schéma	$l_3'=l_1+0,15/2$	2,6	m
Bras de levier voir schéma	$l_4=l_1+b_2+l_2/2$	2,5	m
Cont de traction adm arm longitudinales $F_e E_{22}$	σ_a	1470	kgf/cm ²
Béton dosé a 400kg/m ³	σ_b	184	kgf/cm ²

Tableau IV. 6 :données de calcul.



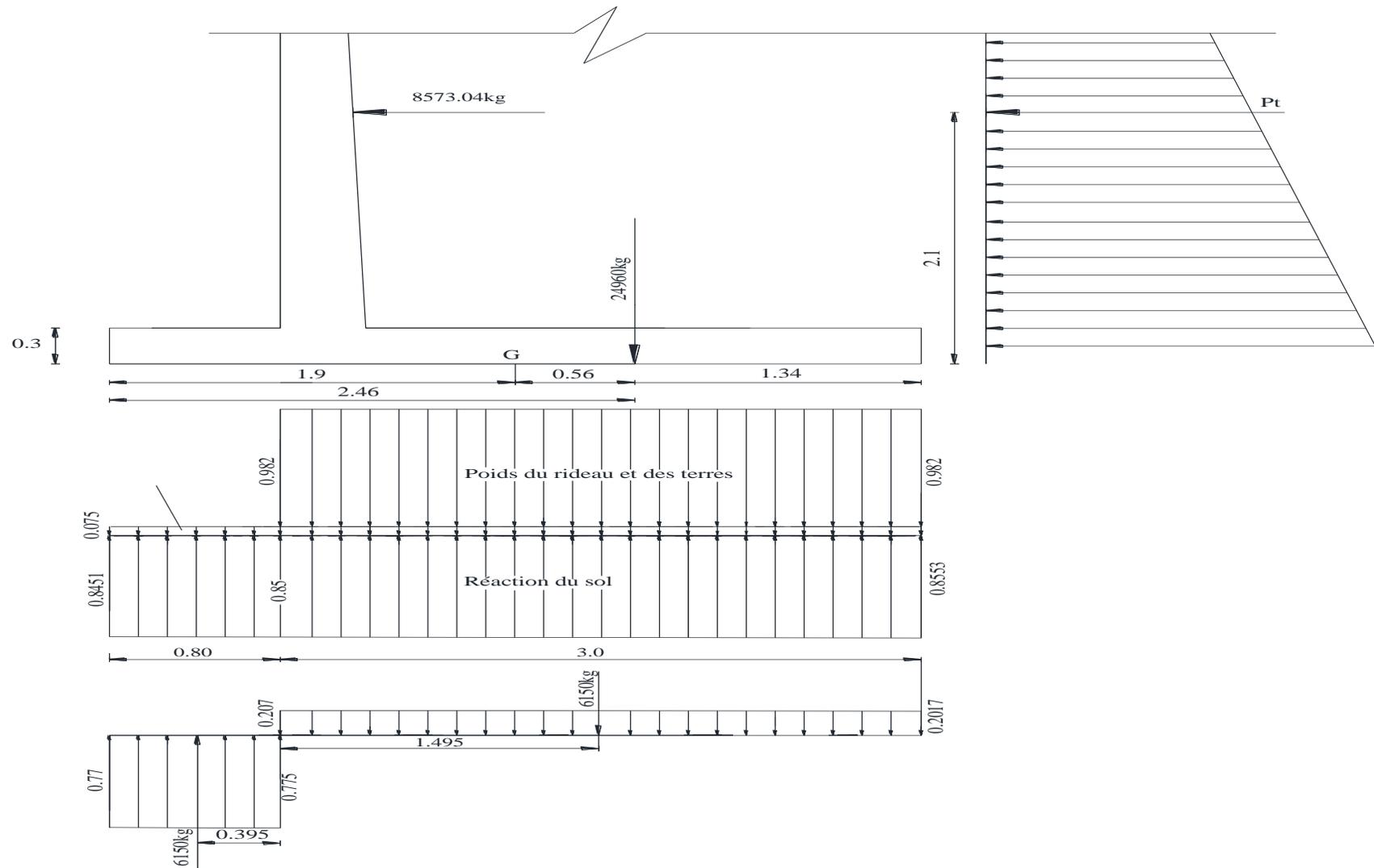


Figure IV. 7 schémas des calculs H=6.

On fait le calcul pour une tranche de 1m de longueur.

$$Q=A.\gamma_t.(h^2)/24 \quad \text{Equation IV. 1}$$

ou

$$h= 6,3\text{m}$$

$$Q=8573,04\text{kg}$$

La force Q est appliquée à :

$$h/3=2,1\text{m au dessus du point A}$$

Poussée due à la surcharge:

$$Q_1=A.q.h=0\text{kg}$$

Poids du mur :

Rideau : $P_r=(b_1+b_2)/2.h_3.\gamma_b=4500 \text{ kg}$

Semelle : $P_s=h_2.L.\gamma_b =2850 \text{ kg}$

Poids des terres sur la semelle $P_t=l_2.h_1.\gamma_t=24960\text{kg}$

Poids de la surcharge sur la semelle $P_{ss} =0 \text{ kg}$. Nous étudierons la stabilité du mur et nous déterminerons les contraintes sur le sol, d'une part, sans la surcharge sur le terre-plein.

Prenons les moments des forces agissantes par rapport au point A.

Moment de renversement du à la poussée Q:

$$M_r=Q.h/3=18003,38 \text{ kgm}$$

Moment stabilisateur du aux charges verticales:

$$M_s=p_r.l_3+p_s.L/2+p_t.l=79515 \text{ kgm}$$

car le poids du rideau, qui passe par le centre de gravite du trapèze, se trouve très sensiblement à 2.8 cm du point A.

4.1. Sécurité au renversement:

$$F_r = M_s / M_r = 4,41$$

$$f_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5.$$

4.2. Sécurité au Glissement :

$$F_g = Q / (p_r + p_s + p_t) = 0,26$$

F_g : Coefficients de sécurité (pour les charge normales) : $F_g = 1,3$

4.3. Sécurité au poinçonnement :

La résultante des charges verticales:

$$N = p_r + p_s + p_t = 3231072 \text{ kg}$$

passé à $M_s / N = 2,46 \text{ m}$ du point A.

Donc à $(M_s / N) - L / 2 = 0,56 \text{ m}$ du centre de gravité G de la semelle. Dans ces conditions le moment par rapport au point G a pour valeur :

$$M_g = (Q \cdot h / 3) - (N \cdot T) = 122,62 \text{ kgm}$$

d'où les contraintes du sol

$$\sigma = (N / S) \pm (M_g / W)$$

$$S = L \cdot B$$

$B = 1 \text{ m}$ linéaire

$$W = B \cdot L^2 / 6 = 2406667$$

Donc:

$$\sigma_1 = 0,845 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{adm}$$

4.4. Détermination Des Armatures :

a) Rideau: On étudie la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle, soit à 6,0m au-dessous du niveau du terrain. Pour cette section le moment de flexion a pour valeur:

$$M = (A \cdot \gamma \cdot h_1^3) / 6 + (A \cdot q \cdot 1,2 \cdot (h_1^2) / 2) = 15552 \text{ kgm.}$$

On a, avec les dimensions indiquées:

donnée de section

$b_s = 1 \text{ m}$; $h_s = 0,37 \text{ m}$

$$\mu = 15 \cdot M / (\sigma_a \cdot b_s \cdot h_s) = 1.102$$

$$\text{Donc } \beta = 0,7936$$

$$k = 3,95$$

$$S_a = M / (\sigma_a \cdot \beta \cdot h_s) = 36,030 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_a = 39,26 \text{ cm}$$

Soit des HA20, espaces de 8 cm = 39,26 cm²

Une barre sur deux sera arrêtée à mi-hauteur.

Pour des $\varnothing 20$, la contrainte adoptée de 1470 kgf/cm² est admissible pour $k = 10^6$ et $\sigma_b = 6,2$ bars: et $\sigma_2 = 1493$:

$$\sigma' b = \sigma_a / k$$

$$\sigma' 2 = 1493 \text{ bars} > 1470 \text{ kgf/cm}^2$$

$$170,93 < \sigma' b = 184 \text{ kgf/cm}^2$$

Les armatures de répartition seront constituées sur la moitié inférieure par 5 $\varnothing 12$ pm, et sur la moitié supérieure par 5 HA12 pm = 5,65 cm²/m.

$$S_a = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

L'effort tranchant maximal a pour valeur:

$$T = A \cdot \sigma_a \cdot (h_1^2) / 2 + A \cdot q \cdot 1,2 \cdot h_1 = 7144 \text{ kg.}$$

D'où l'effort de cisaillement $z = (7/8) \cdot h_s = 32,375 \text{ cm.}$

$$\tau_b = T / b_s \cdot z = 2,2 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \cdot \sigma_b.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Semelle: On examine le cas où il n'y a pas de surcharge sur le terre-plein. Dans ce cas la semelle, est soumise à:

*la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale. D'après les résultats du calcul de stabilité:

$$\sigma_1 = 0,845 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,855 \text{ kgf/cm}^2$$

*son propre poids a raison de $h_2 \cdot \gamma_b = 750 \text{ kgf/cm}^2$ soit $\sigma_5 = 0,075 \text{ kgf/cm}^2$

*aux poids du rideau et des terres supposés uniformément répartis de B à C a raison de :

$$(p_r + p_t) / (b_2 + l_2) \cdot B$$

$$\sigma_6 = 0,982 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_7 = 0,850 \text{ kgf/cm}^2$$

Intermédiaire entre σ_1 et $\sigma_2 = \sigma_7$

D'où le diagramme des contraintes sur la semelle.

Nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de la semelle:

vers le haut:

$$\sigma_8 = 0,77 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_9 = 0,775 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_1 = 6181,72,8 \text{ kg}$$

vers le bas:

$$\sigma_{10} = 0,207 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{11} = 0,202 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_2 = 6125,68 \text{ kg}$$

$P_a=6150$ kg valeur intermédiaire

En raison de l'équilibre de la semelle, ces deux forces doivent être égales, nous prenons pour valeur commune 6150kg la petite différence entre la valeur commune adoptée et celles trouvées provenant des résultats qui ont été arrondis au cours des calculs. Les forces considérées sont appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme. Les moments pour les sections d'encastrement sur le rideau ont pour valeurs :

$e_1=0,395$ m le bras de levier $T_1=1,095$ distance du rideau au centre de gravité du diagramme de la semelle avant ε_1 :

$$M_1=2429,25 \text{ kgm}$$

0,695m distance du rideau au centre de gravité du diagramme.

semelle avale ε_2 :

$$M_2=6734,25 \text{ kgm.}$$

Dans le cas ou la surcharge existe, la semelle est soumise :

*à la réaction du sol. D'après les résultats du calcul de stabilité:

$$\sigma_3=0,8451 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_4=0,8553 \text{ kgf/cm}^2$$

$\sigma_{13}=0,8502 \text{ kgf/cm}^2$ valeur intermédiaire entre σ_3 et σ_4

*à son propre poids, soit comme ci-dessus $\sigma_5=0,075 \text{ kgf/cm}^2$

*aux poids du rideau, des terres et de la surcharge supposés uniformément repartis de B à C a raison de $\sigma_{12}=0,982 \text{ kgf/cm}^2$

Nous avons pour valeurs des résultantes sur chacune des parties de la semelle:

vers le haut:

$$\sigma_{14}=0,77 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{15}=0,775 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_3=6181,73 \text{ kg}$$

vers le bas:

$$\sigma_{16}=0,207 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{17}=0,202 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_4=6125,68 \text{ kg}$$

Nous adopterons 6150kg pour valeur commune de ces résultantes.

Les forces considérées sont appliquées au centre de gravité de chacun des trapèzes du diagramme. Les moments pour les sections d'encastrement sur le rideau ont pour valeurs:

0,395m distance du rideau au centre de gravité du diagramme semelle avant

1,495m distance du rideau au centre de gravité du diagramme semelle arrière

$$M_3=2429,25\text{kgm.}$$

$$M_4=6734,25\text{kgm.}$$

Pour la partie arrière de la semelle, nous avons:

$$\mu=15.M/(\sigma_a.b_s.h_s)$$

Pour $\mu=0,05$, donne:

$$\beta=0.906$$

$$k=38,2$$

D'où :

$$S_a=13,66\text{cm}^2$$

Pour simplifier la mise en place du ferrailage, nous réaliserons cette section avec des HA12 espaces de 11 cm, comme les barres du rideau, ce qui correspond à 13.99 cm².

$$\sigma'_b=38,48\text{kgf/cm}^2 < 137\text{kgf/cm}^2$$

Les armatures de répartition comporteront 5HA8 $p_m=5,65\text{ cm}^2$

L'effort tranchant maximal a pour valeur $T=6125,68\text{kg}$

$$z =32,37\text{cm}$$

D'où :

$$\tau=1,89\text{kgf/cm}^2 < 1,15\sigma_b$$

III. CONCLUSION :

Afin de diminuer le volume des bétons armés, le canal d'approche est conçu en gabions, matériaux sensiblement moins onéreux que le béton armé.

Le bassin dissipateur en enrochement est économiquement le mieux adapté, d'autant plus que la région regorge de rochers de bonne qualité. Afin d'éviter la migration de particules fines des fondations nous avons prévu une transition entre le sol de fondation et les enrochements en géotextiles de type tissu non tissé.

Vu la spécificité de cet ouvrage, il est indispensable qu'après sa construction d'assurer un curage systématique, c'est à dire annuel un curage au niveau de la capacité d'emmagasinage temporaire, ainsi qu'un entretien permanent des éléments qui composent cet aménagement, et cela afin d'assurer la pérennité de l'ouvrage.

CHAPITRE VI :

Organisation De Chantier.

- L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.
-

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet est la durée du chantier qui va de pair avec le respect des délais. Le temps est en effet très important pour le client qui peut même le privilégier au détriment du budget. Les constructeurs ont donc rapidement compris l'importance de ce paramètre et ont à cet effet élaboré différentes méthodes d'organisation afin d'en assurer la maîtrise.

La préparation du chantier constitue ainsi une phase à part entière dans la réalisation d'un ouvrage. Les entreprises de B.T.P. disposent d'équipes s'occupant exclusivement de cette étape du projet. Celles-ci élaborent un certain nombre de plannings qui se révèlent indispensables tout au long du chantier. Logistique, main d'œuvre ou encore mesures de sécurité y sont abordées.

Face à la multiplicité des tâches à réaliser en vue d'une organisation optimale du chantier, trois entités professionnelles se différencient dans le processus de réalisation du bâtiment :

- le maître d'ouvrage.
- le maître d'œuvre.
- l'entrepreneur.

VI.1. Travaux préparatoires et installation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

VI.1.1. Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites... etc.

VI.2. Travaux de réalisation

VI.2.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.2.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.2.3. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VI.3. Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter.

∞ Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes

∞ Moyen matériels du chantier :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.

Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, canal de dérivation....)

VI.4. Estimation de volume des travaux :

Les volumes des travaux sont estimés approximativement, ils peuvent permettre une étude comparative des variantes étudiées.

N°	DESIGNATION	UNITE	Quantité
1	Déblai en terrain de toute nature	m ³	21160
2	Remblai au niveau mur soutènement	m ³	1790
3	Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	m ³	50
4	Béton ordinaire au-dessus des gabions	m ³	260
5	Béton projeté pour façade gabions(crépissage)	m ³	44
6	Béton armé dosé à 150kg/m ³	m ³	3760
7	Enrochements grossiers 30cm et plus pour bassin de dissipation	m ³	2780
8	Enrochements moyens 15 à 30cm pour canal de restitution	m ³	695
9	Gabions suivant plan	m ³	1660
10	Géotextiles (caractéristiques données au cahier des charges)	m ²	2570
11	Waterstop (caractéristiques données au cahier des charges)	ml	140
12	Isolation hydrofuge pour béton	m ²	540

Tableau VI. 1.volume des travaux.

VI.5. Planification :

La concentration des opérations des travaux sur une courte période exige une organisation stricte de chantier et la mise à la disposition d'un parc de matériel.

1. Détermination des délais des travaux :

Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci après :

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	A	5
Phase 02 : Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage	B	1
Phase 03 : Préparation des matériaux et matériels.	C	1
Phase 04 : Installation concassage et centrale à béton	D	4
Phase 04 : Déboisement et défrichage de la cuvette.	E	2
Phase 05 : Remblaiement de la clé d'ouvrage	F	2
Phase 07 : Construction radier général.	G	3
phase 08 : Réalisation du canal d'approche	H	5
Phase 10 : Génie civil du déversoir et mures bajoyer	I	8
Phase 11 : Mise en place des équipements hydromécaniques.	J	1
Phase 12 : Travaux de finition, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.	K	4

Tableau VI. 2: phases et délais des travaux

2. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Opérations	TR	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	1	5	6	5	6	0
3-4	1	6	7	6	7	0
3-6	4	6	10	7	11	1
4-5	2	7	9	7	9	0
5-6	2	9	11	9	11	0
6-7	3	11	14	13	16	2
6-8	5	11	16	11	16	0
7-8	0	14	14	16	16	2
8-9	8	16	24	16	24	0
9-10	1	24	25	24	25	0
10-11	4	25	29	25	29	0

Tableau VI. 3: détermination de chemin critique.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de l'ouvrage est égal à 29 mois.

phases	TR	Durée															observations	
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30		
Phase A :	5	5																
Phase B :	1			1														
Phase C :	1				1													
Phase D :	4				4													
Phase E :	2					2												
Phase F :	2						2											
Phase G :	3							3										
phase H :	5							5										
Phase I :	8									8								
Phase J :	1													1				
Phase K :	4														4			

Tableau VI. 4: Le diagramme de GANTT.

CONCLUSION

L'organisation d'un chantier est d'une importance primordiale sinon critique dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous projets.

Le mouvement des terre dans le chantier provoque des problèmes de circulations des engins si le choix des pistes est mal fait, alors l'entrepreneur doit réaliser une étude globale sur la circulation des engins de transport et de l'exécution d'autres travaux au niveau du chantier, le responsable de la réalisation de cette ouvrage doit choisir dans la mesure du possible d'avoir des pistes d'accès les plus courtes.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des travaux, obligeant des révisions et des renforcements.

CHAPITRE VII :

Protection Et Sécurité De Travail.

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

I. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

II. 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.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

III. Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

IV. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	Définition des lieux de stockage des divers matériaux. Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Tableau V.I. 1 : Plan de sécurité adopté aux travaux de réalisation.

V. Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

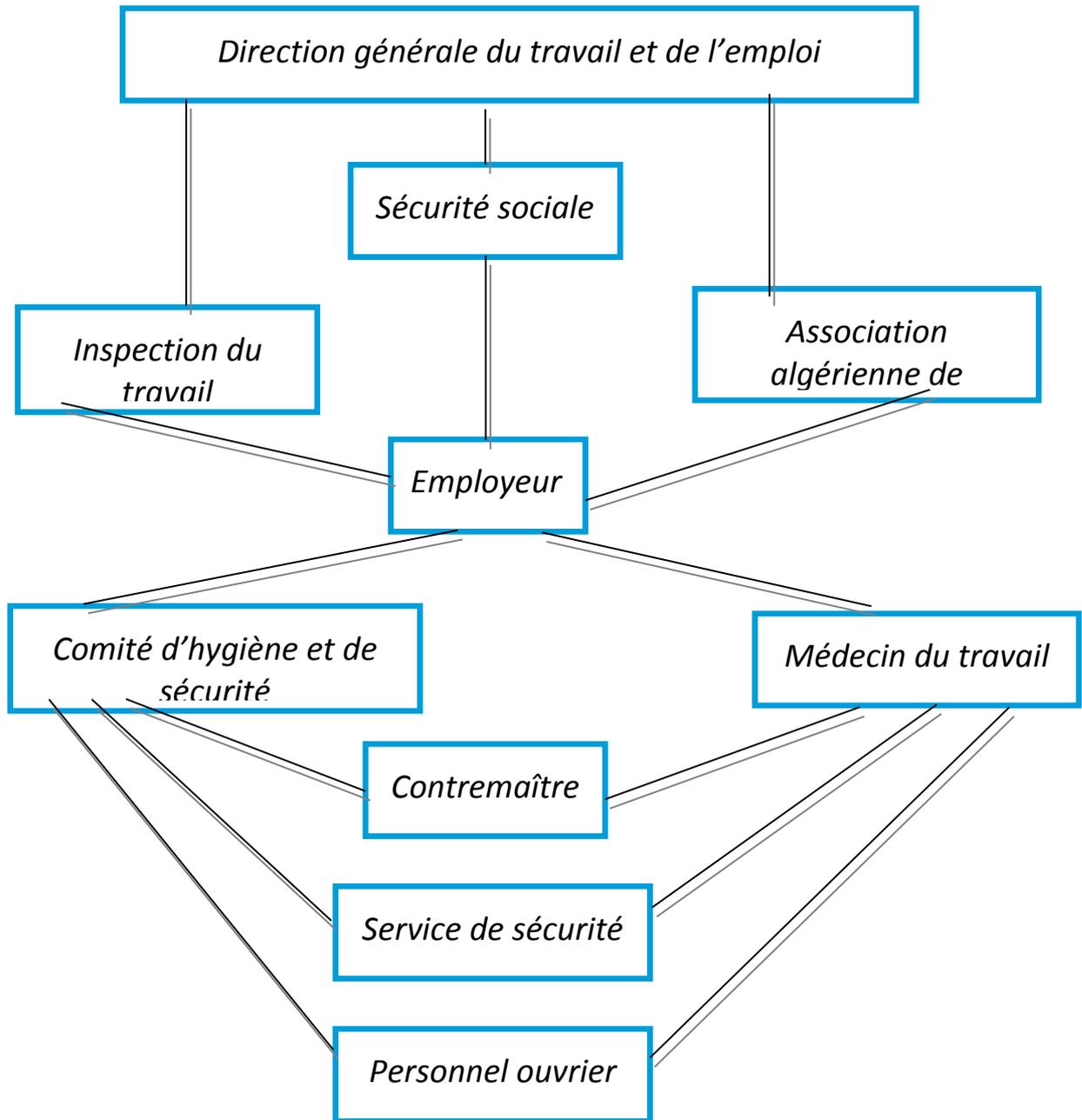


Figure VI. 1 Organigramme De La Prévention Des Accidents Du Travail

VI. Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

La région M'CHOUNECH est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'un barrage déversoir. En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

Le barrage est de type en béton avec un bassin de dissipation d'énergie d'eau associé à une risberme ayant pour rôle de restitution des eaux à l'oued, et cela en tenant compte de toutes les caractéristiques du sol de fondation, des matériaux de construction existant au voisinage du site et de l'aspect économique.

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- la forme du seuil du déversoir est basée sur le profil type USBR avec parement amont droit.
- La stabilité de l'ouvrage est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Références bibliographiques :

1. **B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
2. **B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction Au Dimensionnement Des Retenus Collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
3. **M. Kamel. MIHOUBI : Applications Au Dimensionnement D'un Barrage Déversoir Sur Une Fondation Non Rocheuse .Office Des Publications Universitaires. 2019.**
4. **I. BEHLOULI (2004), Crues Et Inondations En Algérie. Rapport ANRH**
5. **USBR (1987). Design Of Small Dams, U.S. Department Of The Interior, Bureau Of Reclamation, A Water Resources Technical Publication, Third Edition.**
6. **GERARD DEGOUTTE : Petits Barrages. Recommandation Pour La Conception, La Réalisation Et Les Suivis, Comité Français Des Grands Barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
7. **V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
8. **R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
9. **M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
10. **CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
11. **P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971**
12. **PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**
13. **Wallter H.GRAF : Hydraulique fluviale .EPFL. LAUSANNE 2000**
14. **Michel CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris 1972.**
15. **Armando LENCASTRE : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.**
16. **Willi H.HAGER : Constructions hydrauliques. EPFL. LAUSANNE 2000**

- 17.M.K MIHOUBI, Polycopie de L'ENSH. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (Cas d'une fondation non rocheuse), ENSH.1999