

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du transfert du barrage de Boussiaba (w. Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (w. Mila) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-11

APA Citation (توثيق APA):

Abdi, Ishak (2011). Etude du transfert du barrage de Boussiaba (w. Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (w. Mila) [Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes D'Alimentation en eau potable.

THEME :

**Etude du transfert du barrage de Boussiaba
(W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila)**

Présenté par :
M^r ABDI ISHAK

Promotrice :
M^{me} .DERNOUNI. F

Devant le jury composé de :

Présidente : M^{me} H. MEDDI

Examineurs: M^r M.DJELLAB

M^r A. RASSOUL

M^{me} M. KAHLERRAS

M^{me} S. HOULI

Octobre 2011

∞ REMERCIEMENTS ∞

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

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} DERNOUNI, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

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

Je remercie le personnel de l'ANBT (Barrage BOUSSIABA) pour leurs conseils et orientations et spécialement M^f BOUFEKANE.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : T.MOUHSIN, M.NABIL, A.SARAH, T.BACHIR, H.KHALED, E.TAHA, B.AZZADINE, B.NADIR, K.OUCHERRIF et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

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

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

À mon père KAMAL qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères TAREK et WALID.

À tous les membres de la famille : ABDI

À ma très chère frangine Hania et son soutien au moment crucial.

À ma petite fille Narimène.

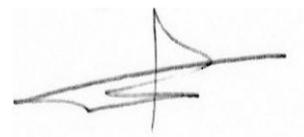
À mes très chères amies : IMENE, AMINA, SARAH, SAMIA.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : TAMTAM, NABIL , MOHAMED HAROUACHE, HAMZA BELTACE, FOUFOU ZITOUNI, MOHAMED ABBOUD , MEHDI MERICHE, DIDINE, WALID ZAZWA, CAPITAIN HAKOU, BOUALEM La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ISHAHOOL 2011 ✍



الملخص:

الهدف من العمل هو تلبية احتياجات المنطقة الشرقية، الذي يتكون من منشآت تحويل مياه سد بوسياية إلى سد بنى هارون والذي بنفسه يتكون من أنابيب التي طولها يقدر ب 30كم والتي تنقل 3,47 متر مكعب في الثانية إلى بنى هارون مع محت يقدر ب 0,57 متر مكعب في الثانية لمدينة الميلية , يتكون كذلك من محطة ضخ الموجودة وراء سد بوسياية و التي تضخ الماء إلى مخزن الوصل ، و في النهاية نجد منشأة يمتص الطاقة المتحركة للماء عند خروجه من الأنبوب، يقلل من السرعة و يحول جريان المياه إلى جريان هادئ بحيث يمنع انجراف التربة و بالتالي تدهور المنشآت و الأنبوب.

Résumé :

Notre travail consiste à dimensionner un ouvrage de transfert qui est un élément indispensable dans la satisfaction des besoins croissants de la région est de l'Algérie. Il est composé d'une conduite de transfert de 30Km qui débite 3,47 m³/s du barrage de Boussiaba vers le barrage de Beni Haroun dont un piquage de 0,57 m³/s pour l'alimentation de ville de Milia, une station de pompage située à l'aval du barrage de Boussiaba qui doit pomper les eaux vers un réservoir de relais, et enfin un ouvrage de décharge dont le rôle est d'amortir l'écoulement et éviter l'érosion du sol, par la suite la détérioration de l'ouvrage ainsi que la conduite.

Obstruct:

Our work consists has dimensioned a construct of transfer that is an indispensable element in the satisfaction of needs of the east region in Algeria. He composed of pipe of transfer of 30Km his discharge is 3,47 m³/s of Boussiaba's dam to the dam of Beni Haroun within 0,57 m³/s to water supply of Milia, a station of pumping situated has crumb path after the dam Boussiaba to a tank of relay, and a work of discharge of which his role is to absorb the flow and to avoid the erosion of soil.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Description de la région d'études

Introduction	01
I.1.Historique	01
I.2.Situation géographique	02
I.3.Situation topographique	03
I.4.Situation géologique et sismicité	05
I.5.Situation climatique	09
I.6.Présentation des éléments constituant le projet	11
I.7.Hydrologie et objectifs	16
Conclusion	20

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Introduction	22
II.1. Type d'adduction.....	22
II.1.1 Adduction gravitaire	22
II.1.2. Adduction par refoulement	22
II.1.3. Adduction mixte	22
II.2. Adduction et type d'écoulement	22
II.2.1. Ecoulement à surface libre	22
II.2.2. Ecoulement en charge.....	22
II.3. Critères de choix de tracé.....	22
II.4. Choix du tracé.....	23
II.5.Choix du matériau de la conduite.....	23
II.6. Comportement d'une adduction.....	24
II.7. Calcul hydraulique.....	26

II.8. Proposition de variantes.....	32
II.9. Analyse des variantes	32
• Variante N°1	32
• Variante N°2	33
• Variante N°3	33
II.10. Discussion des résultats.....	34
• Conclusion	34
II.11. Dimensionnement de l'adduction	35
II.11.1. Dimensionnement de l'adduction en refoulement.....	35
a) Conduite d'aspiration.....	35
b) Tronçon de refoulement.....	36
II.10.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire.....	39
II.10.3. Dimensionnement du tronçon (Bassin d'équilibre -- Bassin de dissipation).....	41
Conclusion.....	47

Chapitre III : Etude de la station de pompage

Introduction.....	48
III.1. Principe de fonctionnement des pompes	48
III.2. Choix du type de Pompe.....	49
III.3. Couplage des pompes.....	49
III.4. Choix du nombre de pompes.....	49
III.4.1. Variantes de pompes	49
III.4.2. Courbes caractéristiques des pompes.....	50
III.5. Point de fonctionnement des pompes	51
III.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données...52	
III.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	53
III.7.1. Équipements en amont de la pompe.....	53

III.7.2. Équipements en aval de la pompe.....	54
III.7.3. Dimensionnement des équipements des pompes	55
III.8. Calage de la pompe	56
III.9.Moteur d'entraînement	57
III.9.1.Théorie des moteurs	57
III.9.2. Choix du moteur électrique	61
III.10. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	61
III.10.1. choix du bâtiment	62
III.10.2. Partie souterraine.....	62
III.10.3 Partie supérieure du bâtiment	63
III.10.4. Description du Génie Civil.....	64
III.10.5. Dimensionnement du bâtiment.....	66
Conclusion	67

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	68
IV.1. Fonctions des réservoirs	68
IV.2. Prescriptions sanitaires	68
IV.3.Classification des réservoirs.....	69
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	70
IV.5. Calcul des capacités des réservoirs	70
IV.5.1. Réservoir tampon	70
IV.5.2. Réservoir de régulation	72
IV.6.Récapitulation des résultats.....	72
IV.7. Équipement du réservoir	73
IV.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	74
IV.9. Hygiène et sécurité	74
IV.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve	76
Conclusion	77

Chapitre V : Ouvrage de décharge

Préambule	78
V.1.Généralité sur les barrages déversoirs	79
V.2.Différents types de Barrage déversoirs.	80
V.2.1.Différents types de dissipateurs d'énergie	80
V.2.1.1. Dissipateur à auge (cuvette de dissipation submergée).....	80
V.2.1.2. Les Becs déviateurs ou « sauts de ski »	82
V.2.1.3. Auge de déflexion (les déflecteurs)	83
V.2.Généralité sur les bassins de dissipations.....	84
V.2.1. Les différent type de bassins de dissipation	84
V.2.1.1 Bassins de dissipation modifié USBR type (I, II et III) à ressaut forcé.....	84
V.2.1.2.Bassin de dissipation d'énergie SAF	86
V.2.1.3. Bassin de dissipation d'énergie type USCE	86
V.2.1.4.Bassin de dissipation d'énergie type Bhavani	87
V.2.1.5.Bassin de dissipation d'énergie VNNIG	87
V.2.1.6 Bassin de type impact	89
V.2.1.7 Bassin de type plongé (ou bassin de chute)	89
V.2.1.8 Bassins de dissipation d'énergie modifiée à ressaut forcé	90
V.3. Calcul de l'ouvrage hydrotechnique	91
1. La détermination de la charge déversante	92
2. Dimensionnement des éléments du déversoir	92
3. Vérification de la charge déversante	94
4. Tracé du profil du déversoir	96
5. Ouvrage de raccordement du Bief Aval	98
Conclusion	102

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Introduction.....	103
VI.1. Protection de l'adduction contre la corrosion	103
1. Définition de la corrosion	103
2. Application de la protection cathodique	103
VI.2. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	104
1. Définition	104
2. Causes du coup de bélier	104
3. Risques dus aux coups de bélier	104
a. Cas de la surpression	104
b. Cas de dépression	105
c. Fatigue de la canalisation	105
4. Description des phénomènes physiques	105
5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier ...	108
6. Calcul des réservoirs d'air	109
• Méthode de Vuibert	109
• Méthode de Bergeron	110
7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	113
VI.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction.....	114
• Conduite refoulement	114
• Conduite Gravitaire	115
VI.4. Pose de canalisation	115
• Principe de pose de canalisations	115
• Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	116
• Pose de canalisation dans un mauvais terrain	116
• Pose de canalisation en galerie	117

• Traversée d'une rivière	118
VI.5. Passages spéciaux de l'adduction.....	119
VI.6. Les pièces spéciales.....	122
VI.7. Organes de mesures.....	123
Conclusion.....	124

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	125
VII.1 .1. Travaux concernant les stations de pompage.....	125
VII.1 .2. Travaux concernant l'adduction.....	125
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs	126
VII.2. Calcul des volumes des travaux	126
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	126
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	130
VII.3. Planification des travaux	132
VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	132
• Station de pompage	132
• Adduction	133
• Réservoirs.....	134
VII.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	135
VII.4. Les Engins.....	139
Conclusion.....	143

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Préambule.....	144
VIII.1. Situation générale et analyses des perspectives d'évolution.....	148
VIII.1.1. Aspects physiques et Biotiques	148
VIII.1.2. Aspects socio-économiques	159
VIII.2. Evaluation des impacts et des risques	167

VIII.2.1.Les impacts en phase « Réalisation »	167
VIII.2.2.Les impacts en phase « Exploitation »	175
VIII.3. Les Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels	182
Conclusion.....	189

Conclusion générale.

Bibliographie.

Liste des tableaux :

Chapitre I : Description de la région d'études

Tableau I.1 : paramètres du séisme de référence.....	08
Tableau I.2 : Températures mensuelles en degrés Celsius	09
Tableau I.3 : Insolation et radiation mensuelle à Skikda.....	10
Tableau I.4 : Précipitations mensuelles (mm) dans la zone de projet.....	10
Tableau I.5 : principaux paramètres physico-chimique de la qualité des eaux de l'oued Boussiaba	11
Tableau I.6 : Caractéristiques du barrage de Boussiaba	12
Tableau I.7 : Caractéristiques de l'évacuateur de crues du de Boussiaba.....	12
Tableau I.8 : Caractéristiques du barrage de Beni Haroun	15
Tableau I.9 : Caractéristiques l'évacuateur de crues de Beni Haroun	15
Tableau I.10 : Apports annuels moyens au site du barrage	17
Tableau I.11 : Répartition mensuelle des besoins en eau potable de la région d'EL MILIA.....	19
Tableau I.12 : Tableau récapitulatif des débits à assurer	21

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2.....	28
Tableau II.2 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	29
Tableau II.3 : La valeur de R en fonction du matériau.....	31
Tableau II.4 : Valeurs de a , b , α , en fonction du matériau.....	31
Tableau II.5 : Valeur de M en fonction du matériau	32
Tableau II.6 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	35
Tableau II.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	36
Tableau II.8 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	37
Tableau II.9 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	37
Tableau II.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	38

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction..... 46

Chapitre III : Etude de la station de pompage

Tableau III.1 : Pression atmosphérique en fonction de la côte..... 56

Tableau III.2 : Pression de vapeur en fonction de la température..... 56

Tableau III.3 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P 60

Tableau III.4 : Choix du type de bâtiment 62

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau VI.1 : Récapitulation des résultats.....72

Chapitre V : Ouvrage de décharge

Tableau V.1 : Résultats généraux sur des dissipateurs d'énergie91

Tableau V.2 : Critères du profil Creager96

Tableau V.3 : Coordonnées des points du profil Creager et de la ligne d'eau...97

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Tableau VI.1 : Les emplacements des galeries121

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.128

Tableau VII.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage130

Tableau VII.3 : Les volumes des conduites.....131

Tableau VII.4 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage133

Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....134

Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.....134

Tableau VII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....135

Tableau VII.8 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....135

Chapitre VII : Etude d'impact sur l'environnement

Tableau VIII.1 : Comparaison à la grille milieu ANRH 2001 des eaux de l'oued Boussiaba.....	149
Tableau VIII.2 : Comparaison à la grille milieu SEQ-Eau (France) des eaux de l'oued Boussiaba	150
Tableau VIII.3 : Comparaison à la grille milieu SEQ-Eau (France) des eaux de l'oued Boussiaba	151
Tableau VIII.4 : Caractéristiques physico chimiques des eaux usées rejetées sans épuration.....	152
Tableau VIII.5 illustration de la production agricole	158
Tableau VIII.6 : illustration de la production agricole.....	158
Tableau VII.7 : illustration de l'élevage dans les zones touché par le projet...159	
Tableau VII.8 : illustration de la distribution d'eau potable.....	159
Tableau VII.9 : Informations les réseaux de distribution d'eau potable.....	159
Tableau VII.10 : les réseaux de distribution d'eau potable.....	160
Tableau VII.11 : les routes et différents chemins dans la Willaya.....	160
Tableau VII.12 : caractéristiques des forages d'AEP d'El Milia.....	161
Tableau VII.13 : indication de l'OMS sur le bruit ambiant	161
Tableau VII.14 : Les nuisances liées aux pollutions atmosphériques.....	171
Tableau VII.15 : Les impacts principaux dans les différentes phases. ...	178-179

Liste des figures :

Chapitre I : Description de la région d'études

Figure I.1 : Plan communal d la wilaya de Jijel.....	03
Figure I.2 : Carte de situation du projet.....	04
Figure I.3 : Carte structurale de la région concernée par le projet de transfert..	07
Figure I.4 : principaux mécanismes focaux de l'Afrique du Nord.....	08
Figure I.5 : Photo du barrage de Boussiaba.....	13
Figure I.6 : Photo du barrage de Beni Haroun.....	16
Figure I.7 : Représentation graphiques des apports au site de Boussiaba	18
Figure I.8 : Comparaison entre les apports et les besoins mensuels.....	20

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Figure II.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	25
Figure II.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	25
Figure II.3 : Illustration du phénomène d'écrêtement.....	28
Figure II.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.....	38
Figure II.5 : Évolution des rapports des éléments hydrauliques en fonction de la hauteur de remplissage.....	42

Chapitre III : Etude de la station de pompage

Figure III.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée.....	50
Figure III.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l'accouplement en parallèle.....	51
Figure III.3 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.....	52
Figure III.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe.....	53
Figure III.5 photo représentative du moteur triphasé asynchrone.....	61
Figure III.6 : schéma représentatif de la partie souterraine	63

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Figure VI.1 : Lois de manœuvre d'un robinet vanne	71
Figure IV.2 : Equipements des réservoirs	75

Figure IV.3 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	76
Figure IV.4 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	76

Chapitre V : Ouvrage de décharge

Figure V.1 : Dissipateur à auge (cuvette de dissipation submergée).....	81
Figure V.2 : Conditions d'écoulement type autour d'un dissipateur à auge avec seuil denté.....	81
Figure V.3 : Bec déviateur.....	83
Figure V.4 : Bassin USBR type I.....	84
Figure V.5: Bassin USBR type II.....	85
Figure V.6 : Bassin USBR type III.....	86
Figure V.7: Bassin de dissipation USCE.....	86
Figure V.8 : Bassin de dissipation Bhavani.....	87
Figure V.9 : Bassin de dissipation VNNIG type III.....	88
Figure V.10 : Bassin de dissipation VNNIG type IV.....	88
Figure V.11: Bassin de type impact.....	89
Figure V.12 : Bassin de type plongé.....	90
Figure V.13 : schéma du tracé du profil du déversoir et de la ligne d'eau.....	97
Figure V.14 : Schéma profil Creager et ces raccordements.....	98
Figure V.15 : Schéma synoptique illustrant les dimensions des éléments du bassin de dissipation.....	101

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	106
Figure VI.2 : Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.....	108
Figure VI.3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	109
Figure VI.4 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	116
Figure VI.5 : Pose de conduites dans un terrain agressif.....	117
Figure VI.6 : Pose de canalisation en galerie.....	118

Figure VI.7 : traversée d'une rivière.....	118
Figure VI.8 : Débitmètres déprimogènes.....	123
Figure VI.9 : Photo d'un manomètre	124

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Coupe en travers de la tranchée de la conduite.....	130
Figure VII.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique.	137-138
Figure VII.3 : Pelle hydraulique	140
Figure VII.4 : Bulldozer.....	141
Figure VII.5 : Chargeur	141
Figure VII.6 : Compacteur Mono.....	142
Figure VII.7 : tâches Compacteur manuel (pilonneuse)	142

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Figure VIII.1 Le complexe de transfert de Beni Haroun	143
Figure VIII.2 : Schéma du transfert Boussiaba - Beni Haroun.....	144
Figure VIII.3 : L'emprise de la retenue de Boussiaba.....	145
Figure VIII.4 carte des sites de carrière et industries.....	146
Figure VIII.5 Carte qui représente Localisation des points de prélèvements d'eau.....	148
Figure VIII.6 : Occupation des sols dans la cuvette du barrage de Boussiaba..	155
Figure VII.7 : Carte du réseau AEP d'El Milia.....	162
Figure VII.8 : Carte des rejets dans le bassin versant de l'oued Boussiaba...	164
Figure VII.9 : Schéma présentatif de la chlorophylle dans un milieu aquatique.....	174

Listes de planches

PLANCHE N°1 : VUE EN PLAN GENERALE DE L'AMENAGEMENT.

PLANCHE N°2 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE D'ASPIRATION.

PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE
REFOULEMENT PARTIE 1.

PLANCHE N°4 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE REFOULEMENT
PARTIE 2.

PLANCHE N°5 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE GRAVITAIRE
GALLERIE G1.

PLANCHE N°6 : PLAN D'IMPLANTATION DE LA STATION DE
POMPAGE.

PLANCHE N°7 : PLANS DE LA STATION DE POMPAGE.

PLANCHE N°8 : PLAN DU DEVERSOIR ET SON BASSIN DE
DISSIPATION.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

À l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, et d'autre part par la croissance démographique et ces aléas sur l'accroissement des besoins et la pollution de la ressource.

Devant une telle situation, pour lutter contre cette mal répartition des eaux et la surexploitation des nappes, notre pays à adopter une stratégie de transferts des eaux, et s'engageant dans un vaste programme de transfert des eaux entre différents barrages.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila) ; qui consiste à acheminer 80 hm^3 à partir du barrage de Boussiaba dont 11 hm^3 sont destinés à l'alimentation en eau potable de la ville de Milia et 69 hm^3 sont destinés au barrage de Beni Haroun, c'est une adduction mixte qui comporte des tronçons en aspiration, en refoulement, gravitaire et à surface libre. Le projet comporte une station de pompage à l'aval du barrage de Boussiaba, deux réservoirs de relai et un ouvrage de décharge à la fin de l'adduction.

CHAPITRE

I

Description de la zone d'études

Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aménagement, telle qu'on abordera les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique et les apports du barrage Boussiaba.

Notre étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer le transfert des eaux du barrage de Boussiaba vers le barrage de Beni Haroun, ainsi que le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Milia et le débit réservé à l'oued de Boussiaba.

I.1. Historique

Entretenu depuis l'aube de l'histoire par la clémence de son climat, Jijel d'aujourd'hui ressuscite Igilgili d'hier qui s'incruste dans le pâtre géographique dénommé « La Petite Kabylie » convoité et agressé depuis toujours, ce cadre abonde de témoins qui transcendent le temps en s'appropriant la féerie du décor comme scène à leur résurrection.

Ce pâtre montagneux au relief escarpé fortement boisé compris entre l'oued Sahel à l'ouest et le massif de Collo à l'Est, la mer méditerranée au Nord et la grappe de montagnes de la chaîne des Babord au Sud ; se distingue par une position géographique très privilégiée qui lui confère un intérêt stratégique indéniable pour l'exploitation de ses abondantes richesses et le contrôle des voies maritimes, cette ville a connu plusieurs ères et a été colonisée à maintes reprises.

Pour les historiens, l'histoire de Jijel remonte à quelque 2.000 ans. Le nom même de la cité n'est pas éclairci. Jijel tirerait son nom du berbère «Ighil-Ighil», de colline en colline ou, en se référant à l'Antiquité romaine, «Igilgili» de «Jiljil», cercle de pierres sur lequel la cité a été construite pour échapper aux invasions venant du Nord, selon la Monographie de la wilaya de Jijel, de Salah Bouseloua. En effet, grâce à ses immenses plages de sable fin, la richesse de son site, la douceur de son climat, Jijel a attiré, au cours des siècles, tous les peuples expansionnistes de la Méditerranée. Bloquée entre la chaîne des Babors et la mer, démunie presque totalement de voies de communication, à l'exception de quelques voies romaines traversant des zones peu sûres reliant Constantine, Béjaïa, et Collo, après plusieurs jours de marche, Jijel subira toutes les attaques, venant surtout de la mer. La région de Jijel est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été, Un potentiel agricole intéressant, caractérisé par une superficie agricole utile de 44 mille ha de haute valeur agronomique avec un périmètre irrigable de 10 mille ha, dont 5 mille ha en cours de réalisation.

Un patrimoine forestier occupant 48% du territoire de la wilaya (115 mille ha) dominé par le chêne liège avec un maquis de bruyère et une végétation dense de plantes médicinales. Des ressources hydriques considérables estimées à 800 Mm³ avec 19 sites de barrages potentiels, dont deux en voie de lancement (Kissir, Boussiaba) et cinq déjà étudiés : Tabelout, Bouadjoul, Irdjana, Ziama et Dar El-Oued (797,4 Mm³), Des ressources halieutiques appréciables avec une superficie maritime de 6.510 km² et une biomasse totale de 20.800 T/an. Un potentiel touristique unique composé de paysages terrestres et marins exceptionnels.

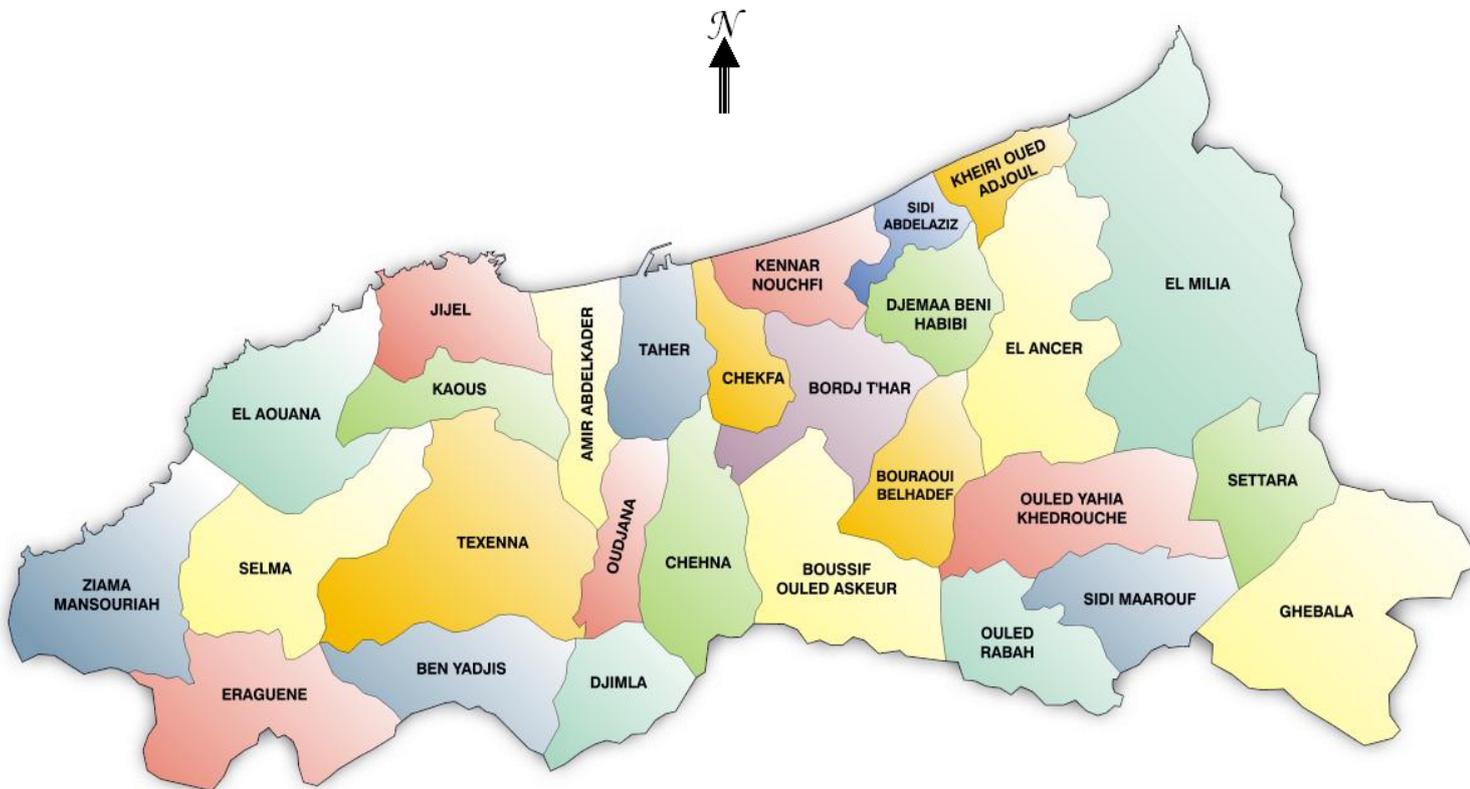


Figure I-1 : Plan communal d la wilaya de Jijel

I.2. Situation géographique

La wilaya de Jijel s'étale sur une superficie de 2.396,63 km², avec une façade maritime de 120 km. Elle est distante d'environ de 400KM de la capitale Alger ,la wilaya est limitée au nord par la mer Méditerranée à l'ouest par la Wilaya de Bejaïa, à l'est par la Wilaya de Skikda, au sud-ouest la wilaya de Sétif, au sud par la Wilaya de Mila et enfin au sud-est par la Wilaya de Constantine.

La zone d'étude prend son départ au niveau du barrage existant de Boussiaba qui se situe à environ 7km au nord-est de la commune de Milia vers la retenue existante de Beni Haroun qui est situé à l'aval de la confluence d'Oued Rhumel et de Oued Endja (nord-ouest de la région d'Elgrarem wilaya de Mila) à une quarantaine de kilomètres au nord de constantine et une distance équivalente par rapport à l'embouchure de Oued Kebir (mer méditerranée).

Les zones bénéficiaires de l'emprise de ce projet sont :

- Ain Kechra (W.Jijel)
- El Milia (W.Jijel)
- El Grarem (W.Mila)
- Sidi Driss (W.Mila)

I.3. Situation topographique

La zone d'étude est une zone accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 35m NGA à l'amont c'est-à-dire au niveau du barrage de Boussiaba et 170m NGA au niveau du Barrage de Beni Haroun, mais le relief reliant ces deux points est accidenté telle que le point le plus haut culmine à une altitude 259 m NGA, Quant au point le plus bas entre les deux limites à une altitude de 60 m NGA, cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il ya un risque d'écrêtement de la ligne de charge. En bref on peut dire que la zone d'étude et ses alentours reposent sur un relief quasi montagneux de pente de terrain dépassant 5%.

Le site du barrage de Boussiaba est couvert du point de vue topographique par la carte topographique INC à l'échelle 1/25 000e de Ain Kechera. Et l'emprise de la conduite de transfert, entre les barrages de Boussiaba et de Beni Haroun, est couvert du point de vue topographique par les cartes topographiques INC à l'échelle 1/25 000^{ème}

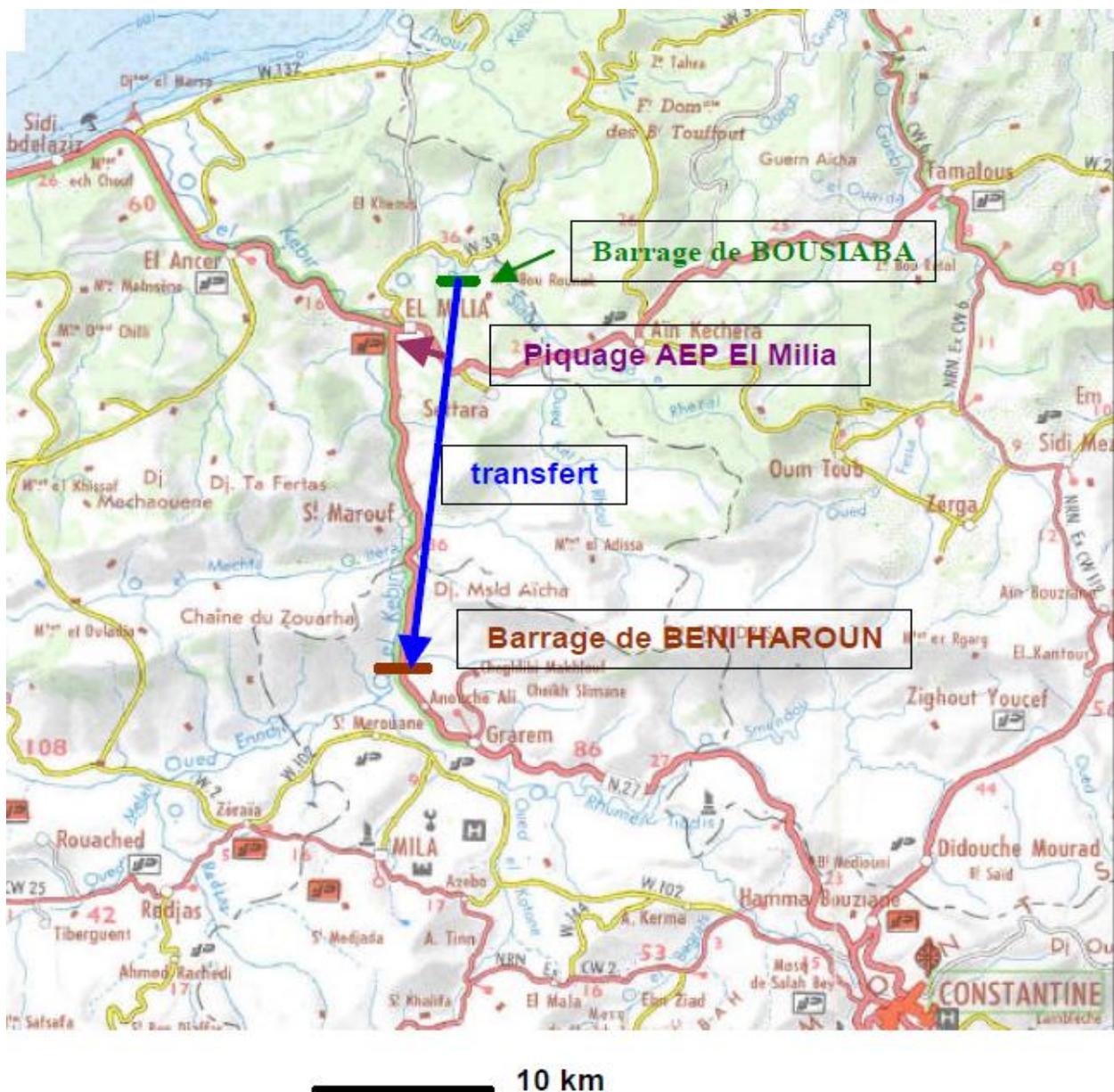


Figure I-2 : Carte de situation du projet

I.4. Situation géologique et sismicité

La région du site de Boussiaba est située dans l'extrémité occidentale de la zone Cristallophyllienne de la Kabylie de Collo, qui fait intimement partie de la Petite Kabylie, vaste chaîne côtière qui constitue l'Atlas tellien, La Kabylie de Collo (selon Marcel Roubault - 1934) est un massif de roches cristallophylliennes et éruptives, partiellement recouvert par des lambeaux transgressifs de marnes ou de grès nummulitiques (Numidien). En dehors de ce Numidien, les terrains sédimentaires ne sont représentés que par des formations récentes : terrasses, alluvions de toutes natures, « dunes », colluvions, éboulis, etc....

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la Kabylie de Collo est assez simple :

- au Nord, du granite et un appareil secondaire de gneiss et de serpentines,
- au Sud, des schistes cristallins enrobant une apophyse granitique,
- entre les deux entités, une large bande « ouest – est » de formations éocènes

Le granite est d'âge tertiaire, mis en place après le Numidien qu'il métamorphose ; les schistes cristallins sont anciens, primaires et peut-être partiellement secondaires, certainement anté-nummulitiques.

L'ossature essentielle de cette région est constituée par des terrains métamorphiques anté-nummulitiques. Ces schistes, micaschistes et gneiss, fragments de la zone métamorphique et cristallophyllienne que l'on retrouve tout le long de l'Atlas tellien (Massif de la Bouzaréah, Grande Kabylie, Petite Kabylie, Edough), ont toujours été considérés comme étant indiscutablement d'âge primaire.

L'Eocène repose en transgression sur la masse des schistes cristallins. Les dépôts de l'Eocène ont été soumis aux actions dynamiques puissantes pendant les mouvements hercyniens et pyrénéens, antérieurs à l'Eocène supérieur. Postérieurement à son dépôt, le Flysch nummulitique a subi des plissements avec formation d'anticlinaux et de synclinaux, pendant la phase néogène alpine, bien marquée en Afrique du nord.

Cependant notre zone d'étude est très étendue donc ces données sur le site du barrage de Boussiaba ainsi que la Kabylie de Collo est insuffisante pour compléter la campagne géologique, et l'étude de la zone séparant les deux retenues est indispensable, et vue que cette région est quasi-montagneuse donc on va étudier le terrain suivant les routes et sentiers.

Le risque de traversée de l'adduction de l'oued Boussiaba nous oblige à étudier le lit de ce dernier, dans le lit de l'oued pour définir la profondeur des alluvions, Un sondage a été implanté dans une zone à l'aval du barrage et à une distance modérée du site de l'implantation de la station de pompage, Ce sondage rencontre des alluvions grossières (sables graviers et galets) jusqu'à 10 m de profondeur.

Ceci confirme que l'adduction traversera uniquement des terrains meubles faciles à excaver. Cependant l'excavation se fera sous eau avec les difficultés inhérentes à son contrôle.

Quant à la zone séparant les deux retenues est constituée de plusieurs formations

1. à partir du col jusqu'à l'oued Bazir, de terrains meubles faciles à excaver, argiles limoneuses et des arènes sablo - argileuses et la traversée de l'oued Bazir se fera sans difficultés particulières dans du terrain meuble
2. Sur cette zone, la conduite sera implantée dans des terrains meubles (terrasse argilo limoneuses de l'oued Bazir et arènes granitiques parfois indurées)
3. Ce tronçon est constitué d'arènes et de granites altérés difficile à traverser à la pelle mécanique surtout en profondeur.
4. Ce tronçon est inscrit dans une vaste terrasse alluviale de l'oued Bazir, de nature argilo limoneuses. Même si le couvert végétal y est localement très dense, cette partie ne présente aucun problème pour l'excavation.
5. Cette zone très difficile à franchir tant le couvert végétal est dense, est constituée de terrains schisteux sous une faible épaisseur de colluvions. Si les deux premiers mètres pourront être traversés sans difficultés, au-delà il faudra utiliser le ripper ou excaver au rocher.
6. Cette zone très plane est occupée par la terrasse alluviale de l'oued Kebir. Celle-ci est localement marécageuse. Les puits réalisés sur cette zone montrent pour le premier des limons sableux argileux jusqu'à 1.2 m et ensuite des alluvions grossières (gravier et sables argileux) et pour le second 4 m de limons argileux légèrement graveleux.

Concernant l'hydrogéologie du site On constate que la conduite sera inscrite totalement dans des terrains meubles, Le substratum rocheux n'est traversé nulle part et quant à la nappe elle est toujours présente dans ces formations mais elle est sous forme de nappe captive donc on n'a pas de problème de remonté de cette dernière d'où aucune nécessité de prévoir des protections et une pose de canalisation simple dépourvue de caniveaux et de drainage des eaux.

Pour mieux expliciter ces différentes informations issues d'une campagne géologique très méticuleuse on va illustrer ces résultats sous forme d'une carte structurale (extrait de la carte structurale au 1/500 000 de la chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens – 1978)

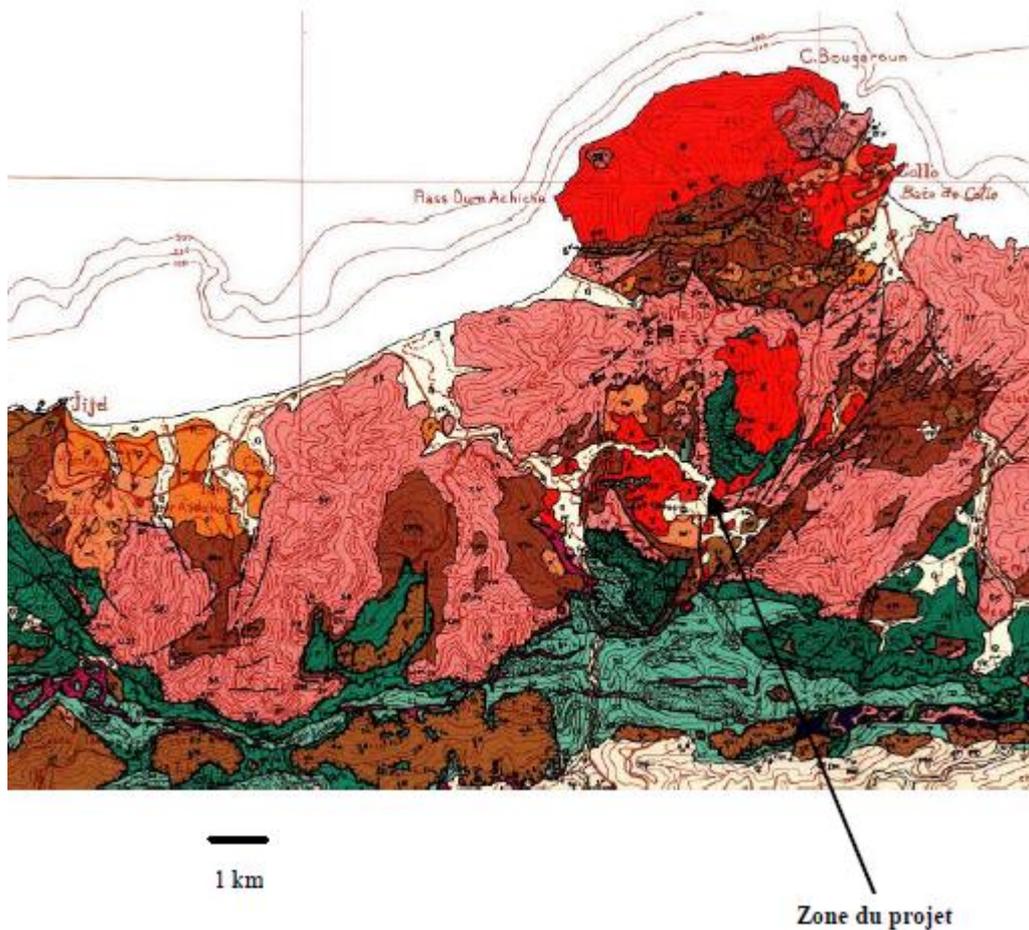
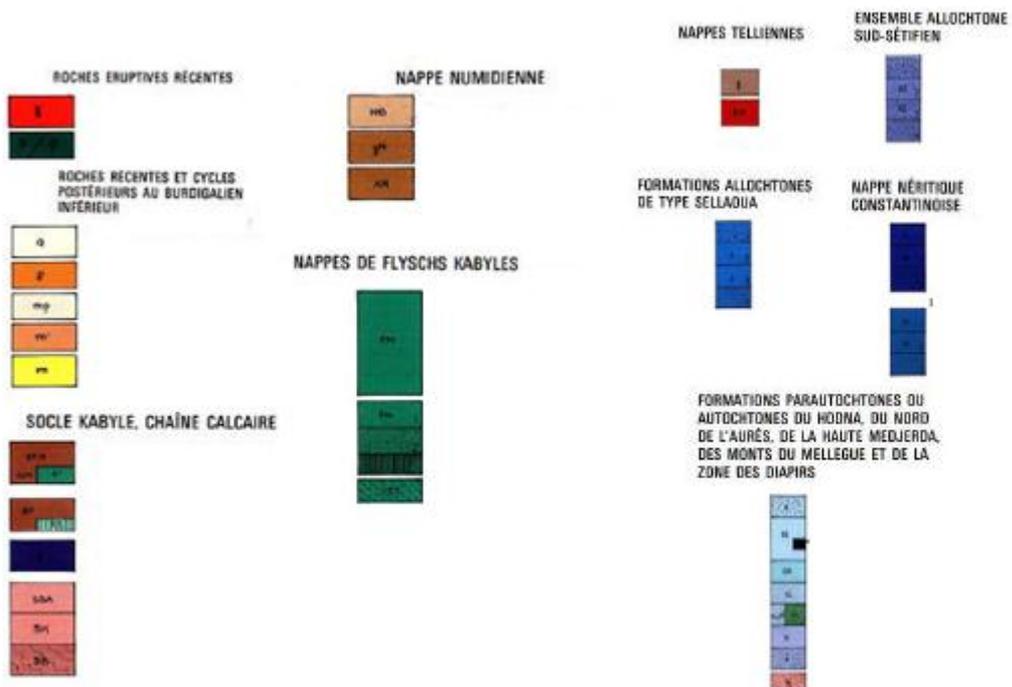


Figure I-3 : Carte structurale de la région concernée par le projet de transfert

Légende de la carte structurale au 1/500 000 :



La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques, faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

Des différences notables existent de plus entre les différents catalogues consultés : absence de certains séismes, localisation et intensité épicentrales différentes d'un catalogue à un autre pour un même séisme. Ces remarques concernent tout particulièrement deux des séismes de référence du site de Boussiaba (21/08/1956 et 21/08/1856) dont les caractéristiques macrosismiques, voire l'occurrence même pour le séisme de 1956, sont très incertaines.

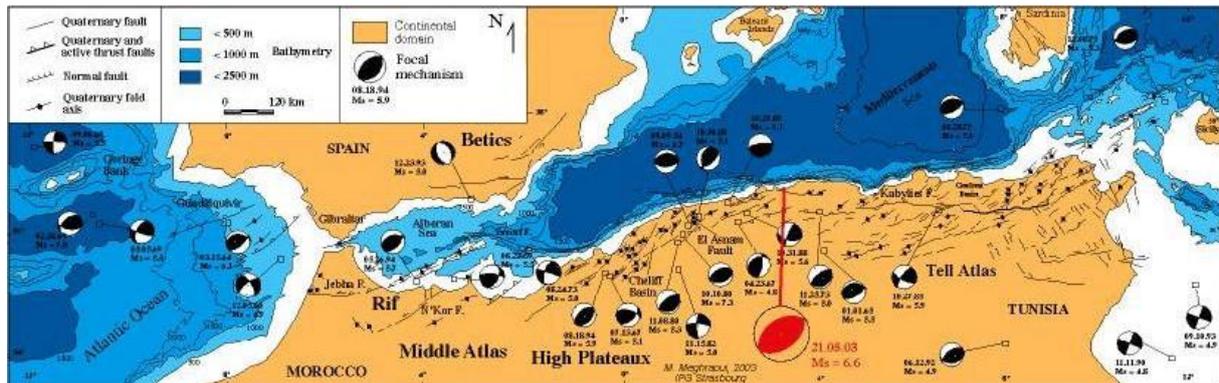


Figure I-4 : principaux mécanismes focaux de l'Afrique du Nord (Megrahoui, 2003)

L'historique de région d'étude a démontré qu'elle est une zone sismique et instable, car plusieurs tremblements de terres en surgit dans les parages et les comptés voisins telle que dans la Wilaya de Jijel et celle de Constantine.

L'étude sismique a conduit à retenir le séisme de référence caractérisé par les paramètres suivants :

Tableau I.1 : paramètres du séisme de référence

Séisme de référence	21/08/1856
Intensité épicentrale	VIII MM
Magnitude	5,54
Profondeur	11 km
Distance à l'épicentre	0 km
Intensité induite sur le site	VIII MM
Accélération maximale horizontale au sol	0,16 g

I.5. Situation climatique

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet, barrage, conduite de transfert et réservoirs essentiellement.

La pluviométrie est traitée à part. Pour l'ensemble des ouvrages, les stations climatologiques de référence sont celles de Jijel, Skikda et El Milia.

a) Température de l'air Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (40 à 45 °C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord (27 à Bejaia).

A l'opposé, les jours de gelée sont rares (quelques jours par an). Les plaines côtières sont blanches de neige à peu près tous les dix ans.

L'analyse des températures a été effectuée à partir de quatre stations climatologiques de référence, situées les plus proches du site de Boussiaba: celles de Jijel, Skikda et El Milia.

Le tableau qui va suivre illustre les différentes températures des ces stations prises comme références :

Tableau I.2 : Températures mensuelles en degrés Celsius :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne El Milia	11	12	14	16	19	22	25	26	24	20	16	13
Max El Milia	15	16	18	21	24	28	31	32	29	25	20	16
Min El Milia	7	8	9	11	14	17	19	20	19	15	11	9
Moyenne Jijel	12	13	14	15	18	22	24	26	24	21	17	14
Moyenne Skikda	12	13	14	15	18	21	24	25	23	20	16	13
Max Skikda	16	16	17	19	22	25	28	29	27	24	20	17
Min Skikda	8	8	9	11	14	17	20	21	19	16	12	9

La température annuelle moyenne est de 18°C aux quatre stations.

b) Humidité de l'air L'humidité moyenne sur l'année est 79 % à Skikda et 74 % à Jijel: elle vaut probablement 70% dans la zone du barrage. L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois sur l'autre autour de la valeur annuelle. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les jours de brouillard.

c) Ensoleillement Les données d'ensoleillement sont déduites des observations 1967/95 relevées à El Milia.

Tableau I.3 : Insolation et radiation mensuelle à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ensoleillement (h/jour)	5.8	6.3	7.3	8.1	9.3	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2
Insolation (% de durée astronomique.)	46	54	61	60	69	73	84	81	76	61	50	46
Radiation totale cal/cm ² /jour	175	253	360	435	535	580	627	559	454	307	204	162

L'insolation moyenne est de 62% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 387 calories par centimètre carré (soit une puissance de 187 watts par mètre carré).

d) Vent Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est proche de 2 m/s (Skikda), sans grande variation d'un mois sur l'autre. Au site du barrage, protégé du Nord par la chaîne côtière, la seule direction possible est celle du couloir : secteur Ouest ou secteur Est.

e) Précipitations La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des 89 années d'observation à la station de El Milia. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs moyennes suivantes caractéristiques de la zone de projet. On peut remarquer que la pluie annuelle sur la retenue est environ 1 200 mm, soit 1,24 fois plus que la pluie annuelle moyenne relevée à El Milia

Tableau I.4 : Précipitations mensuelles interannuelles (mm) dans la zone de projet

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total
El Milia	152	122	96	80	51	19	4	10	43	98	127	168	968
retenue de Boussiaba	188	151	119	99	63	24	5	12	53	121	157	208	1200

I.6. Présentation des éléments constituant le projet

Ce projet de transfert vise en premier lieu le remplissage de la retenue de Beni Haroun cela dit il a ya 3 priorités dont il faut prendre considération :

- Priorité 1 : débit réservé à l'aval du barrage de Boussiaba.
- Priorité 2 : prélèvement en eau pour assurer l'alimentation en eau potable d'El Milia.
- Priorité 3 : transfert d'eau vers la retenue de Beni Haroun.

Les éléments qui constituent ce système sont :

A. Barrage de Boussiaba :

Le barrage est un ouvrage poids en Béton Compacté Roulé (BCR) de 295 m de longueur en crête et de 51 m de hauteur maximale environ au-dessus du fond de fouille (45 m environ au-dessus du terrain naturel).

Voici un tableau qui résume les caractéristiques du barrage de Boussiaba

Tableau I.6 : Caractéristiques du barrage de Boussiaba

Barrage		
Type de barrage		Barrage poids en BCR
Cote de la crête du barrage	NGA	79,65
Longueur de la crête du barrage	m	295
Largeur de la crête du barrage	m	5
Hauteur maximale sur TN / sur fondation	m	44,65 / 50,65
Fruit du parement amont Vertical		Vertical
Fruit du parement aval		0,75 H / 1V
Volume dont :		166 900
• Béton compacté au rouleau	m ³	148 200
• Béton conventionnel		18 700

Tableau I.7 : Caractéristiques de l'évacuateur de crues du barrage de Boussiaba

Evacuateur de crues		
Seuil		Libre type «Creager»
Longueur du seuil déversant	m	100
Crête du seuil	NGA	74,40
Débit laminé sous la cote 78,62 NGA (PHE1 000 ans)	m ³ /s	1 843
Débit laminé sous la cote 79,32 NGA (T=10 000 ans)	m ³ /s	2 366

Les caractéristiques géo mécaniques de la fondation au niveau du barrage de Boussiaba sont tiré à base d'essai au laboratoire et la conclusion est que la qualité de la fondation et l'absence de discontinuités majeures proches de l'horizontale nous permettent de préconiser les valeurs minimales ci-dessous pour le rocher de fondation :

- $\varphi = 45^\circ$
- $C = 1 \text{ MPa}$



Figure I-5 : Photo du barrage de Boussiaba

B. La prise d'eau

Les caractéristiques des groupes imposent un dégrillage fin à l'amont de la station de pompage.

La prise d'eau doit être située sous la LU, soit 45,85 NGA pour pouvoir exploiter l'ensemble du volume. Par contre, en cas de forte crue charriant des apports solides jusqu'au barrage, cette prise basse doit être arrêtée.

Dans ce dernier cas, afin d'assurer néanmoins la desserte en eau potable, il est nécessaire de disposer pour celle-ci d'une prise à une cote supérieure, mieux protégée des apports solides, mais non utilisables lorsque la réserve est basse.

Il est donc proposé :

- une prise d'eau principale avec dégrillage par crépine à nettoyage automatique pour le débit totale du transfert, calée en-dessous de la cote 45,85 NGA,

- une prise d'eau secondaire avec dégrillage par crépine à nettoyage automatique pour le débit destiné à l'alimentation en eau potable d'El Milia calée 10 m environ au-dessus de la prise principale, soit vers la cote 55 NGA.

L'installation comprendra :

- une batterie de crépines en partie basse (3 en service + 1 en nettoyage).
- une canalisation Ø 2000 dans le barrage avec vanne de garde et vanne de service,
- deux crépines en partie haute (1 en service, 1 en nettoyage)
- une canalisation Ø 700 à travers le barrage avec vanne de garde et vanne de service.

Les canalisations et vannes installées dans le barrage sont décrites dans le cadre des équipements du barrage et leurs coûts sont pris en compte dans le devis du barrage.

Les crépines principales sont disposées à proximité de la conduite de vidange de manière à permettre l'élimination des dépôts grâce à des chasses.

Il n'est pas prévu de dispositif de manutention fixe pour les crépines. En cas de démontage, il sera fait appel à un système de ballon gonflable pour soulever l'appareil et le ramener contre le parement du barrage, d'où il pourra être remonté sur la crête par un camion grue.

C. La station de pompage

La station est implantée sur une plate-forme arasée à la cote 43,50 NGA, au-dessus de la ligne d'eau occasionnée par la crue millénale (43,16 NGA), 300 mètres environ à l'aval du barrage sur la berge rive droite de l'oued Boussiaba. Elle comporte deux ensembles :

- la salle des machines,
- les locaux électriques et de contrôle.

Le détail de son dimensionnement sera dans les chapitres à suivre.

D. La Conduite de transfert

La conduite de transfert aura pour rôle l'acheminement de l'eau du barrage de Boussiaba vers le barrage de Beni Haroun, ainsi que les eaux destinées à l'alimentation en eau potable de la ville d'El Milia, pour son dimensionnement il faut d'abord choisir la variante à retenir pour l'adduction.

Le détail du choix des variantes et le dimensionnement de l'adduction sera dans les chapitres à suivre.

E. L'ouvrage de décharge

L'ouvrage de décharge ou autrement dit l'ouvrage de dissipation est préconisé dans ce projet vue sont rôle primordial dans le préservèrent de la retenu de Beni Haroun, telle que l'arrivée de la conduite qui déverse dans l'oued va provoquer l'érosion du lit de la rivière d'où la nécessité d'un ouvrage de décharge et sont rôle donc est de briser la charge lors du déversement des eaux dans le barrage et éviter l'érosion du sol.

Plusieurs variantes sont possibles dans ce cas aussi donc le choix de la variante de l'ouvrage de décharge et son dimensionnement sera dans les chapitres à suivre.

F. Le barrage de Beni Haroun**Tableau I.8 :** Caractéristiques du barrage de Beni Haroun

Barrage		
Type de barrage		Barrage poids en BCR
Cote de la crête du barrage	NGA	216,6
Longueur de la crête du barrage	m	710
Largeur de la crête du barrage	m	8
Hauteur maximale sur TN / sur fondation	m	120
Fruit du parement amont Vertical		Vertical
Fruit du parement aval		0,8 H / 1V
Volume dont : <ul style="list-style-type: none"> • Béton compacté au rouleau • Béton conventionnel 	m ³	1.206.000 148 200 330.000

Tableau I.9 : Caractéristiques l'évacuateur de crues de Beni Haroun

Evacuateur de crues		
Seuil		Libre type «Creager»
Longueur du seuil déversant	m	110
Crête du seuil	NGA	200
Crue maximale de projet	m ³ /s	16.000



Figure I-6 : Photo du barrage de Beni Haroun

I.7. Hydrologie et objectifs :

Introduction

Le présent chapitre a pour but la mise en évidence des besoins en eaux et leurs répartitions le long de l'année, mais aussi la comparaison entre les besoins et les apports au niveau du barrage de Boussiaba, ainsi que les objectifs fixés par le ministère des ressources en eaux afin de remédier aux déficits des eaux dans la région.

I.7.1. Hydrologie

I.7.1.1. Les apports de l'oued Boussiaba au site du barrage

Une tendance à un assèchement durable du climat depuis 1976 a été observée par l'ensemble des stations climatologiques bordant la zone de projet.

Les résultats des apports annuels et mensuels sur 62 ans au site du barrage sont donnés dans les tableaux ci-après, en distinguant la série 1976/2001 (période d'assèchement durable observée) par rapport à la série complète de 62 années.

Tableau I.10 : Apports annuels moyens au site du barrage

Bassin versant km ²	Pa mm	Ea mm	Apport Moyen Sur 62 ans hm ³	Apport Moyen 1976/2001 hm ³	Ea (mm) 1976/2001	Pluie (mm) 1976/2001
379	941	295	111,9	97,8	258,2	875

Tableau I.11 : Répartition mensuelle des apports moyens au barrage

	Apports 1976/2001	Apports sur 62ans
	en m ³ /s	en m ³ /s
SEP	0,24	0,26
NOV	4,22	4,36
DEC	7,54	7,89
JAN	5,64	6,98
FEV	6,11	7,68
MAR	5,98	7,73
AVR	4,55	4,74
MAI	0,84	1,09
JUIN	0,41	0,4
JUIL	0,26	0,25
AOUT	0,06	0,08
MOYENNE ANNUELLE	3,12 m³/s	3,57 m³/s

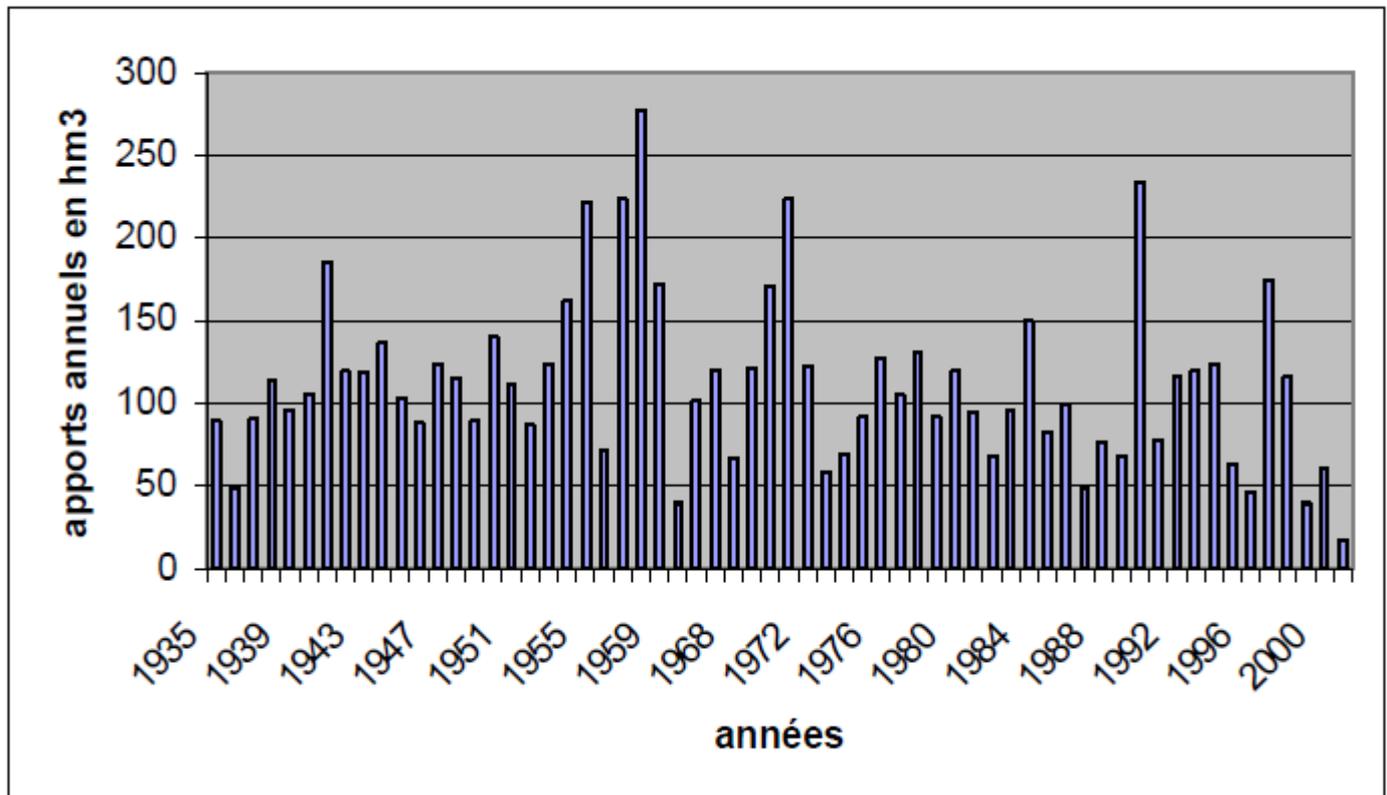


Figure I.7 : Représentation graphiques des apports au site de Boussiaba

I.7.1.2. Transports solides

Les concentrations fournies sont les suivantes:

1. Oued El Kantara à M'Kasseb : 3.5 g/l
2. Oued El Agrem à Cheddia : 4 g/l
3. Oued Krenga à Sidi Mesrich : 2 à 3 g/l (peu de données fiables).

On constate l'excellente homogénéité de l'érosion sur le flanc nord des chaînes côtières et du Djebel Djurdjura: la concentration en sédiments en suspension est 3 à 4 g/l. Compte tenu de 20% de charriage de matériaux sur le fond, et aussi de l'enquête de terrain qui conclut à un taux d'érosion plutôt faible, on obtient une concentration annuelle totale en sédiments de 3 g/l, pour les apports du barrage de Boussiaba.

Sur 50 années (de période sèche), la sédimentation des réservoirs sera (avec une densité de vases de 1.25):

$$VS = 1.25 \times 3/1000 \times 102 \times 50 = 20 \text{ hm}^3$$

On peut suggérer de limiter les atterrissements au moyen de systèmes favorisant l'évacuation des sédiments en aval du barrage, mais cela est peu utile compte tenu du faible taux de sédimentation prévu.

I.7.2. Objectifs des besoins en eau

Les parts respectives des besoins pour alimenter en eau potable la région d'EL MILIA, pour compléter les apports dans la retenue de BENI HAROUN, dans le cadre de l'alimentation en

eau potable et en eau d'irrigation du Constantinois et des Aurès et de ceux nécessaires pour assurer un débit réservé minimal dans l'oued Boussiaba sont les suivantes :

- 11 hm³ destinés à El Milia pour le renforcement de l'alimentation en eau potable avec une répartition de ce volume au cours de l'année résultant des informations recueillies auprès des services de l'eau de la ville d'EL Milia, en novembre 2003

Tableau I.11 : Répartition mensuelle des besoins en eau potable de la région d'EL MILIA

	Septembre	octobre	novembre	décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
en %	8,65	7,65	6,70	6,70	7,85	6,06	10,01	9,45	9,34	9,11	9,17	9,31

- 69 hm³ destinés au transfert vers le réservoir de Beni Haroun et supposés être répartis uniformément tout au long de l'année, correspondant ainsi à un volume moyen journalier pompé sur Béni Haroun de l'ordre de 189 041 m³, selon les informations recueillies auprès de l'ANBT.
- 2,8 hm³ destiné au débit réservé à Boussiaba, correspond au 1/40 du module soit 0,089 m³/s.

Le volume annuel moyen des apports est supérieur de 35% au volume moyen des besoins : 112 hm³ d'apport (soit 3,55 m³/s) à comparer à 82,80 hm³ de prélèvement (soit 2,63 m³/s). En revanche la répartition annuelle des apports moyens ne correspond pas à celle des besoins, ce qui justifie la création de la retenue de Boussiaba de manière à régulariser ces apports.

L'idée maintenant est de faire une étude afin de savoir si la capacité de la retenue de Boussiaba suffit pour subvenir aux besoins fixés par l'ANBT, d'où on va illustrer graphiquement et on va essayer de comparer entre les apports et la consommation.

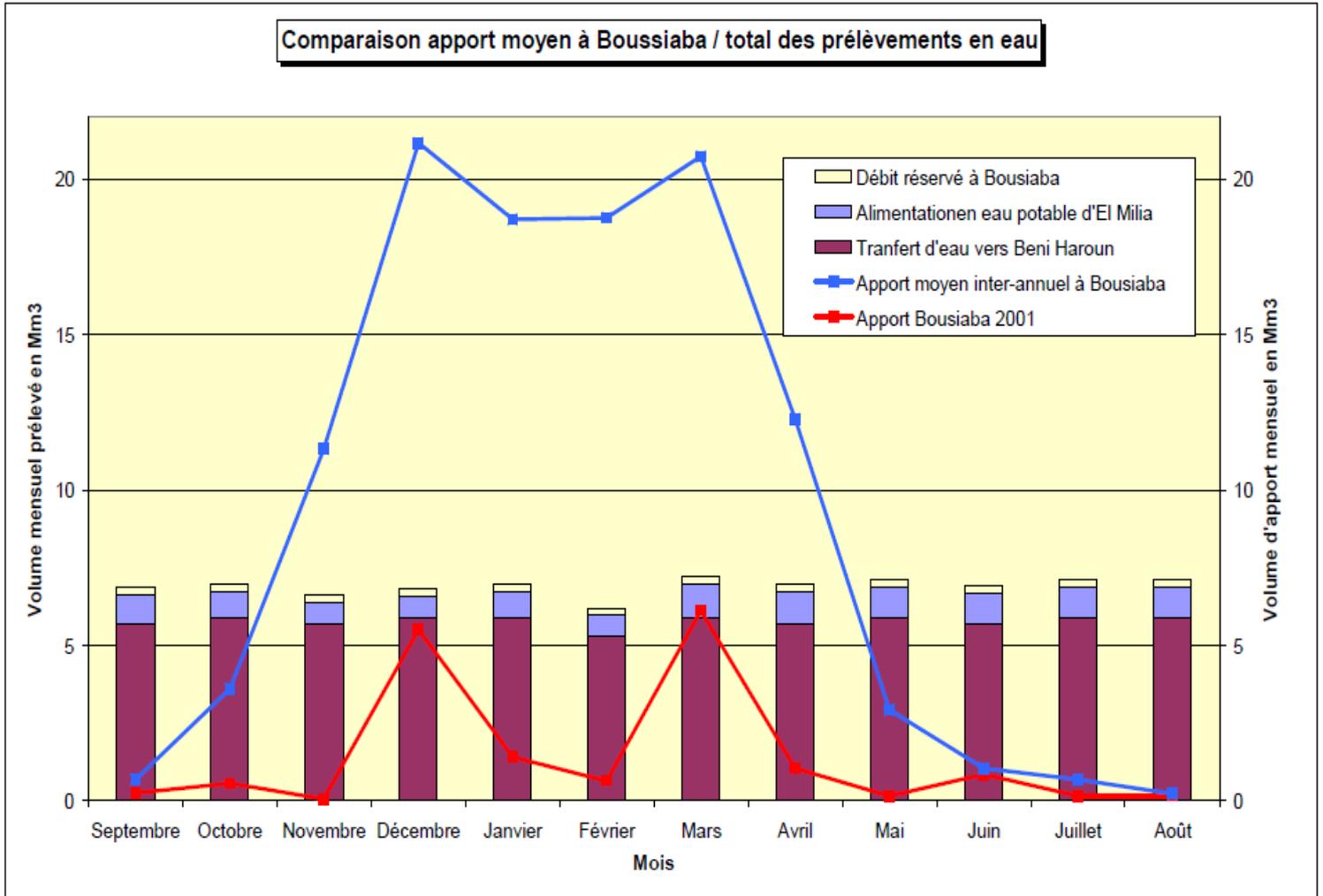


Figure I.8 : Comparaison entre les apports et les besoins mensuels

I.7.3. L'évaluation des débits :

Les volumes d'eau qui sont pris en considération par le transfert sont ceux du renforcement de l'alimentation en eau potable d'El Milia d'une valeur de 11 hm³ en premier lieu et du transfert net vers le barrage de Beni Haroun d'une valeur de 69 hm³.
 Donc on va estimer les débits demandés et leur répartition le long de l'année et de même on va tirer le débit de pointe et le débit moyen et les débits de dimensionnement.

I.7.3.1. Renforcement de l'alimentation en eau potable d'El Milia :

Le volume d'eau à transférer est de 11 hm³ par an et ce volume n'est pas uniformément répartis le long de l'année voir tableau. II.3, d'où on va calculer le débit moyen et le débit de pointe sachant qu'on va opter pour un pompage de 18h avec un temps d'arrêt de 4h.

$$Q \text{ moyen} = 11 \cdot 10^6 / (365 \cdot 18 \cdot 3600) = 0,47 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q \text{ pointe (coïncide avec le mois de mars)} = 11 \cdot 10^6 \cdot 10,01 / (100 \cdot 31 \cdot 18 \cdot 3600) = 0,55 \text{ m}^3/\text{s}.$$

I.7.3.2. Transfert vers Beni Haroun:

Le volume d'eau à transférer est de 69 hm³ par an et ce volume est uniformément réparti le long de l'année d'où on peut tirer un débit moyen de ce transfert sachant qu'on va opter pour un pompage de 18h avec un temps d'arrêt de 6h.

$$Q \text{ moyen transfert} = 69.10^6 / (365.18.3600) = 2,92 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc si on fait récapitulation des débits à assurer via le tableau qui suit :

Tableau I.12. Tableau récapitulatif des débits à assurer

	AEP El Milia	Transfert Beni Haroun
Moyen	0,47 m ³ /s	2,92 m ³ /s
Pointe journalière	0,55 m ³ /s	

Conclusion:

Dans ce chapitre on a illustré tout les caractéristiques du projet de transfert ainsi que les conditions du terrain tel que la topographie et la géologie, et aussi les différents ouvrages qui composent ce système de transfert et surtout les enjeux capitaux de ce transfert vu le déficit en eau dont la région des plaines sétifiennes souffrent, et afin de promouvoir l'épanouissement de cette zone qui possède un potentiel agricole non négligeable et cela va contribuer à la croissance du pays.

La simulation de la retenue de Boussiaba en utilisant une série hydrologique de 62 années (de 1935 à 2001) permet de fixer la capacité totale du réservoir de Boussiaba à 120 hm³ (soit 100 hm³ de volume utile) pour garantir une défaillance nulle avec une probabilité de 0,90 (soit un taux de défaillance acceptable de 10%).

Autrement dit, une capacité de 120 hm³ permet de réguler suffisamment les apports de l'Oued Boussiaba pour que la somme des prélèvements (débit réservé à maintenir à l'aval de la retenue + prélèvements AEP à El Milia + transfert d'eau brute vers Beni Haroun) soit garantie avec une probabilité de 0,90.

CHAPITRE

II

Calcul de l'adduction

Introduction

Dans ce chapitre on va proposer des variantes pour ce projet de transfert, évidemment le choix final sera celui d'une seule variante et pour pouvoir choisir on doit mettre en évidence ces variantes et faire une comparaison sur le plan technico-économique.

A la suite on entamera un calcul rigoureux des éléments constituant la variante de l'adduction retenue et le choix les matériaux propices pour cette dernière.

II.1. Type d'adduction [1]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

II.1.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

II.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

II.1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

II.2. Adduction et type d'écoulement [1]

On distingue deux types d'écoulement :

II.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

II.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

II.3. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

II.4. Choix du tracé

En essayant de suivre les recommandations sus citées, et en tenant compte de la topographie, le tracé adéquat est de sorte qu'il remonte le long de l'Oued Bazir (affluent RG de l'oued Boussiaba en aval du barrage), traverse la RN 43 au niveau d'un col à la cote 200 m de coordonnées (7940, 40717) et rejoint l'Oued El Kebir en passant à proximité de Mechta EL Kraouz et Mechta Bou Sameh.

Cela dit on sera amené à effectuer des traversées des oueds est c'est nettement plus économique de faire galeries dans les montagnes adjacentes.

II.5.Choix du matériau de la conduite [1]

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;

- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.
 - ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

D. Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution acier Dans notre adduction on a choisi des conduites en acier vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

II.6. Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le

bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

A. Cas de surpression :

À la place du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

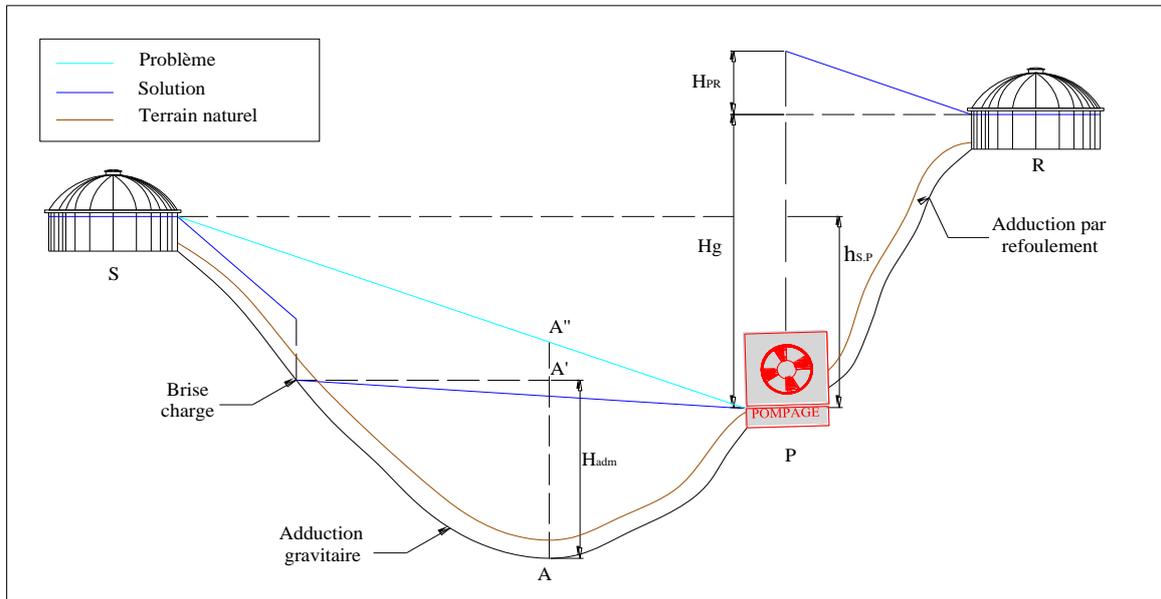


Figure II.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

B. Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écroulement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite

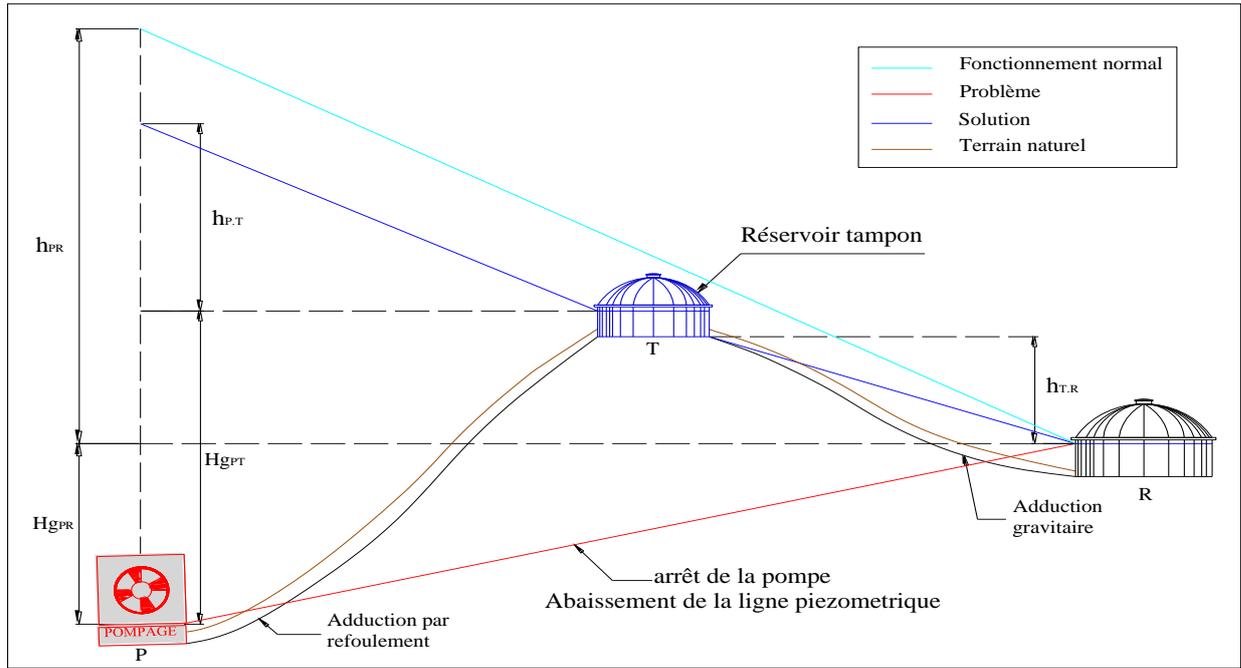


Figure II.2 : Problème d'écèlement (implosion de la conduite)

II.7. Calcul hydraulique [2]

a) Cas gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (II.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau II.2

Tableau II.1 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (II.2)$$

On opte pour des conduite en acier et on prend : **K' = 0,00179 ; β = 2 ; m = 5,3**

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux Prescriptions et aux normes internationales.

b) Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (II.3)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (II.4)$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km

1. Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad \dots\dots(II.5)$$

Avec: $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

Démonstration de la formule (II.6) :

• $C_t = C_{const} + C_{expl} \quad \dots\dots(1)$

Avec : C_i : coût total

C_{const} : Coût de construction

C_{expl} : Coût d'exploitation

• $N = \frac{10^3 \times g \times Q}{102\eta} \times (H_g + \Delta H) \dots\dots\dots(2)$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

H_g : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique est le niveau de trop plein du réservoir

ΔH : la perte de charge

g : Accélération de la pesanteur (9,31 m/s²)

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

- $E_t = N \cdot T_{st}$ (2')

Avec : E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (l an)

Les dépenses totales sont :

- $C_t = C_{const} + t \cdot C_{expl}$ (3)

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

- $C_{expl} = R \cdot C_{const} + C_{energie}$ (4)

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau II.2 : La valeur de R en fonction du matériau

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

- Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année

Nous pouvons donc écrire $W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie}$ (5)

Evaluation de C_{const} :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

- $C_{const} = a + bD^\alpha$ (6)

Avec a,b, grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{const} - a = bD^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a,b, α , en fonction du type de matériau sont présent dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Valeurs de a,b, α , en fonction du matériau

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique :

- $C_{\text{energie}} = N \times T \times \sigma \times \delta \dots\dots\dots(6')$

-

Avec N : puissance de la station de pompage (Kwh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

σ : Prix de KWh

δ : Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \dots\dots\dots ;(6'')$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0=1.03$ à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots ;(6''')$$

Avec β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

- $N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{102\eta} \dots\dots\dots (7)$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

- $W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) l + 86.10^3 \cdot \frac{K' \cdot Q^{\beta+1}}{\eta D^m} \cdot \sigma \cdot \delta \dots\dots\dots(8)$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = \left[\frac{86.10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma \cdot \delta}{\alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Les valeurs de K' , m , β sont données dans le tableau IV.1

Cette relation est de la forme :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \delta$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau II.4 : Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

Mais cela dit cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

2. Autre méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

A. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{II.7})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

B. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

Caractéristiques de l'adductionHauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{II.8})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{II.9})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{II.10})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{II.11})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{II.12})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (II.11)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{II.13})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{II.14})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{II.15})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (\text{II.16})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau II.6)

Tableau II.5 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

Source SONALGAZ(2011)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 18h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère. On choisie un pompage de 21h à 15h

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 9 + 4,514 * 1,5}{18} \Rightarrow \delta = 1,01 \text{ DA}$$

II.8. Proposition de variantes

1. Variante N°1 :

Dans cette variante on va opter pour une adduction mixte, c'est-à-dire que le projet ce compose d'un tronçon en refoulement suivie d'un autre gravitaire.

En effet l'eau est pompée immédiatement en aval du barrage de Boussiaba jusqu'à un réservoir de relais situé au sud de MECHTA EL KRAOUZ vers la côte 240/260 NGA puis gravitairement jusqu'au barrage de Beni-Haroun en passant par Mechta Akirouane.

2. Variantes N°2 :

Dans cette variante on va opter pour une adduction en refoulement, c'est-à-dire que l'eau est pompée immédiatement en aval du barrage de Boussiaba jusqu'au barrage de Beni-Haroun.

3. Variante N°3 :

Dans cette variante l'eau de la retenue de Boussiaba est relâchée dans l'oued jusqu'à un point plus en aval où devront être édifiés un seuil de prise d'eau et une station de pompage. Le transfert jusqu'à Mechta Akirouane se fait ensuite par une conduite enterrée et en charge qui remonte le long de l'oued El Kebir en évitant les traversées de zones urbanisées, la station de pompage sera implantée à une côte de 52m et qui contiendra 2 groupes de pompes c'est-à-dire qu'un groupe se chargera du transfert vers le barrage de Beni-Haroun, et l'autre se chargera du renforcement de l'alimentation en eau potable d'El Milia.

II.9. Analyse des variantes

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

✓ Variante N°1 :

C'est une adduction mixte refoulement-gravitaire, donc pour le dimensionnement ces deux parties doivent être étudiées séparément, de plus il faut dimensionner le réservoir d'équilibre reliant les deux adductions.

Donc on va dimensionner un diamètre économique et un diamètre avantageux, cela dit le calcul exact du diamètre est laborieux et ça nécessite l'étude préalable de la station de pompage donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiées du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de Bonin avec Dec = (Q)^{0,5} donc on trouve les résultats suivants :

- Pour le côté aspiration, la conduite est dimensionnée de sorte à avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s afin d'éviter le problème de cavitation, D'où on prend Dasp = 2000 mm et on vérifie la vitesse d'aspiration V = Q/s = 1,1 m/s acceptable.

- Pour le côté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que Dec= 1900 mm

- Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement 259m NGA et 219m NGA d'où une dénivelée de 40 m, en appliquant la formule de pertes de charges $\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$ avec K'=0,00179, $\beta=2$ et m=5,3

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ avec } K'=0,00179, \beta=2 \text{ et } m=5,3$$

Donc on calcul le diamètre $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} = 1,501m$

Donc on adopte un diamètre avantageux de 1500 mm.

Et la $H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$

Pour le calcul des pertes de charge il se fait du côté refoulement et du côté aspiration telle qu'on a Lasp=349m et Lref=7323m

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{ec}^m} = 5,5m$$

D'où Hmt = 216 + 5,5 = 221,5 m

✓ Variante N°2 :

C'est une adduction à injection directe jusqu'au barrage de Beni Haroun, donc on va dimensionner un seule diamètre qui sera un diamètre économique.

- Pour le coté aspiration, la conduite est dimensionner de sorte à avoir une vitesse inférieure à 2m/s afin d'éviter le problème de cavitation D'où on prend $D_{asp} = 2000$ mm et on vérifie la vitesse d'aspiration $V = Q/s = 1,1$ m/s acceptable.
- Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que $Dec = 1900$ mm.

La différence entre la Variante N°1 et la Variante N°2 se résume dans la longueur du refoulement telle que dans la variante N°2 on a une longueur de 29,7 Km.

$Hmt = 216 + 21,3 = 237,3$ m

✓ Variante N°3 :

Cette variante est semblable à la deuxième variante mais l'emplacement de la station de pompage diffère que lors des autres variantes telles qu'elle est installée à une côte de 52m, et elle nécessite la construction d'une prise d'eau au niveau de l'Oued Boussiaba.

Après visite sur le site et la consultation du plans urbain de la ville d'El Milia on constate qu'il ya des rejets à l'amont de l'emplacement de la station de pompage, donc un impact considérable pour la santé des habitants et la qualité des eaux et sur la conduite de transfert car on a risque de dépôts et de fermentation au niveau de la conduite.

Donc cette variante est rejetée d'où son risque sur la santé et la durée de vie de la conduite de transfert.

II.10. Discussion des résultats

On a fait une étude préalable des différentes variantes qui est loin d'être méticuleuse mais qui va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet et puis le prochain chapitre va porter sur l'étude exacte de la variante adoptée.

Donc on va faire une récapitulation des résultats obtenus :

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2

	Variante N°1	Variante N°2
Diamètre aspiration (mm)	2000	2000
Longueur (m)	349	349
Diamètre économique (mm)	1900	1900
Longueur (m)	7323	29730
Diamètre avantageux (mm)	1500	/
Longueur (m)	22407	/
Hmt de la station de pompage (m)	221,5	237,3
Puissance (MW)	26,16	28,03

Donc à première vu, On remarque que la variante N°1 est nettement plus économique que la variante N°2, en effet dans la variante N°2 le diamètre économique $Dec = 1900$ mm s'étale sur une longueur de 29,7 Km alors que dans la Variante N°1 on a la combinaison de deux diamètres : le diamètre économique $Dec = 1900$ mm s'étale sur une longueur de 7,3km

et suite du diamètre avantageux dont la longueur est de 22,4 Km, donc on déduit que la variante la plus économique est la 1ere variante.

De plus si on prend le profil en long du tracé, on remarque que dans la Variante N°2 il ya phénomène d'écèlement de la conduite par la ligne de charge, donc on élimine la variante N°2 et on opte pour la Variante N°1.

Conclusion :

On a illustré les différentes variantes possibles pour cet aménagement et on a établis leur étude qui est loin d'être exacte mais qui nous a permis de choisir la variante à adopter pour la suite du projet.

L'étude nous a permis d'éliminer les variantes N°2 et N°3 et de choisir la variante N°1 pour la suite du projet, en effet la variante N°2 s'est révélée plus couteuse et de plus en remarque l'existence du phénomène d'écèlement, quant à la variante N°3 elle représente un réel danger pour la santé des habitants et la durée de vie des conduites de transfert car les eaux sont chargés et cela est du aux rejets dans l'oued.

Donc la variante choisit est la variante N°1 c'est-à-dire qu'on va étudier méticuleusement une adduction mixte qui est constituée d'une partie en refoulement et une autre gravitaire, et un réservoir tampon qui reliant les deux parties.

II.11.Dimensionnement de l'adduction

II.11.1.Dimensionnement de l'adduction en refoulement

A. Conduite d'aspiration :

Notre station de pompage fonctionne en supprimeur c'est-à-dire que les pompes sont placées en charge, en effet à partir de la prise d'eau l'eau est acheminée dans une conduite de diamètre 2000 mm et de longueur 58m qui est comprise dans le corps du barrage de Boussiaba

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcul le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via la l'équation de continuité $Q=V.S$.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4.3,47}{\pi.1,5}} = 1.7162 \text{ m}$$

Donc pou avoir une vitesse inférieure à 1.5m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre D aspiration = 2000mm.

Vérification de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité:

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.3,47}{\pi 2^2} = 1,1 \text{ m/s}$$

$V_{asp} < 1,5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

Donc la conduite d'aspiration est d'un diamètre D=2000 mm et s'étale sur une longueur de 349 m dont 58m à travers le corps du barrage de Boussiaba.

B. Tronçon de refoulement :

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir de relai, il s'étale sur une longueur de 7323m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Donc $H_g = \text{côte réservoir tampon} - \text{Côte station de pompage}$

$$H_g = 259 - 37,5 = 221,5 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant la formule de Colebrook, mais cette formule est implicite et donc on va employer le diagramme de Moody, avec une rugosité nominale $\varepsilon=0,4 \text{ mm}$

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau II.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε/D	RE	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
800	3,47	6,90	0,0005	5467996,56	0,0168	7323	410,54	221,5	632,04
1000	3,47	4,42	0,0004	4374397,25	0,0160	7323	128,45	221,5	349,95
1200	3,47	3,07	0,00033333	3645331,04	0,0155	7323	49,81	221,5	271,31
1400	3,47	2,25	0,00028571	3124569,46	0,0150	7323	22,40	221,5	243,90
1600	3,47	1,73	0,00025	2733998,28	0,0147	7323	11,23	221,5	232,73
1800	3,47	1,36	0,00022222	2430220,69	0,0144	7323	6,12	221,5	227,62
2000	3,47	1,10	0,0002	2187198,62	0,0142	7323	3,56	221,5	225,06

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau II.8

Tableau II.8 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation Annuelle (Kwh)	Dépenses annuelles (DZD)
800	3,47	632,043	30735,9802	1,01	201935390	203954743,9
1000	3,47	349,945	17017,6754	1,01	111806127,2	112924188,5
1200	3,47	271,31	13193,689	1,01	86682536,89	87549362,26
1400	3,47	243,90	11817,4722	1,01	77640792,04	78417199,96
1600	3,47	232,73	11317,5602	1,01	74356370,24	75099933,94
1800	3,47	227,62	11069,063	1,01	72723744,23	73450981,67
2000	3,47	225,06	10944,5713	1,01	71905833,74	72624892,08

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau II.9 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix Ml (DZD)	L (mm)	PRIX (DZD)	ANNUITE	Investissements (DZD)
800	40000	7323	292920000	0,0888	26011296
1000	54355	7323	398041665	0,0888	35346099,9
1200	69334	7323	507732882	0,0888	45086679,9
1400	71003	7323	519954969	0,0888	46172001,2
1600	83421	7323	610891983	0,0888	54247208,1
1800	112345	7323	822702435	0,0888	73055976,2
2000	134545	7323	985273035	0,0888	87492245,5

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau II.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Investissements (Million DZD)	Exploitation (Millions DZD)	Totale (Million DZD)
800	26,011296	203,954744	229,96604
1000	35,3460999	112,924189	148,270288
1200	45,0866799	87,5493623	132,636042
1400	46,1720012	78,4172	124,589201
1600	54,2472081	75,0999339	129,347142
1800	73,0559762	73,4509817	146,506958
2000	87,4922455	72,6248921	160,117138

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

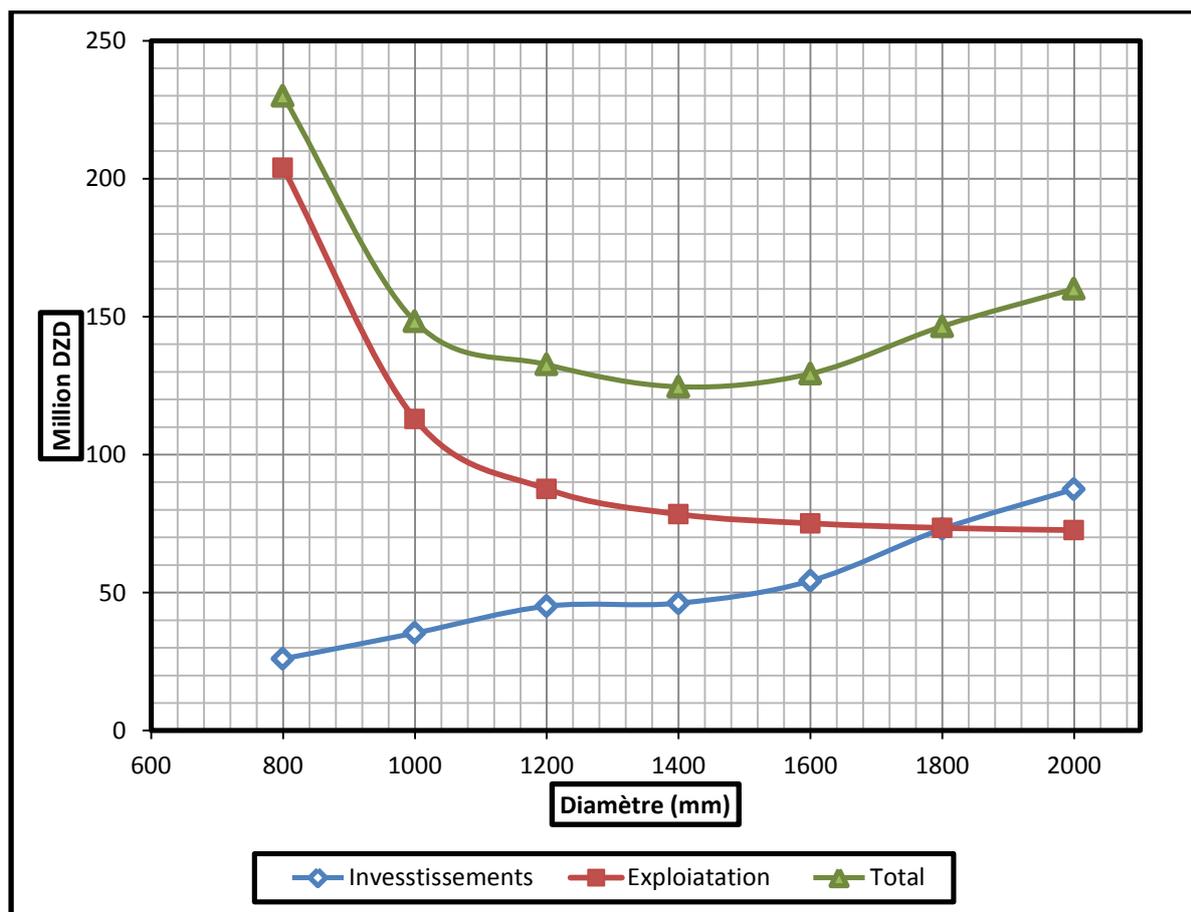


Figure II.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

Interprétation de la figure II.4:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 1400 mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 3,47}{\pi \times 1,4^2} = 2,25 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 1400mm.

D'où :

Dec = 1400mm

II.11.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire :

Ce tronçon relie le réservoir de relais (réservoir tampon) qui est situé à a une côte de 250m NGA et un autre réservoir d'équilibre situé juste à l'amont de la retenue de Béni Haroun qui sera projeté a une cote de 217 m NGA.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

$$\text{Telle que } H_d = 250 - 217 = 33\text{m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

$$\text{D'où } \Delta H = H_d$$

Mais la conduite va devoir devra assurer deux débits

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (IV.2):

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Sachant que cette adduction doit véhiculer le débit destiné au barrage de Beni Haroun et aussi le débit de l'alimentation en eau potable d'EL Milia, en effet un piquage est prévu à une distance de 1876m, de ce fait on aura deux débit différents véhiculés.

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \times 1,1 \times (1876 \times 3,47^2 + 20531 \times 2,92^2)}{33}} = 1,593 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 1593mm mais il faut le normaliser, mais avant on va vérifier est ce que la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, va-t-elle écrêter le terrain naturel.

Après vérification, on remarque que le risque d'écrêtement du terrain naturel par la ligne de charge est nul, donc on va normaliser cette adduction de sorte à assurer sa protection et longévité dans le temps.

Pour ceci on préconise :

- Une partie en Ø 2000 à la suite du bassin BE1 jusqu'à la côte 218 environ sur 175 m. Ce tronçon qui peut être en charge ou en gravitaire selon le débit transité sera à faible vitesse et forte pente pour faciliter l'évacuation de l'air entraîné au niveau du réservoir.
- Une partie à partir de la côte 218m NGA jusqu'au point de piquage de l'alimentation en eau potable de ville d'El Milia, soit un diamètre de Ø1600 sur une longueur de 1701m.
- La partie restante sera calculée de sorte à avoir une perte de charge totale égale à la perte de charge disponible, qui est de 33m.

Donc :

- La perte de charge engendrée par la partie de diamètre 2000 mm est :

$$\Delta H = \frac{0,00179 \times 1,1 \times 175 \times 3,47^2}{2^{5,3}} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge engendrée par la partie de diamètre 1600 mm est

$$\Delta H = \frac{0,00179 \times 1,1 \times 1701 \times 3,47^2}{1,6^{5,3}} = 3,34 \text{ m}$$

- Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 1,593 m, il est compris entre les diamètres normalisés 1400mm et 1600mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø1600 et Ø1400.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

AN :

$$\Delta H = 0,00179 \times 2,92^2 \times \left(\frac{x}{1,6^{5,3}} + \frac{l-x}{1,4^{5,3}} \right)$$

Et on a :

$$\Delta H = 33 - (0,1 + 3,34) = 29,56 \text{ m}$$

Mais aussi :

$$L = 20531 \text{ m}$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 17759,21 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø1600 sur une longueur de 17759,21m suivi de Ø1400 sur une longueur de 2771,79 m.

II.11.3. Dimensionnement du tronçon (Bassin d'équilibre -- Bassin de dissipation) :

Le dernier tronçon de l'adduction se trouve dans un relief très accidenté, en effet la pente du terrain naturel est de 0,192 m/m c'est-à-dire une dénivelée de 44 m sur une longueur de 230m.

Mais dans ce cas de figure le terrain est mixte, c'est-à-dire qu'on a une pente assez petite à l'aval du bassin d'équilibre sur une distance de 124m et puis elle est suivie d'une forte de pente sur une distance de 106 m.

Avant de pouvoir trancher on se doit de proposer deux variante :

- **Variante 1** : une conduite à écoulement en charge gravitaire :

Dans ce cas de figure on peut placer une conduite qui fonctionnera en charge et son dimensionnement s'effectue moyennant la charge disponible.

En effet la charge disponible est le paramètre qui conditionne cet écoulement et on aura un diamètre de l'ordre de :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}} = \sqrt[5,3]{\frac{0.00179 \times 1,1 \times 230 \times 2,92^2}{(217 - 173)}} = 0,6 \text{ m}$$

On calcul la vitesse d'écoulement et on trouve : $V=11 \text{ m/s}$

On aura des vitesses trop élevées de l'ordre de 11m/s, donc c'est une variante à rejeter.

Variante 2 : une conduite à écoulement à surface libre : [3] [6]

A partir du bassin d'équilibre on préconise un écoulement à surface libre de sorte à éviter la création d'un écoulement transitoire dans la conduite d'arrivée, en effet la vitesse d'arrivée sera considérablement diminuée afin que l'ouvrage de décharge puisse remplir convenablement ça fonction.

Pour cette conduite gravitaire on projette une conduite en béton armé qui s'adapte parfaitement avec nature du terrain, elle a une rugosité $n=0,012 \text{ m}$,

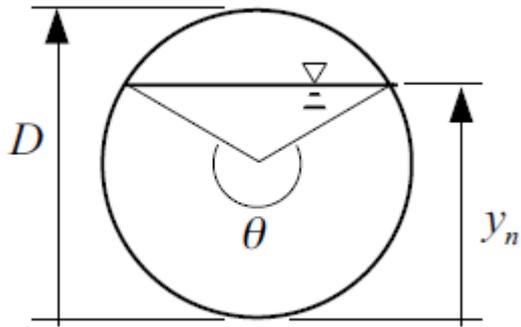
La relation qui caractérise les écoulements à surface libre est l'équation de Chézy.

$$Q = C \times S \times \sqrt{R_h \times i} \dots\dots\dots(\text{II.19})$$

Avec :

- Q : débit à véhiculer.
- C : coefficient de Chézy.
- S : Section mouillée.
- R_h : rayon hydraulique.
- i : pente du radier.

La section d'écoulement st sous forme circulaire avec les caractéristiques suivants :



Périmètre mouillé : $P = D \times \frac{\vartheta}{2}$

Section d'écoulement : $S = \frac{D^2}{8} \times (\vartheta + \sin\vartheta)$

L'évolution des éléments hydraulique suit une loi aléatoire, en effet en remarque que :

- le débit maximum sera atteint pour $\frac{y_n}{D} = 0,95$ c'est-à-dire pour un angle $\vartheta = 308^\circ$
- la vitesse maximum sera atteinte pour $\frac{y_n}{D} = 0,8$ c'est-à-dire pou un angle $\vartheta = 258^\circ$

Le rapport des paramètres hydrauliques sera illustré dans la figure II.5

rapport d'éléments hydrauliques

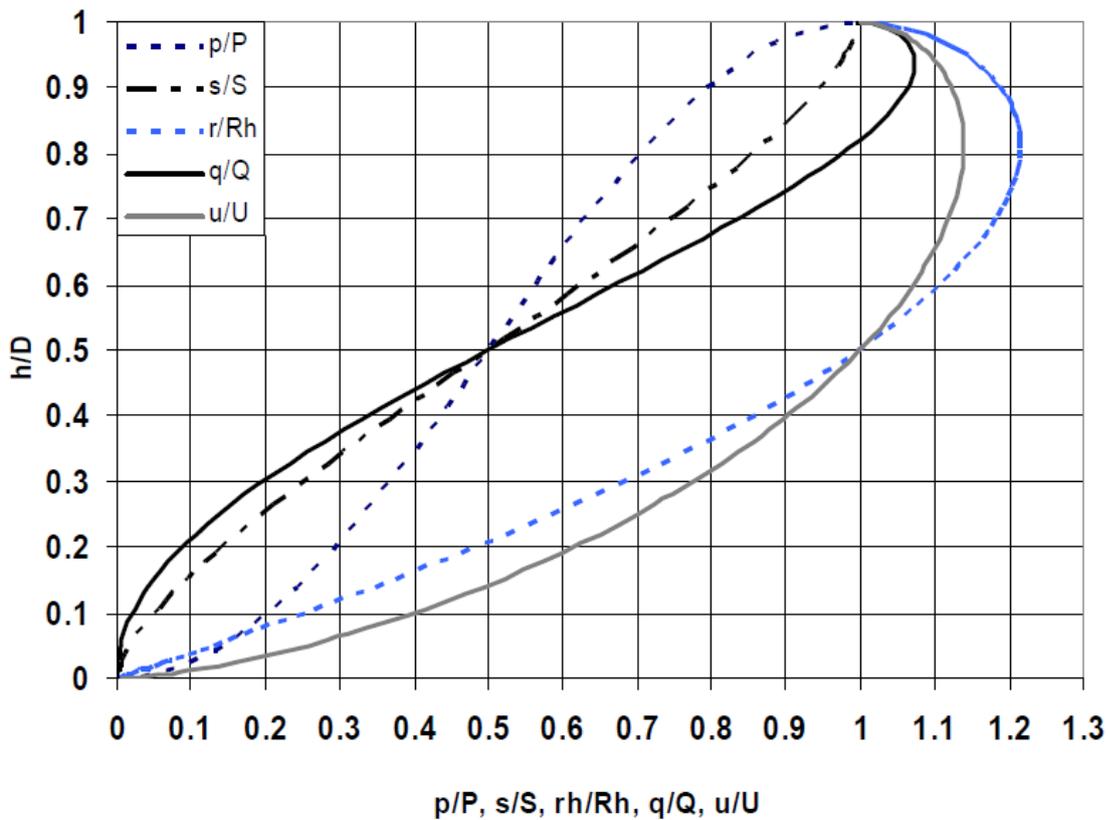


Figure II.5 : Évolution des rapports des éléments hydrauliques en fonction de la hauteur de remplissage

Dans notre étude on préconise une hauteur de remplissage de sorte à avoir une vitesse modérée, et on cherchera le diamètre adéquat pour notre adduction.

Puisqu'on a des changements brusques de pente après qu'on soit référé aux profils en long, on aura des tronçons distincts et aussi un risque de formation d'un ressaut hydraulique qui risque d'endommager les conduites ou de les rendre en charge et donc l'élévation de la vitesse d'écoulement ce qui est contraire aux objectifs fixés.

A l'aide du logiciel de calcul des conduites à surface libre "Canal 21" les résultats obtenus sont les suivants :

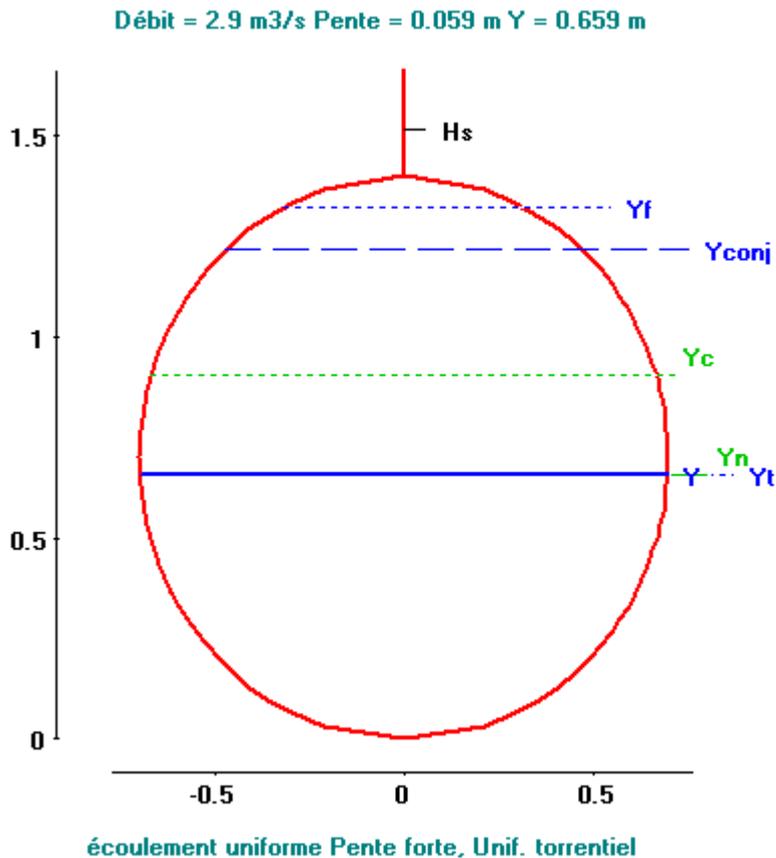
1. Pente 5,86 % :

Pour un débit de 2,92 m³/s et une pente de 0,0586 m/m sur une longueur de 82,56 m, on préconise un diamètre 1400 mm et les caractéristiques hydrauliques dans la conduite sont :

$h = 0,659 \text{ m}$

$V = 4,10 \text{ m/s}$

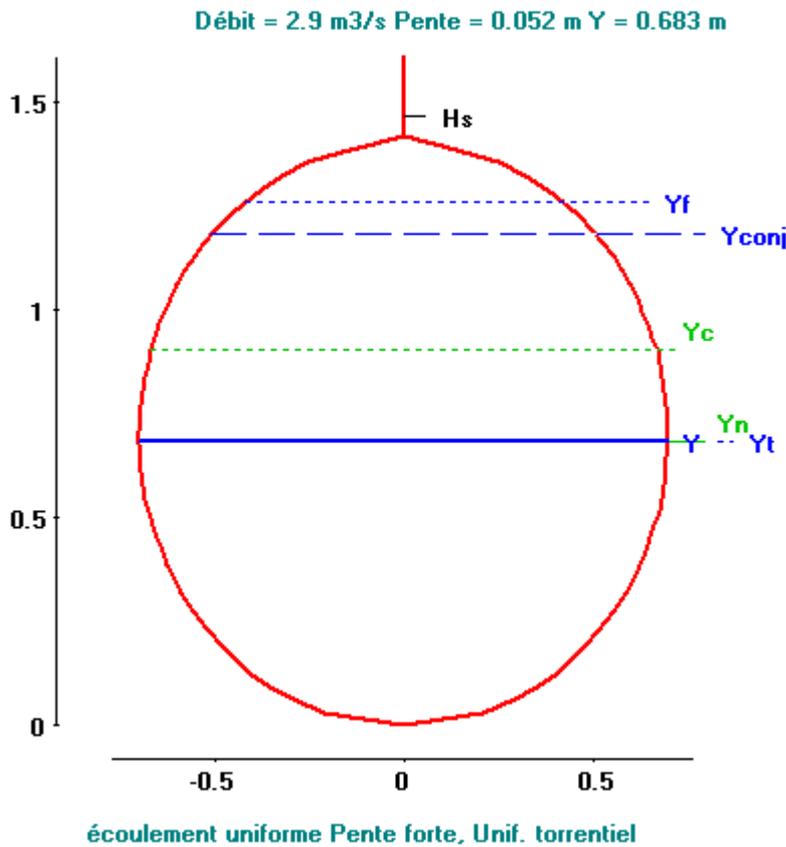
$Fr = 1,83$



2. Pente 5,19 % :

Pour un débit de 2,92 m³/s et une pente de 0,0519 m/m sur une longueur de 68,46 m, on préconise un diamètre 1400 mm et les caractéristiques hydrauliques dans la conduite sont :

$h = 0,683 \text{ m}$ $V = 3,92 \text{ m/s}$ $Fr = 1,71$



3. Pente 19,99 % :

Pour un débit de 2,92 m³/s et une pente de 0,1999 m/m sur une longueur de 41,66 m, on préconise un diamètre 1400 mm et les caractéristiques hydrauliques dans la conduite sont :

h=0,471 m
 V= 6,42 m/s
 Fr = 3,49

4. Pente 52,33 % :

C'est une pente importante et donc il faut faire un dimensionnement pour avoir une vitesse modérée , pour un débit de 2,92 m³/s et une pente de 0,5233 m/m sur une longueur de 37,32 m, on préconise un diamètre 1400 mm et les caractéristiques hydrauliques dans la conduite sont

h=0,298 m
 V= 8,33 m/s
 Fr = 5,89

Les régimes d'écoulement : [5]

Le régime d'écoulement à surface libre est conditionné par le nombre de Froude qui est un rapport adimensionnel entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle. (Forces d'inertie et forces de gravité).

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times D_h}}$$

V : vitesse d'écoulement

D_h : profondeur hydraulique = Surface/ (Largeur au miroir)

g: accélération de la gravité 9,81 m/s²

Si :

- $F < 1$ écoulement fluvial.
- $F > 1$ écoulement torrentiel.
- $F = 1$ écoulement critique.

De même la profondeur critique nous renseigne sur le régime d'écoulement telle que si :

- $h_n < h_c$ écoulement torrentiel.
- $h_n > h_c$ écoulement fluvial.
- $h_n = h_c$ écoulement critique.

À l'aide du logiciel de calcul "Canal 21" on a trouvé la profondeur critique $h_c = 0,904$ m, et dans les calculs effectués ci-dessus on a trouvé $h_{n1} = 0,659$ m, $h_{n2} = 0,683$ m, $h_{n3} = 0,471$ m et $h_{n4} = 0,298$ m

Dans ces cas de figure on a toujours un régime torrentiel tel que les profondeurs normales sont inférieures à la profondeur critique.

Donc la liaison entre tout les biefs due au changement brusque de la pente ne va pas provoquer un écoulement rapidement varié c'est-à-dire un ressaut hydraulique.

Donc on opte pour la seconde variante c'est-à-dire l'écoulement à surface libre.

On va récapituler les résultats trouvés sus dessus sous forme d'un tableau

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.

	tronçon 1		tronçon 2							
	Barrage- station	Station-réservoir tampon	Réservoir- AEP D'El Milia		AEP D'El Milia- Bassin d'équilibre		Bassin d'équilibre – ouvrage de décharge			
Débit (m3/s)	3,47	3,47	3,47	3,47	2,92	2,92	2,92			
Type d'écoulement	en charge	en charge	en charge	en charge	en charge	en charge	surface libre			
Longueur (m)	349	7323	175	1701	17759,21	2771,79	82,56	68,46	41,66	37,32
Diamètre (mm)	2000	1400	2000	1600	1600	1400	1400			
Vitesses (m/s)	1,1	2,25	1,1	1,73	1,14	1,9	4,10	3,92	6,42	8,33

Conclusion :

Le calcul de l'adduction à été de la façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le coup minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet on a décomposé l'adduction en deux tronçon distinct, le premier qui se compose de conduites d'aspiration et de refoulement qui fonctionnent grâce à une station de pompage, et le deuxième tronçon qui est autonome et se compose de deux tronçon lui aussi ; un gravitaire avec un piquage au niveau de se tronçon suivit d'un tronçon à écoulement à surface libre.

CHAPITRE

III

Etude de la station de pompage

Introduction :

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

III.1.Principe de fonctionnement des pompes :

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.



Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

III.2. Choix du type de Pompe:

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT .
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

III.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

III.4. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH$), minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

III.4.1. Variantes de pompes :

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 3,47 m³/s et la Hauteur manométrique totales nécessaire est de 243,90m.

Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus.

C'est pour cela que l'entreprise chargée de l'étude à fait appel à un constructeur pour lui concevoir une pompe ou des pompes pouvant satisfaire le débit appelé et la Hmt requise.

Le constructeur KSB nous a conçu ce model de pompe dont voici les courbes caractéristiques.

III.4.2. Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q], [Pabs - Q], [η - Q] et [(NPSH)r - Q] .

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur KSB.

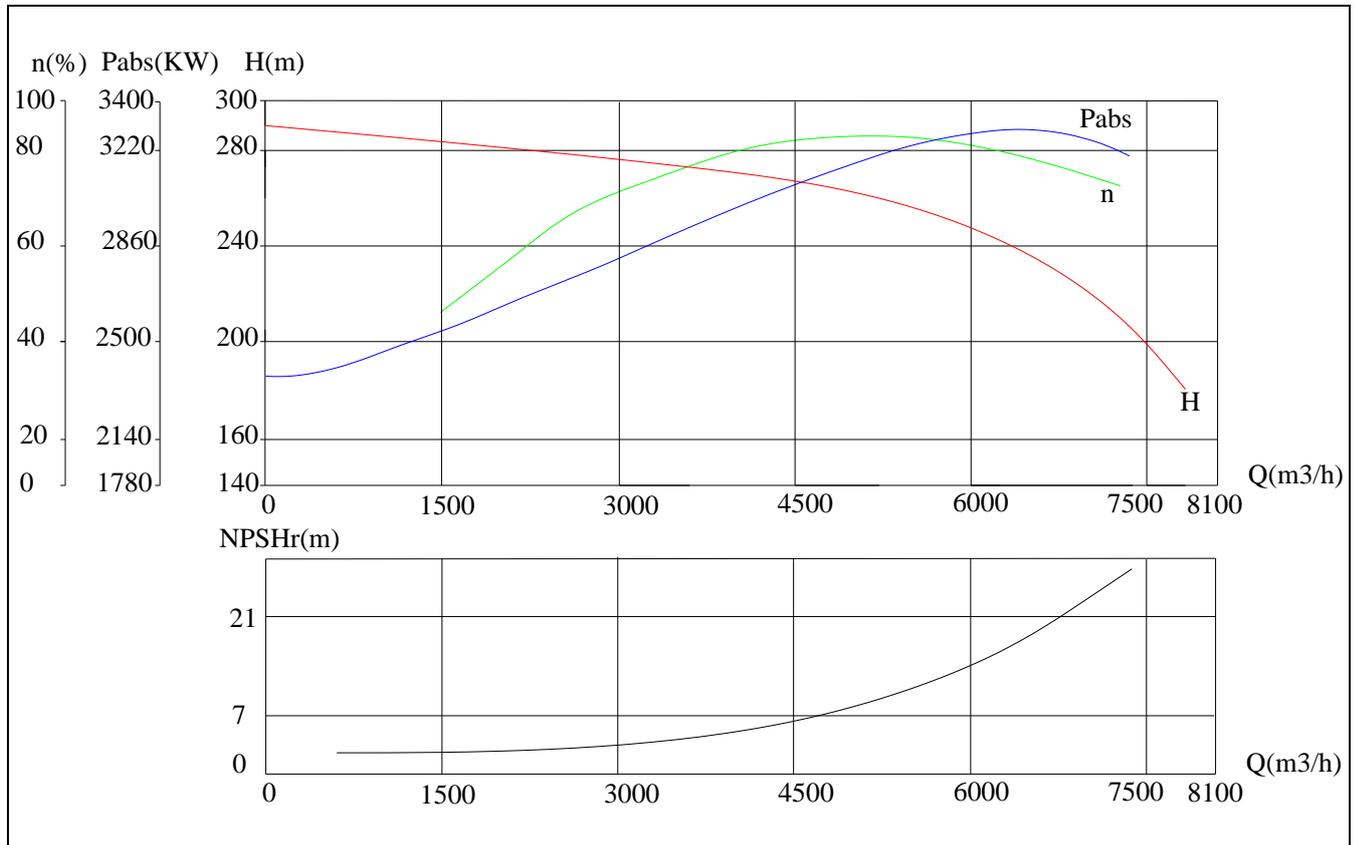


Figure III.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée

Les caractéristiques de cette pompe sont :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 700$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 600$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 1000$ mm
- La vitesse de rotation $n = 3500$ tr/min

Dans notre transfert on va préconiser un système de deux pompes en parallèle pour satisfaire le débit demandé, car la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite,

Alors on va illustrer graphiquement les courbes des pompes accouplées parallèlement :

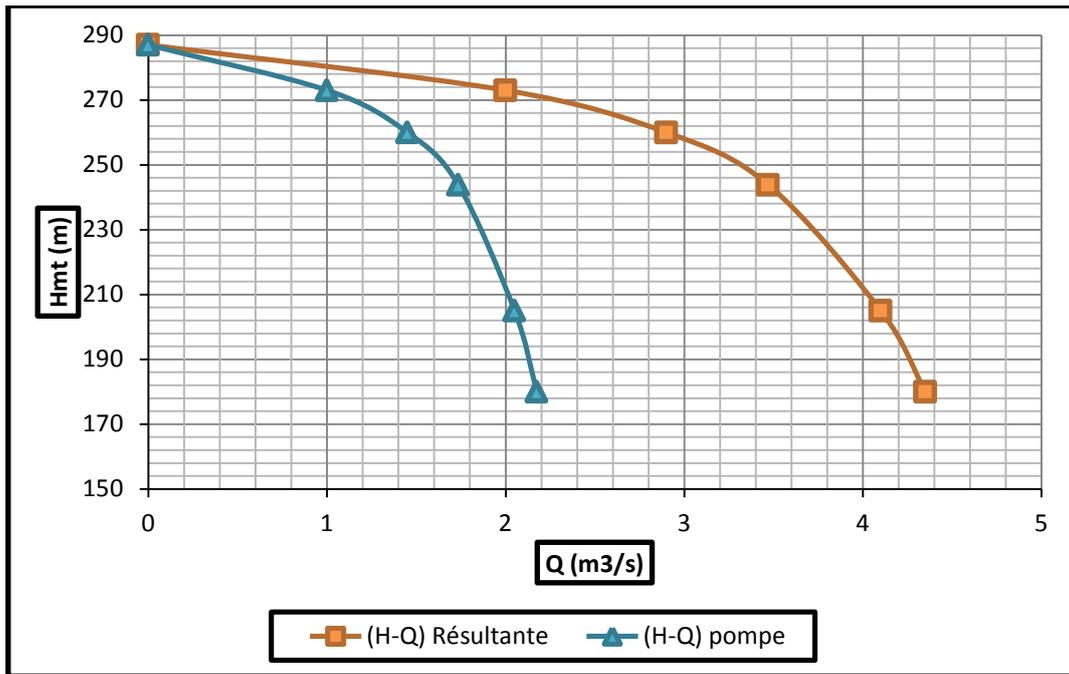


Figure III.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l'accouplement en parallèle.

III.5. Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots (III.1)$$

$$\text{Avec : } \sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{\text{Linéaire}} \dots\dots\dots (III.2)$$

$$\text{Et : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$\text{Ou bien : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (III.4)$$

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure. III.3.

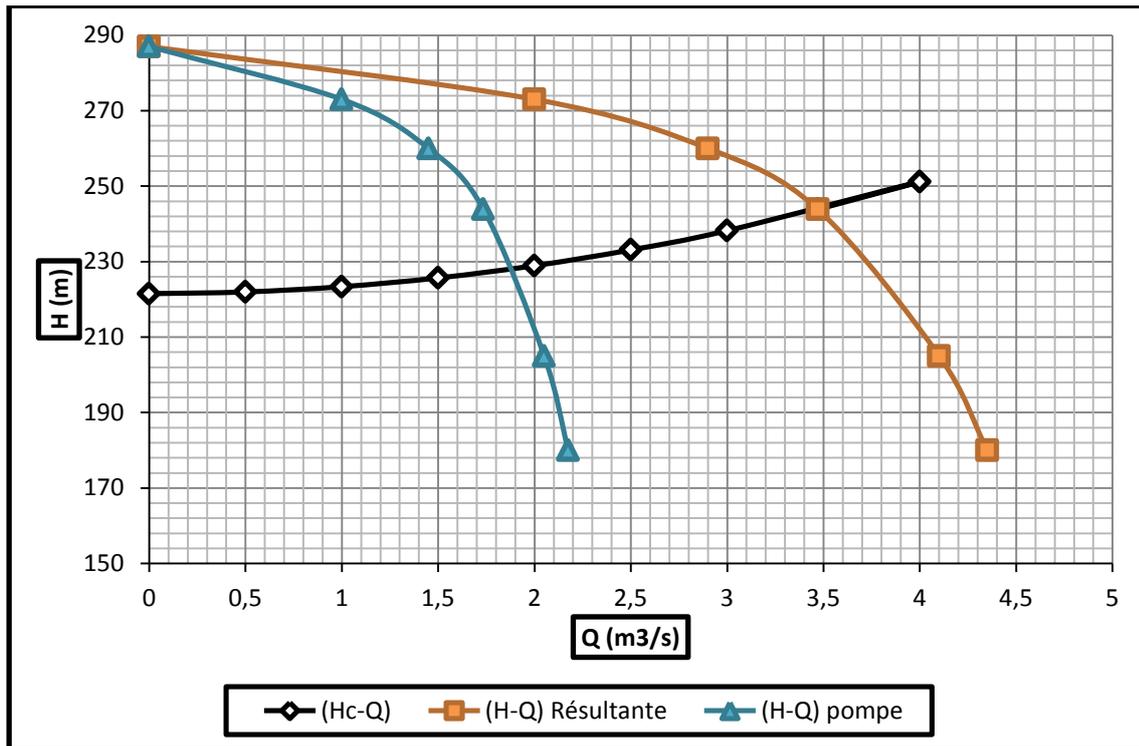


Figure III.3 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_c = 3,47 \text{ m}^3/\text{s} = 12492 \text{ m}^3/\text{h}$.
- $H_c = 243,9 \text{ m}$.

Donc notre station de pompage va comporter 3 pompes identiques dont une de secours.

III.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

Débit pompé > Débit demandé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.
3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
5. Diminution des heures de pompage.

6. Changement complètement du type de la pompe.

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas la, il faut faire soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

NB : si on tombe dans un cas où $Q_p \approx Q_d$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

D'où :

- $Q_c = 3,47 \text{ m}^3/\text{s} = 12492 \text{ m}^3/\text{h}$.
- $H_c = 243,9 \text{ m}$.
- $\eta = 80 \%$.
- $P_{abs} = 3322 \text{ KW}$.
- $N = 3500 \text{ tr}/\text{min}$.
- $(NPSH) r = 18 \text{ m}$

III.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

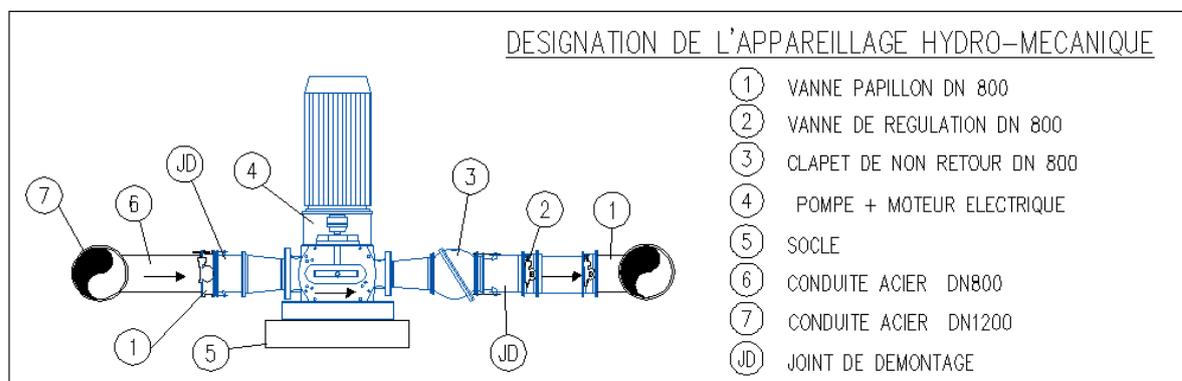


Figure III.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

III.7.1. Équipements en amont de la pompe

➤ conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les

souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

III.7.2. Équipements en aval de la pompe

- divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)

- Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau. Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

III.7. 3. Dimensionnement des équipements des pompes :

- **Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

L_c : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaire seront **$D_a = 1200 \text{ mm}$ $d = 1 \text{ m}$ $L_c = 1,75 \text{ m}$**

Vérification de la vitesse :

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$

En effet on trouve que $V = 1,53 \text{ m/s}$ donc le diamètre 1200 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

- **Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

La pente de la conduite de refoulement < 1/1000 allons de la station de pompage

La distance entre les collecteurs est :

$d_c = 0,7 \text{ m}$ pour $D < 400 \text{ mm}$

$d_c = 1 \text{ m}$ pour $D = (400 - 1000) \text{ mm}$

$d_c=1,5$ m pour $D > 1000$ mm

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.D_r$ (D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d=(3,5 \div 4)(D_r-d_r)$;

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants :

$D_r = 800$ mm $d = 1$ m $L_{dIII} = 1,5$ m

III.8. Calage de la pompe :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d’aspiration en deçus de laquelle il convient toujours de se tenir.

Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être place à une hauteur d’aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. ($NPSH_d > NPSH_r$)

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge c'est-à-dire en guise de supprimeur on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1$$

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.1 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp}$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d’après la figure III.1 égal à 18 m

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l’altitude d’implantation de la station de pompage (voir tableau. III.1)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. III.2.)

Tableau. III.1 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau. III.2 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D’où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 37,5 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.28 \text{ m}$

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24 \text{ m}$

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^B}{D^m} = \frac{0.0179 \times 1.1 \times 349 \times 3,47^2}{2^{5,3}} = 2.10 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1.1 \text{ m/s}$$

Alors :

$$ha^{ad} = 18 + 0.1 - 10.28 + 0.24 + 0.062 + 2.1 = 10.22 \text{ m.}$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\Delta \text{axe de la pompe} = \Delta \text{min} - ha^{ad} + \eta$$

Sachant que le plan minimum du plan d'aspiration est le niveau d'implantation des crépines c'est-à-dire à la côte 45.58 m NGA.

D'où :

$$\Delta \text{axe de la pompe} = 45.58 - 10.22 + 0.1 = 35.46 \text{ m NGA}$$

La pompe dans notre cas de figure fonctionne en guise de supprimeur, donc la station de pompage possède une pression positive de part et d'autre c'est-à-dire que ce soit du côté refoulement ou le côté aspiration, cette pression positive du côté d'aspiration va jouer un rôle crucial dans la protection de la conduite et de la station contre le coup de bélier et la sous pression, car en effet dès que la sous pression survient cette pression est disponible pour éviter l'aspiration des joins

III.9.Moteur d'entraînement :

Dans la généralité des cas, l'entraînement des pompes centrifuges est assuré au moyen d'éolienne, de moteurs thermiques à combustion interne, ou de moteurs électriques.

Si le premier de ces trois moyens ne s'applique qu'à des installations d'ordre très particulier, les deux autres constituent la généralité des cas rencontrés dans la pratique courante.

La pompe centrifuge fonctionne en effet, nous le savons, à une vitesse de rotation correspondant sensiblement à celle de la plus part des moteurs du type thermique ou électrique. Il est donc possible de réaliser ainsi, entre moteur et pompe, l'accouplement direct en bout d'arbre, ou indirecte avec des transformations ou organes démultiplicateurs d'accouplement.

III.9.1.Théorie des moteurs :

1- Moteurs thermiques.

Les moteurs thermiques ne sont généralement employés qu'en cas d'impossibilité d'utiliser l'énergie électrique ou parfois encore, lorsque le groupe motopompe est appelé durant le service à subir de fréquents déplacements.

A noter que la plus part des installations de pompage à service continu sont équipés d'un ou plusieurs moteurs thermiques de secours destinés à parer à une éventuelle défaillance du réseau de distribution alimentant les groupes motopompes.

2- Moteur électrique.

A notre époque, il ne viendrait à personne la tentation de discuter les multiples avantages liés à l'utilisation du moteur électrique par rapport au moteur à combustion interne, et de ce fait l'utilisation de l'énergie électrique dans le cas particulier posé par l'entraînement des pompes centrifuges.

Nul, en effet, ne peut nier l'immense facilité avec laquelle s'opère le démarrage d'un groupe électropompe. Nul ne peut d'avantage constater la réalité de l'économie qui, (s'ajoutée l'élément sécurité), milite en faveur de la commande automatique que permet de réaliser l'utilisation des moteurs électriques.

3- Genre et type des moteurs électriques.

Qu'elle provienne du secteur de distribution publics ou privés, l'énergie électrique nécessaire au moteur se trouve généralement disponible sous forme de courant alternatif. Corrélativement, les moteurs utilisables sur ce genre de distribution sont donc des moteurs synchrones ou asynchrones.

Les moteurs synchrones ne sont généralement utilisés que dans la gamme des fortes puissances.

Dans la gamme des moyennes puissances, on utilise pratiquement le moteur asynchrone, de construction très simple donc particulièrement robuste. C'est le moteur le plus adapté à l'entraînement des pompes centrifuges.

Le type de moteur à adopter doit répondre à un certain nombre d'exigences, elles-mêmes fonction du milieu dans lequel on utilise le groupe. On cite parmi ces exigences :

- la puissance absorbée par la pompe
- la puissance de la pompe (sur l'arbre du moteur)
- disposition de l'arbre de transmission
- vitesse de rotation de la pompe
- type du moteur
- tension d'alimentation du moteur

Les différents types de moteurs spéciaux d'utilisation courante sont :

- Le moteur cuirassé étanche : conçu pour garantir celui-ci des projections d'eau en tous sens;
- Le moteur cuirassé-ventilé-antipluie : utilisé au cas où la machine doit être protégée contre les chutes verticales d'eau ou de corps divers.
- Le moteur étanche construit pour fonctionner totalement en immergé.

4- Tension nominale.

Exprimées en volts, les tensions alternatives sont, sauf indication contraires, indiquées en valeur efficace et mesurées au voltmètre. Tous les moteurs doivent fournir, leurs puissances nominales étant alimentées sous une tension différente, au maximum de $\pm 5\%$ de leurs tensions nominales.

5- Courant ou intensité.

S'exprime en ampère et se mesure à l'ampèremètre. Pour un moteur synchrone, l'indication figurant sur la plaque signalétique représente une valeur correspondant au régime nominal de marche du moteur.

6- Facteur de puissance.

Le facteur de puissance d'un moteur électrique ($\cos\varphi$) est exprimé dans le rapport de la puissance réelle absorbée (ou puissance active) P , mesurée au wattmètre aux bornes de celui-ci, à la puissance apparente UI , produit de la tension de service U et de l'intensité absorbée I (ou intensité apparente), respectivement mesurées en volts et en ampères.

La puissance active P , mesurée au wattmètre, résulte de l'expression classique :

$$P = UI\sqrt{3} \cos\varphi \quad \text{Pour le courant triphasé, d'où} \quad \cos\varphi = \frac{P}{UI\sqrt{3}}$$

Cette expression devient $P = UI\sqrt{2} \cos\varphi$ pour le courant diphasé, et $P = UI \cos\varphi$ pour le courant monophasé.

Pour les moteurs synchrones, la valeur de $\cos\varphi$ doit être normalement égale à 1. Mais pour les moteurs asynchrones, cette valeur croît avec la puissance mais décroît avec le nombre de pôles de la machine.

D'une manière générale, la valeur du $\cos\varphi$ varie avec le régime de fonctionnement du moteur. En régime nominal de marche, la valeur du $\cos\varphi$ ne doit varier que dans les limites admises par la tolérance, soit : $\pm 1/6 (1 - \cos\varphi)$ avec un minimum de 0.02, et un maximum de 0,06.

7- Puissance nominale.

C'est la puissance fournie sur l'arbre, exprimé en kilowatts (kW).

Toute notion de puissance électrique implique, par définition, une étroite relation entre la tension et l'intensité du courant alimentant le moteur.

-Puissance absorbée au démarrage

On définit ainsi le produit de la tension d'alimentation par la valeur la plus élevée du courant durant la période de démarrage. Ainsi que par le facteur tenant compte du nombre de phases en courant alternatif

-Puissance absorbée en régime normal

C'est la puissance active exprimée par la relation : $P = UI\sqrt{3} \cos\varphi$

A puissance donnée P , et pour une tension d'alimentation V constante, l'intensité I absorbée

$$I = \frac{P}{U\sqrt{3} \cos\varphi}$$

sera donc :

La valeur de I sera donc d'autant plus élevée que le facteur de puissance s'éloignera de l'unité (cas d'un moteur travaillant à charge trop réduite) d'où consommation accrue d'énergie.

8- Choix de la puissance du moteur.

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine.

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_c \cdot H_c \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

Q_c : Débit calculé en (m³/s)

H_c : Hauteur manométrique total (m)

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,80)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau.III.3:

Tableau.III.3 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour P >200 Kw ; K=1,05;

$$P_{abs} = \frac{9810.3,47.243,9.1,05}{0,95.1.0,8} = 11470,6KW$$

Donc **P_{abs} moteur = 11470 KW**

Cette puissance est celle de l'ensemble des moteurs donc il faut choisir autant de moteur qu'il y a de pompes c'est-à-dire 2 et donc la puissance de chacun sera P_{abs} /2.

9- Vitesse de rotation.

Exprimées en tours/minute, les vitesses de rotation les plus généralement utilisées à l'entraînement des pompes centrifuges des moteurs synchrones et les vitesses de synchronisme des moteurs asynchrone sont, en principe, les suivantes :

500 - 600 - 740 - 1 000 - 1 500 et 3 000 tr/min.

Etant supposé un moteur à courant alternatif dont le stator compte n paires de pôles, alimenté sous une tension de fréquence f , Sa vitesse de rotation v exprime par la relation :

$$v(t / \text{min}) = \frac{f \times 60}{\eta} \times 0.95$$

Application :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

Donc on prend $N_m = 3500 - 200 = 3300 \text{ tr/mn}$

III.9.2. Choix du moteur électrique :

D'après les calculs on a trouvé que la puissance absorbée par le groupe est de 3322 KW et que la vitesse de rotation $N= 3500$ tr/min, et puisqu'on a deux pompes accouplées en parallèle, automatiquement on aura besoin de deux moteurs.

Les types de moteur électrique étant assez nombreux, pour notre installation le moteur qui convient est le **moteur électrique asynchrone triphasé à refroidissement liquide** de la marque (VA-TECH-ELIN-EBG-Motoren) du Groupe : SIEMENS.

En effet ce moteur a une gamme basse tension de 37 kilowatts à 6000 kilowatts et une vitesse de rotation de 3300 tr/min, donc le choix se porte sur deux de ces moteurs avec une fréquence de 50Hz



Figure. III.5 : Photo représentative du moteur triphasé asynchrone.

III.10. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;

3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

III.10.1. choix du bâtiment :

Tableau.III.4 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m3/s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type Bloc

III.10.2. Partie souterraine :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être places sous le pont roulant.

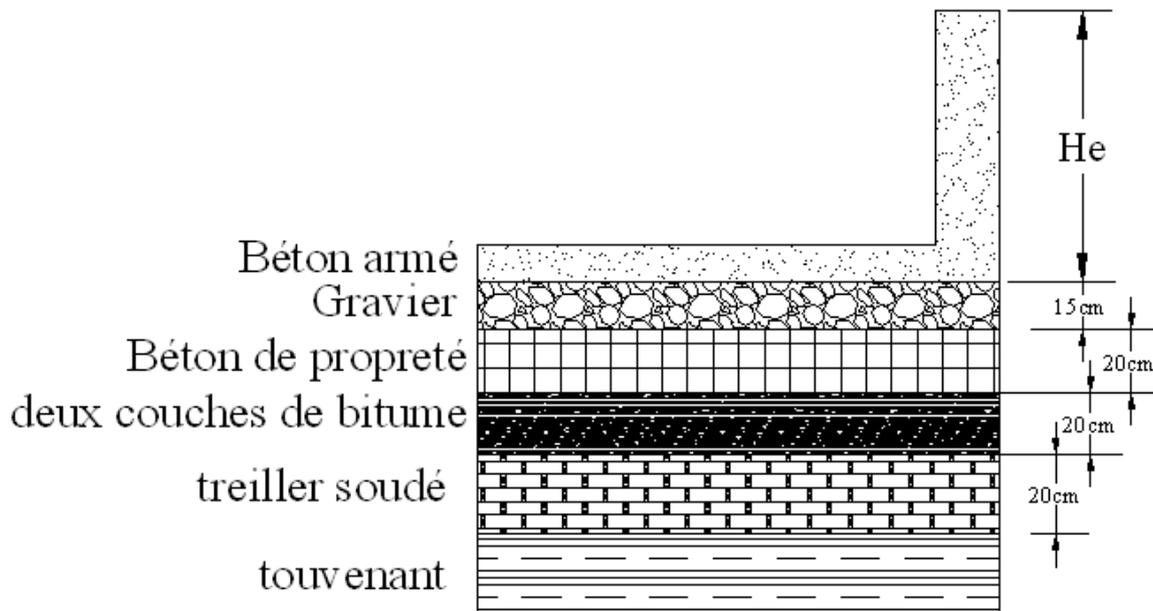


Figure. III.6 : Schéma représentatif de la partie souterraine

III.10.3 Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on va préconiser une station en deux étages, en effet la surface disponible pour la réalisation de la station de pompage étant assez restreinte, donc c'est la solution la plus évidente.

III.10.4. Description du Génie Civil :

La station de pompage a une emprise totale d'environ 920 m². La station principale se divise en deux parties principales mitoyennes et désolidarisée par un joint de dilatation :

- la salle des pompes et le regard technique sur le refoulement général (660 m²) ;
- les locaux techniques et d'exploitation (260 m²).

a) La salle des pompes

Elle se décompose en deux niveaux :

Le premier niveau :

Le premier niveau d'une surface de dimensions intérieures 13.50 m x 35.70 m est une fosse sèche réalisée entièrement en béton armé étanche dans la masse. Cette partie enterrée recevra à l'extérieur un enduit bitumineux et sera ceinturée par un drain.

Le premier niveau se décompose en deux zones :

- la salle des machines reçoit les groupes de pompage et elle est accessible par le pont roulant de 50 tonnes,
- les collecteurs d'aspiration et de refoulement entièrement enrobés dans le béton.

Sur toute cette surface sera réalisé un radier général de 1.00 m d'épaisseur, étanche dans la masse. Dans un des angles du radier sera aménagé un puisard de 2,00 x 1,50 x 1,00 m qui recevra les eaux de drainage et sera équipé de deux pompes 70 m³/h. Sur le radier brut sera réalisé un béton deuxième phase avec forme de pente à 2 %, caniveaux d'évacuation des eaux de fuite et de vidange et caniveaux électriques.

Le radier comportera quatre fosses garnies d'une matière isolante où seront mis en place les massifs des pompes. Ceci afin de ne pas transmettre les vibrations à la structure.

Les massifs des pompes seront réalisés en béton armé – dimensions : 7,15 x 2,15 x 1,45 m.

Les voiles de la fosse sèche sont réalisés en béton armé de 0,40 m de large au-dessus du radier et du béton de blocage des collecteurs. Le voile longitudinal coté refoulement sera renforcé par des contreforts de 1,00 x 0,40 m. Ils recevront les corbeaux supportant les poutrelles du pont roulant de 50 tonnes.

Sous la dalle béton armé du local de commande sera réalisé un plancher technique destiné au passage des câbles électriques et de commande.

Le deuxième niveau :

Le deuxième niveau se décompose en deux zones :

- la salle des machines,
- le local de commande.

Le deuxième niveau de la salle des machines ne comporte qu'un quai de déchargement accessible par camion. L'accès se fera par un rideau métallique motorisé. Un escalier en béton armé permettra au personnel de descendre dans la salle des machines.

Les voiles de la salle des machines au-dessus du 2^{ème} niveau seront réalisés par une structure poteaux et poutres avec remplissage en agglomérés creux. La toiture de la salle des machines sera assurée par une charpente métallique recouverte d'un bardage acier double peau.

Le local de commande repose sur une dalle d'une surface de 22.70 x 2.65 m. Ses murs extérieurs sont réalisés en béton armé, les murs de distribution intérieurs sont en agglomérés pleins de 0,20 m.

Un garde corps séparera la salle des machines du local de commande. Des échelles à crinoline permettront au personnel de descendre dans la salle des machines.

Le local de commande sera couvert par une toiture terrasse.

En sortie de station, sera réalisé un regard technique étanche où seront implantés la vanne de sectionnement, les piquages pour vidange, ballon anti-bélier, soupape anti-bélier etc.

b) Les locaux techniques et d'exploitation :

Ils se décomposent en deux niveaux :

Le premier niveau :

Le premier niveau en forme de L d'une surface de 260 m² est fondé sur des semelles filantes surmontées de longrines.

Un dallage sur terre plein réalisée entièrement en béton armé recevra à l'intérieur après ragréage une peinture.

Dans le local technique sont distribués les locaux suivants :

- un local cellules,
- un local batteries de condensateur,
- un bureau,
- un local sanitaire,
- un local groupe électrogène,
- un hall d'accès,
- un magasin et atelier.

Ses murs extérieurs et intérieurs sont réalisés en agglomérés creux de 0,20 m, à l'exception des murs du local cellule, du local batteries de condensateur et du local groupe électrogène. Ceux-ci sont réalisés en agglomérés pleins de 0,20 m.

Le local technique sera couvert par une toiture terrasse en béton armé qui sera équipés de quatre puits de lumière.

Le deuxième niveau :

Le deuxième niveau du local technique comporte les locaux d'exploitation.

Ces dimensions intérieures sont 11.35x10.00 m. Une dalle en béton armé recevra après ragréage une peinture. L'accès se fera par un escalier en béton armé.

Dans le local d'exploitation sont distribués les locaux suivants :

- un local commande et supervision,
- un hall d'accès,
- un bureau,
- un local sanitaire.

Ses murs extérieurs et intérieurs sont réalisés en agglomérés creux de 0,20 m

Le local d'exploitation sera couvert par une toiture terrasse en béton armé.

III.10.5. Dimensionnement du bâtiment :

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à $h_p = 9,74 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

h_7 : Hauteur de chariot

h_8 : Hauteur profilée

h_9 : Hauteur de sécurité

Donc :

$$H_b = 10.84 + 2.75 + 0.5 + 0.5 + 0.5 = 15.09 \text{ m}$$

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend **$H_b = 18 \text{ m}$**

2- Dimensions du bâtiment :

Puisque notre bâtiment n'as pas une forme rectangulaire classique la méthode du calcul de ces dimensions diffère.

a) Salle des Pompes :**Largeur :**

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + 2s$$

s = épaisseur du mur $s = 50 \text{ cm}$

l_1 : Distance entre les deux murs et les premiers organes

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (15-20) \text{ cm}$.

l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement

$$l = 0.42 + 6.25 + 2.6 + 4.62 + 2 * 0.5$$

$$\text{On prend } l_{\text{b salle des pompes}} = 14.9 \text{ m}$$

Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}}$$

n : nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{\text{pe}} + L_{\text{m}}$;

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 1,2 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3 \text{ m}$.

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

$$\text{A.N : } L_b = 3 * 7.12 + 3 * 1,2 + 10 \text{ } \boxed{} \text{ } L_b = 36.1 \text{ m.}$$

$$\text{On prend } L_{\text{b salle des pompes}} = 36.5 \text{ m}$$

b) Les locaux techniques et d'exploitation :• **Largeur :**

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur serai de : $l = l_{\text{armoire}} + l_{\text{groupe}} + 2s$

$$l = 2.98 + 2.47 + 2 * 0.5$$

On prend

$$l_1 = 6.45\text{m}$$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de 15.50 m afin d'espacer les pièces.

On prend

$$l_2 = 15.50\text{m}$$

- **Longueur :**

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène on préconise une longueur de 23,3m.

On prend

$$L_1 = 23.3\text{m}$$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 11,86 m.

On prend

$$L_2 = 11.86\text{m}$$

Les détails du plan de la station de pompage seront livrés dans les Plans N°7 et 8.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate a cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de 3,47 m³/s sur une hauteur de 243,9 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas ou il y'aura une ou des pannes des pompes.

CHAPITRE

IV

Etude des réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.1. Fonctions des réservoirs :

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

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

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

IV.2. Prescriptions sanitaires :

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs :

✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

➤ **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

- ❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs sur sol, le premier réservoir étant un réservoir de Relais donc de forme circulaire, et le deuxième joue un rôle de régulateur on préconise une forme rectangulaire.

IV.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- Le réservoir tampon doit être implanté de manière à assurer la continuité de l'écoulement vers le barrage de Beni Haroun ainsi que l'écoulement destiné à El Milia sans provoquer pour autant un écrêtement de la conduite par la ligne de charge.
- Le réservoir de régulation (équilibre) doit être implanté à une côte inférieure à celle du réservoir de relais pour permettre l'écoulement en charge gravitaire, et pour ne pas provoquer la mise en charge de la conduite juste à l'aval du réservoir de régulation.

IV.5. Calcul des capacités des réservoirs :

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de $219\,178\text{ m}^3/\text{j}$. Ce débit est refoulé par une unique station de pompage qui est ensuite acheminé vers un réservoir tampon.

La station de pompage est équipée pour un régime de fonctionnement de 18h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

IV.5.1. Réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du bassin d'équilibre (Réservoir de régulation).

- **Estimation de la capacité du réservoir tampon :**

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m³)

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et Soit T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dés l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de m'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

Donc le volume du réservoir est fonction direct du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

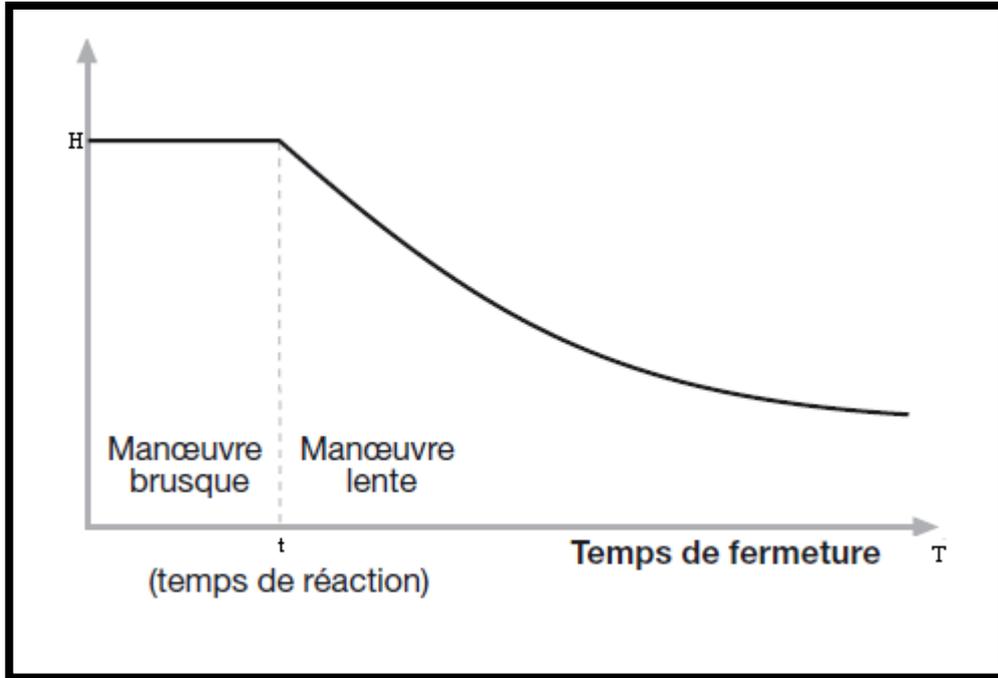


Figure. IV.1 : Lois de manœuvre d'un robinet vanne

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 0,5 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{3,47 \times 3600 \times 0,5}{2} = 3123 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 3123 + 120 = 3243 \text{ m}^3$$

- **Dimensions du réservoir :**

1. Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 6 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 26.23 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 27\text{m}$

2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt[3]{\frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}}$$

On trouve $h = 5.66 \text{ m}$

3. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h+R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.34\text{m}$

Donc $H = 5,66 + 0.34 = 6 \text{ m}$

IV.5.2. Réservoir de régulation :

Il a pour rôle d'assurer la liaison entre l'adduction gravitaire et l'adduction à surface libre, il est préconisé pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction et accroître ça sécurité vis-à-vis des phénomènes transitoires et aussi pour qu'il y ait pas de grande influence entre la partie gravitaire et la partie à surface libre.

On recommande un réservoir posé sur sol de forme rectangulaire et de hauteur modérée pour ne pas mettre en charge la conduite à l'aval de ce dernier, situé en rive gauche du barrage de Beni Haroun, a pour simple fonction de permettre une transition hydrauliquement convenable entre la canalisation en charge en amont et la partie gravitaire en aval. Ses dimensions intérieures sont : $11 \text{ m} \times 2 \times 3,90 \text{ m}$ (L x l x h)

L'entrée et la sortie de la conduite sont en diamètre $2\ 000 \text{ mm}$ avec cône de liaison $2\ 000/1\ 400$.

IV.6.Récapitulation des résultats :

Tableau IV.1 : Récapitulation des résultats

	Forme	Volume (m^3)	Surface (m^2)	Diamètre (m)	Hauteur (m)	V incendie (m^3)
Réservoir Tampon	Circulaire	3243	572.55	27	6	120
Réservoir de régulation	rectangulaire	85,8	22	/	3,9	/

IV.7. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop –plein.
- système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by -pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

IV.7.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.7.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV.7.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV.7.5. Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé

By-pass.

IV.7.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

IV.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.9. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.

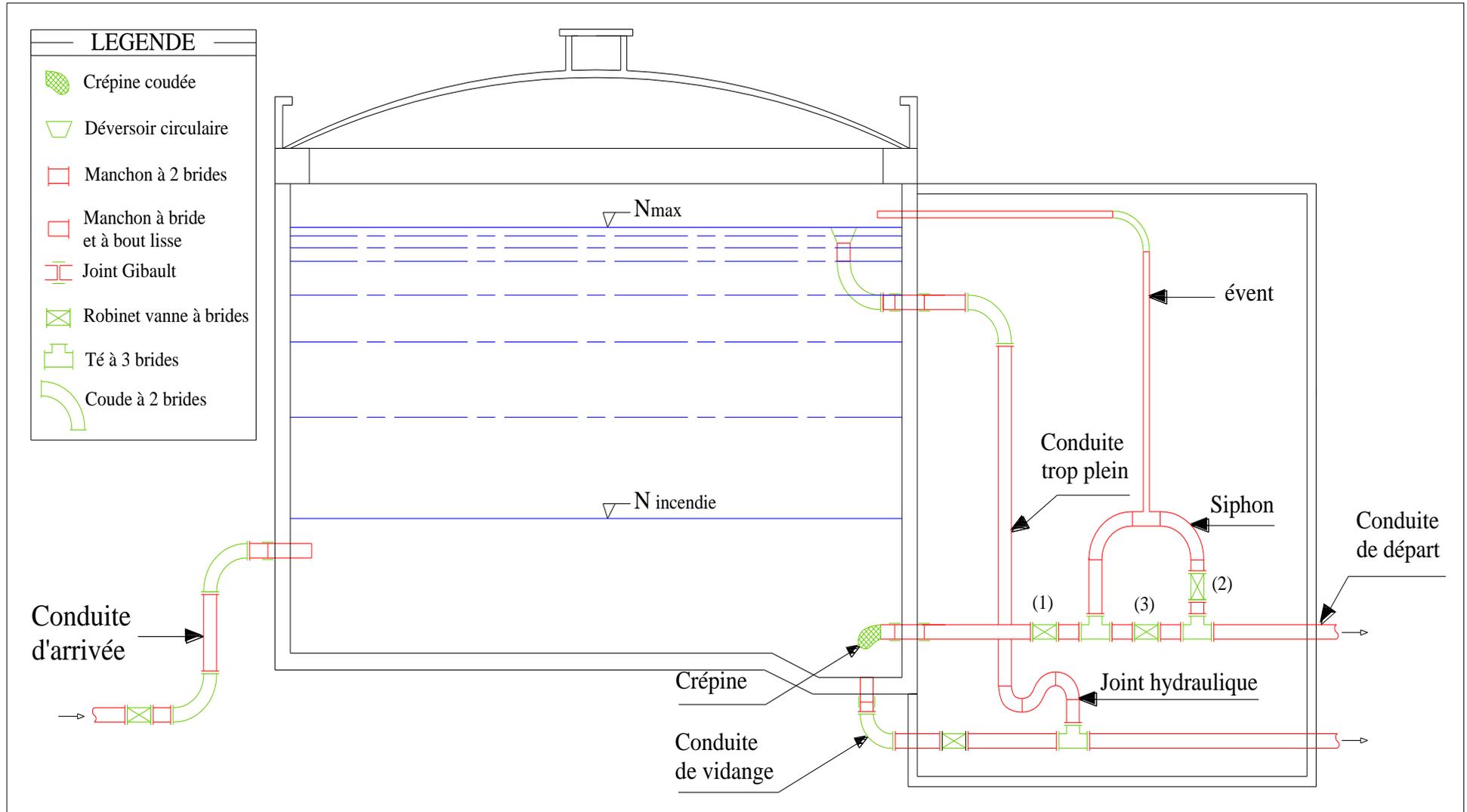


Figure IV.2 : Equipements des réservoirs

IV.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure V. 3).

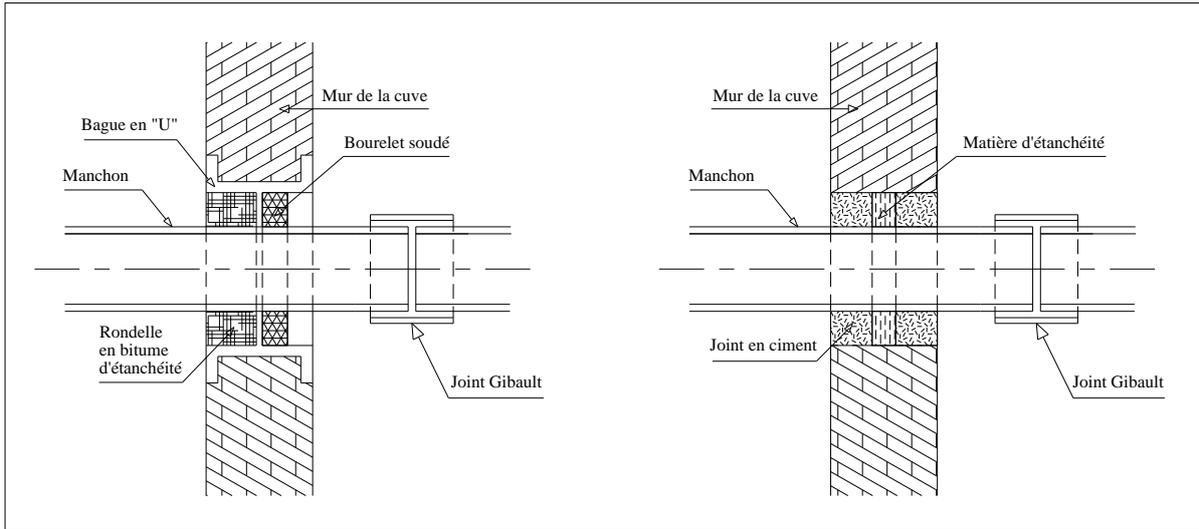


Figure IV.3 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.4).

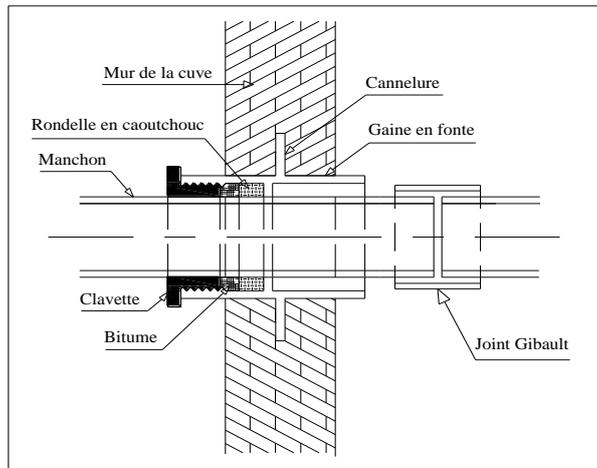


Figure IV.4 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet la réalisation de notre projet de transfert des eaux du barrage de Boussiaba vers le barrage de Béni Haroun nécessite la construction de deux réservoir de natures différentes, la Premier ayant un rôle de relais alors que le deuxième un rôle de régulation.

En effet le réservoir tampon est projeté à une côte de 259 m NGA qui a pour assurer le rôle de relais entre les tronçons refoulement-gravitaire.

Un deuxième réservoir est projeté à une cote de 217 m NGA qui lui aussi à relier deux tronçons de nature différentes ; un gravitaire en charge et l'autre à surface libre, afin d'éviter les propagations des ondes et des irrégularités de l'aval vers l'amont.

CHAPITRE

V

Ouvrage de décharge

Préambule :

Les retenues d'eau alimentées par des débits importants non contrôlables, comme ceux provenant d'une crue, doivent être équipées d'un ouvrage d'évacuation pour permettre une évacuation efficace des eaux excédentaires.

Chaque retenue artificielle constitue une intervention plus ou moins grave sur le régime naturel d'un cours d'eau. Il importe, par conséquent de reconstituer au mieux les conditions de l'écoulement original lorsque des crues entrent dans des retenues pleines, les débits des volumes d'eau considérables doivent être restitués directement à l'aval dans la rivière.

Le lit de la rivière subit des dommages par l'érosion s'il n'est pas protégé. Aussi on peut avoir des problèmes d'affouillement et des inondations dans la zone aval d'un barrage donc la protection de la rivière est indispensable. Il faut prévoir en un endroit bien précis, un ouvrage appelé dissipateur d'énergie. Le but de cette installation est de convertir un écoulement à haute énergie mécanique en un écoulement à faible énergie mécanique. Elle a aussi pour fonction de dissiper le surplus d'énergie en énergie de turbulence.

L'eau évacuée peut être aussi conduite par un coursier et atteint souvent une vitesse très élevée. Ce débit à haute vitesse peut endommager, à cause de l'importante quantité l'énergie cinétique en jeu, le lit naturel de la rivière à l'aval de la retenue. La seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse et de dissiper une partie de l'énergie mécanique est de concevoir un bassin de dissipation d'énergie afin d'obtenir un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière. Plusieurs types de bassin amortisseurs ont été développés en fonction des différentes configurations, des types de barrages formant les retenues, de la topographie et de la géologie du site ainsi que des conditions hydrauliques.

Le choix et la conception des dissipateurs d'énergie dépendent des conditions hydrauliques, topographiques, géologiques, l'exploitation, type de barrage et la côte technico-économique. Plus précisément notre étude se base sur la conception et l'étude des méthodes de dimensionnement du bassin de dissipation d'énergie classique là où le ressaut se forme d'une manière naturelle et le fonctionnement est automatique.

La conception et le dimensionnement d'un bassin de dissipation d'énergie classique influencent directement et de manière importante sur le fonctionnement optimum de la structure. Actuellement, les méthodes de dimensionnement du bassin de dissipation d'énergie classique sont partielles, laborieuses, lentes, indirectes et procèdent par itérations successives, ce qui les rend souvent non adaptés à l'objectif assigné par la réalité du terrain.

Pour atteindre l'objectif visé par cette présente étude, on va donc préconiser dans notre projet l'établissement d'un barrage déversoir muni d'un bassin de dissipation d'énergie.

V.1.Généralité sur les barrages déversoirs : [5]

Un déversoir est une structure construite pour dériver ou évacuer l'eau retenue derrière un vannage ou barrage fixe, dont la hauteur excèderait celle de l'ouvrage ou une certaine limite.

L'utilisation des déversoirs remonte probablement au moins aux premiers grands aménagements hydrauliques de l'antiquité. Au Moyen Âge, l'utilisation croissante des moulins à eau, en complément des moulins à vent impliquait le contrôle des débits, par l'utilisation de vannages, de seuils et de déversoirs pour absorber et étaler d'éventuelles crues brutales.

Un déversoir assure diverses fonctions :

- Envoyer un « trop plein » d'eau vers un « bras de décharge », pour étaler une crue quand le débit en amont provoque une montée d'eau incompatible avec la capacité d'absorption des vannages ou de moulins recevant cette eau.
- Conserver une hauteur minimale d'eau en amont d'un bief (les biefs servaient aussi de réserve d'eau et de poissons nourris par les déchets de meunerie et vers de farines sous les moulins à eau produisant le froment ou d'autres farines). Maintenir en amont du déversoir une hauteur importante d'eau dans la rivière permettait aussi d'utiliser des pierres gélives (moins coûteuses et plus facile à tailler) pour les radiers, les fondations et la partie basse et immergée des maçonneries de berges.
- permettre un débit de fuite, détournant la rivière lorsqu'il faut provisoirement barrer pour l'assécher en aval, afin par exemple d'y faire des travaux (de réfection d'un radier, d'un vannage, d'un mur, ou d'un support de roue à aubes.
- certains déversoirs peuvent être conçus comme échelle à poissons

Les barrages déversoirs font partie de la classe des barrages type fixe rigide, destinés pour la régularisation et de dérivation des eaux de cours d'eau,

Les barrages déversoir peuvent être utilisés pour :

- De nombreux projets de petites centrales hydroélectriques requièrent la construction en amont d'un petit barrage ou d'un barrage-déversoir (un barrage submersible), c'est-à-dire un ouvrage de retenue, ou réservoir, permettant d'assurer un débit d'eau adéquat durant toute l'année. L'eau emmagasinée dans l'ouvrage de retenue est dirigée dans un canal découvert ou dans une conduite forcée (tuyau d'adduction fermé) qui achemine l'eau en aval à une prise d'eau située dans la centrale, à la turbine. À l'intérieur de la centrale, l'aubage de la turbine tourne sous l'impact de la chute de l'eau, entraînant un arbre qui, à son tour, transmet le mouvement à une génératrice électrique.

- Dans certains cas de petits barrages déversoirs sont construits en amont de grands barrages pour les protéger comme ceux qui étaient sur l'oued Sig, connus sous le nom des barrages de Cheurfas.

- Il existe aussi des barrages déversoir de retenue, pour que les eaux soient transférées par un pompage, vers des réservoirs comme celui situé sur l'oued Chiffra (frontière de Wilaya Blida)

- On peut aussi faire des barrages à seuil vanné pour réguler le niveau des eaux, l'eau retenu sera transféré vers un autre barrage, cas d'un barrage où les apports sont conséquents mais la capacité de stockage réduite, donc on fera un transfert soit par gravité (barrage de Hamdania W. de Médea, qui est en cours de construction), vers un site où les capacités de stockage sont satisfaisantes, et les apports réduits, cas du complexe du barrage déversoir à digue fusible de Beni Amrane (W. de Boumerdes)

Ce projet de cours a pour but de dimensionner un barrage déversoir sur assise non rocheuse, ce barrage est un barrage poids, c'est à dire qu'il résiste avec son propre poids. Donc pour arriver à ce but on entame ce travail avec un pré-dimensionnement où on dimensionne les composants standards d'un barrage en plus pour le raccordement du bief aval on dimensionne le dissipateur d'énergie (pour éliminer les effets du ressaut hydraulique) en suite on dimensionne la risberme et la fosse d'affouillement.

V.2. Différents types de Barrage déversoirs. [7]

Le déversoir doit répondre à un compromis entre capacité de stockage de la retenue et capacité d'évacuation, cette dernière étant souvent liée à la sécurité de l'ouvrage. Selon les cas les déversoirs de barrages peuvent être soit libre, soit vannés. Dans le cas d'un déversoir libres, les caractéristiques d'évacuation seront déterminées par ses dimensions et son coefficient de débitance. On peut faire varier le coefficient de débitance d'un déversoir en modifiant la section du déversoir (en cherchant par exemple à s'approcher de section de type Creager), en modifiant les conditions d'approche de l'eau (curage à l'amont), ou en modifiant la géométrie du réservoir (labyrinthe). Dans le cas d'un déversoir vanné, c'est la loi de fonctionnement de la vanne qui régira le fonctionnement du déversoir.

La différence qui existe entre les déversoirs réside dans la forme du dissipateur d'énergie juste à l'aval du déversoir, en effet il existe plusieurs types de dissipateur d'énergie.

V.2.1. Différents types de dissipateurs d'énergie : [7]

Quand les conditions à l'aval du coursier notamment la stabilité du lit, le permettent, d'autres types d'ouvrages de longueur réduite sont envisageables, une disposition souvent utilisée, <<le dissipateur à auge>>, l'extension longitudinale de ce dissipateur est de l'ordre de la hauteur d'eau aval et donc extrêmement courte. Le dissipateur proprement dit est formé par une contre pente au pied du coursier, créant ainsi une auge dans laquelle se produit un rouleau à condition de disposer d'un niveau aval adéquat un deuxième type de dissipateur d'énergie, le saut de ski, présente une géométrie analogue à celle du dissipateur à auge, en ce qui concerne l'ouvrage. Mais le fonctionnement hydraulique est différent ; en dirigeant le jet d'eau à haute vitesse dans l'air. Une partie importante de l'énergie cinétique peut être dissipé par la formation de brume. Finalement, les déflecteurs seront examinés, ils sont caractérisés par un canal amont presque horizontal et une partie courbe à contre-pente qui guide le jet dans l'air.

V.2.1.1. Dissipateur à auge (cuvette de dissipation submergée) : [7]

La figure (V.1) représente un dissipateur à auge situé à l'aval d'un évacuateur de crue. Si la hauteur d'eau aval h_{av} , mesurée à partir de la cuvette de l'auge est supérieure à h_r selon la formule de Bélanger, le dissipateur à auge est noyé, la longueur d'un tel dissipateur considérablement plus faible que celle du ressaut hydraulique sur fond horizontal.

Le dissipateur à auge peut être intégré dans l'ouvrage d'évacuation de crue. Il y a le dissipateur à auge sans et avec dents. Selon (Bradley, J.N et Peterka, A.J., 1957) la deuxième variante est plus favorable en ce qui concerne les aspects essentiels d'un dissipateur ; soit le dissipateur à auge avec dents, et soit R le rayon de courbure de l'auge dans le sens longitudinal ; la largeur d'une dent est $R/8$ et l'espace libre entre les dents est $R/20$ pour qu'il n'existe pas de sous pression inadmissible.

Autour des dents (danger d'érosion de cavitation). Le point le plus bas de l'auge se trouve à $R/20$ au dessus du radier du canal aval. La partie de longueur $R/2$ à l'aval des dents sert à faire jaillir les jets et est nécessaire pour rendre l'écoulement uniforme à la sortie de la structure. La pente finale de l'auge devrait être de 16° .

Le dissipateur à auge peut être réalisé juste à l'aval d'un barrage déversoir en béton.

Description de l'écoulement

Les types d'écoulement autour d'un dissipateur à auge avec seuil denté sont représentés dans la figure (V.2) lorsque la hauteur d'eau t mesurée à partir du fond de la cuvette est faible. L'écoulement est soulevé par l'auge (fig. (V.2 a)).

Il en résulte un jet partiellement libéré du fond qui en retombant crée un affouillement considérable du lit meuble. Ce type d'écoulement peut être comparé à l'écoulement torrentiel à l'aval de dispositifs tel que marches, seuils ou blocs dissipateurs, la hauteur d'eau aval minimal $h_{av\ min}$ pour que l'écoulement soit contrôlé par l'auge le jet disparaît et deux rouleaux se forment, le premier se situe au dessus et le deuxième au dessous de la zone d'écoulement principale.

Les deux rouleaux à contre sens sont à l'origine d'une forte dissipation d'énergie.

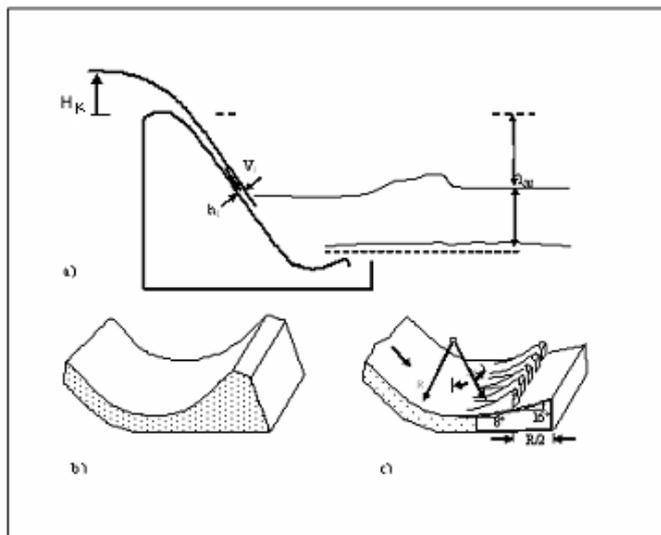


Figure. V.1 : Dissipateur à auge (cuvette de dissipation submergée).

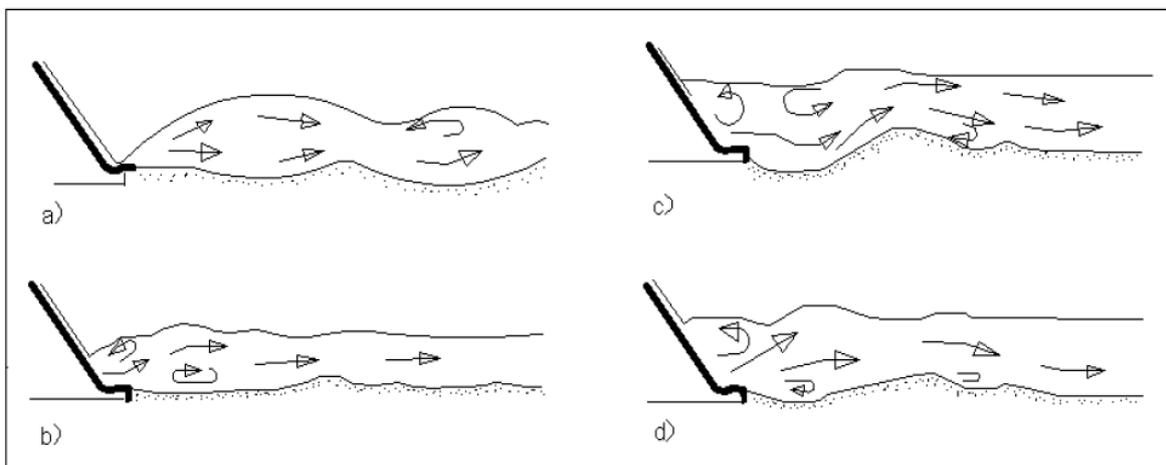


Figure. V.2 : Conditions d'écoulement type autour d'un dissipateur à auge avec seuil denté

V.2.1.2. Les Becs déviateurs ou « sauts de ski » :

C'est un procédé intéressant pour les barrages en béton, le principe consiste à installer en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ de l'ordre de 35° à 45° .

Le jet se désintègre et retombe dans la cuvette à une distance :

$$X = 2C' \left[y + \left(\frac{V'^2}{2g} \right) \right] \sin(2\theta)$$

Avec:

$$c' = 0.9$$

y : tirant d'eau,

V' : vitesse au départ du bec.

Le rayon de courbure du bec doit être au moins 5 fois le tirant d'eau y, Ainsi la zone d'érosion est bien localisée. Pour lui éviter un affouillement trop profond si le sol est fragile, on peut la revêtir avec de gros blocs rocheux.

Ce type de dissipateur est souvent plus économique qu'un bassin à ressaut pour les déversoirs de hauteur importante. Il sera bien adapté si le barrage est fondé sur du rocher car la zone de réception de l'eau sera peu affouillable.

On le préconisera ainsi en particulier sur les ouvrages en béton ou en maçonnerie de plus de cinq mètres de hauteur.

Les effets essentiels d'un saut de ski sont d'éloigner de l'ouvrage un jet d'eau guidé par une auge recourbée vers le haut et de dissiper une partie importante de l'énergie du jet dans l'air.

Le saut de ski se situe soit au pied d'un barrage, soit à une hauteur intermédiaire entre le niveau de la rivière et le couronnement. Le canal amont de l'auge est un coursier à pente considérable, à cause des vitesses d'approche élevées de l'ordre de $V=20$ à 40 m/s le jet sortant de l'auge entraîne un volume d'air important.

Selon la trajectoire parcourue, un jet d'eau avec une faible concentration d'air rejoint le fond (petites distances) ou des gouttes d'eau retombent à terre (longues distances) c'est dans ce deuxième cas que la dissipation d'énergie par formation de gouttes est déjà plus ou moins accomplie dans l'air, donc une protection moyenne du fond à l'endroit de chute est suffisante.

Si par contre le jet reste encore compact, il est nécessaire de bien protéger le fond contre l'érosion pour des cas particuliers en présence de roche solide, l'érosion locale peut être acceptée.

Il dirige le jet d'eau à haute vitesse dans l'air ainsi une partie importante de l'énergie cinétique de l'eau est dissipé par diffusion du jet dans l'air et le reste dans la zone d'impact. Le saut de ski dirige le jet en un endroit d'impact déterminé et il est nécessaire de bien examiner toutes les conséquences de cet impact du point de vue de l'endommagement de la rivière et son lit, il faut aussi tenir compte des effets éventuels sur les ouvrages annexes situés près d'un site de barrage à cause de la présence de brume dans l'air.

Donc il est recommandé de vérifier les caractéristiques d'écoulement par des essais sur modèle réduit.

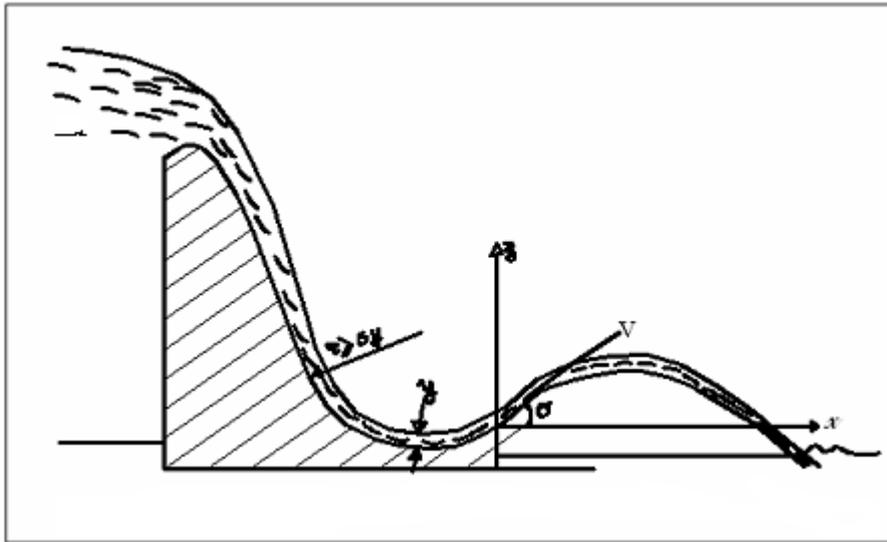


Figure.V.3 : Bec déviateur

V.2.1.3. Auge de déflexion (les déflecteurs) :

Les deux parties essentielles d'un déversoir déversant l'eau dans une galerie sont la crête du déversoir à l'amont et le tunnel à l'aval.

Il y a lieu par contre que l'écoulement dans la conduite soit toujours dénoyé (possibilité d'écoulement avec des sous-pressions dangereuse) par conséquent les vitesses dans la galerie sont élevées et l'écoulement est sensible à la formation d'ondes de chocs dues à des changements locaux de la géométrie de la galerie.

À cause des vitesses élevées à la sortie de telles conduites et du manque de place, une autre variante consiste à projeter de l'eau dans l'air par une auge de déflexion; la dissipation d'énergie ne se fait pas dans l'auge, mais elle est réalisée, partiellement dans l'air et partiellement à la zone d'impact. L'auge de déflexion est caractérisé par un canal amont presque horizontal et une partie courbe à contre pente qui guide le jet dans l'air.

Dimensionnement :

Le profil de la conduite amont de l'auge de déflexion est normalement circulaire, par contre l'auge de déflexion elle même devrait avoir un profil presque rectangulaire.

Une auge de déflexion idéal soit satisfaire les exigences suivantes :

- Drainage simple du tunnel
- Forme simple de l'auge
- Pas de nécessité pour une transition de profils
- Une surface d'impact du jet qui résulte d'une modélisation approprié de l'auge de déflexion.

L'auge de déflexion doit être située plus haut que le niveau maximal de plan d'eau aval. L'axe de l'auge de déflexion est un prolongement du canal amont. La direction longitudinale de l'ouvrage est telle que l'écoulement est guidé vers le centre du cours d'eau aval.

V.2.Généralité sur les bassins de dissipations:

Les différents dissipateurs d'énergie utilisables pour dissiper l'énergie cinétiques de l'écoulement sont généralement :

- Les bassins de dissipation classiques à ressaut.
- Les bassins modifiés (USBR) du type (I, II et III) à ressaut forcé.
- Les bassins SAF.
- Les bassins USCE.
- Les bassins Bhavani et les bassins VNNIG.
- Les bassins de types impact
- Les bassins de plongé (bassin de chute)
- Les becs déviateurs.
- Cuvettes submergées (dissipateurs à auge).
- Les déflecteurs

V.2.1. Les différent type de bassins de dissipation :

V.2.1.1 Bassins de dissipation modifiés USBR type (I, II et III) à ressaut forcé :

- **Bassin de dissipation d'énergie USBR type I**

La conception de ce bassin de dissipation demande obligatoirement des blocs de chute à l'amont du bassin et un seuil terminal à l'extrémité aval de celui-ci Figure (V.1).

Ce Bassin a été développé pour un nombre de Froude F_1 compris entre 2,5 et 4,5 ($2,5 \leq F_1 \leq 4,5$). Dans ce bassin le ressaut hydraulique n'est pas stable et cette instabilité rend le contrôle de l'écoulement difficile. Il y a oscillation du jet entrant dans le bassin de dissipation et chacune d'entre elles produit une vague difficile à amortir avec des surpressions. Dans ce cas, il est important de placer des blocs de chute à l'amont de ce bassin afin d'amortir ces vagues.

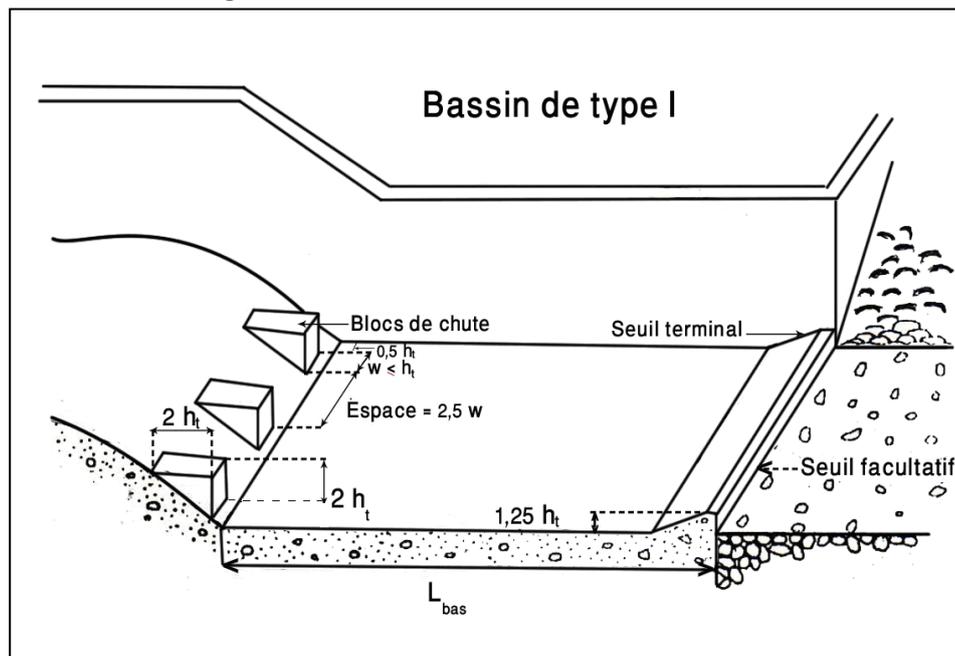


Figure V.4 : Bassin USBR type I

- **Bassin de dissipation d'énergie USBR type II**

Le bassin contient des blocs de chute à l'amont, une rangée de blocs chicane à l'intérieur et un seuil terminal à l'extrémité aval. Le Bassin de dissipation USBR type II a été conçu pour un nombre de Froude ($F_1 > 4,5$), une vitesse de l'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation ($V_1 < 15$ m/s).

Les blocs Chicane peuvent alors être placés dans ce bassin sans risque de dommage de cavitation. Ce bassin est développé pour un débit unitaire entrant dans le bassin de dissipation : ($Q/b < 20$ m²/s) (avec b : largeur de ce bassin).

La réduction de la longueur de ce bassin est principalement accomplie par les blocs Chicane.

Avantage du bassin USBR type II

Il est efficace par rapport au bassin type I et court grâce à l'utilisation des blocs chicane.

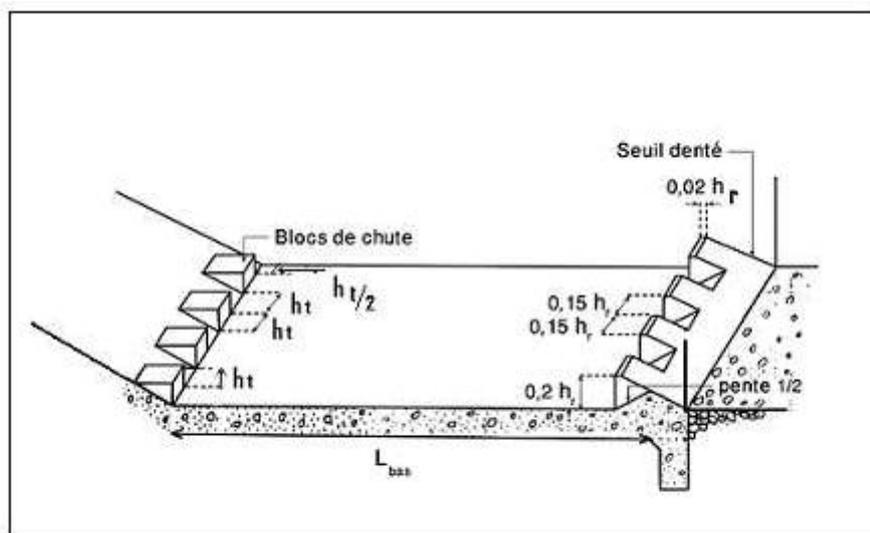


Figure V.5 : Bassin USBR type II

- **Bassin de dissipation d'énergie USBR type III**

Ce Bassin contient des blocs de chute à l'amont et un seuil denté à l'aval (voir figure (V.6)).

A cause des vitesses importantes d'arrivées de l'écoulement qui dépasse 30 m/s et du potentiel de dommages de cavitation, aucun bloc de Chicane n'est assuré au centre du Bassin.

Le Bassin USBR type III a été conçu pour les raisons suivantes:

- a) le nombre de Froude ($F_1 > 4,5$)
- b) La vitesse de l'écoulement entrant dans ce bassin ($V_1 > 15$ m/s)
- c) Le débit unitaire ($20 < (Q/b) < 50$ m²/s)

Avantage du bassin USBR type III

Cet ouvrage est très efficace.

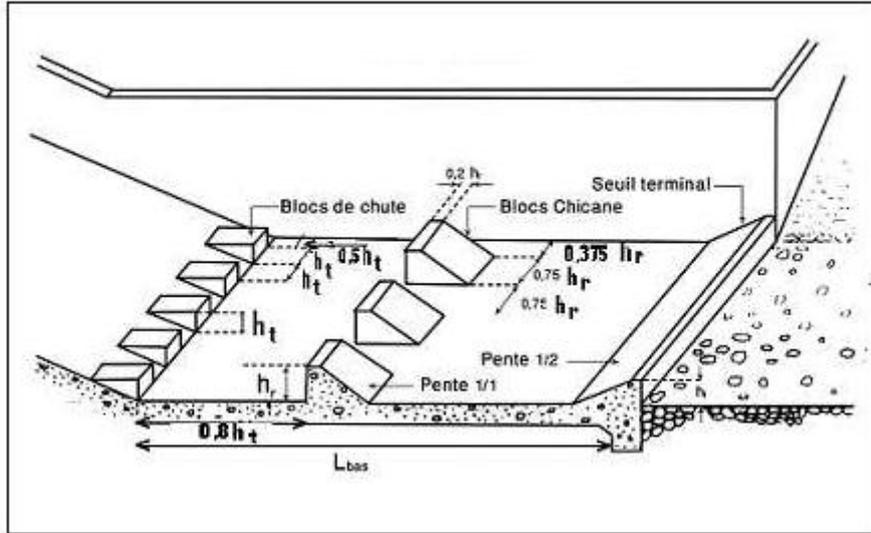


Figure V.6 : Bassin USBR type III

V.2.1.2. Bassin de dissipation d'énergie SAF :

La conception du bassin de dissipation SAF nécessite des blocs de chute à son entrée, une rangée de blocs Chicane à l'intérieur du bassin et un seuil terminal à son extrémité aval.

La dimension de ce bassin a été réduite par l'utilisation des blocs Chicane.

Ce bassin de dissipation a été développé à partir du bassin USBR. Il est identique au bassin de dissipation USBR type II et sa longueur d'origine est :

$$(L_{bass} / h_r) = 3,75$$

Avec :

L_{bas} longueur du bassin de dissipation d'énergie.

h_r : 2^{eme} profondeur conjuguée du ressaut hydraulique.

V.2.1.3. Bassin de dissipation d'énergie type USCE :

La conception du bassin de dissipation USCE exige deux rangées de blocs Chicane à l'intérieur et un seuil terminal à son extrémité aval (figure (V.7)).

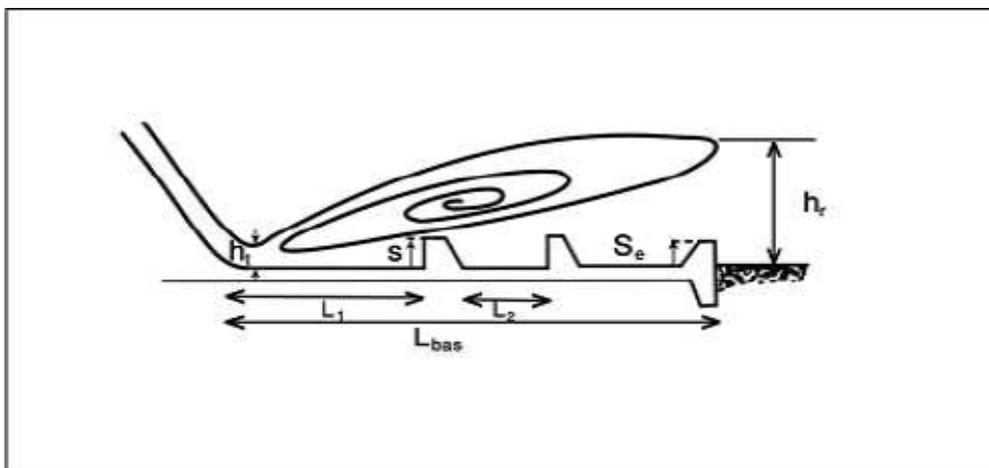


Figure V.7 : Bassin de dissipation USCE.

V.2.1.4. Bassin de dissipation d'énergie type Bhavani :

La conception consiste à placer des blocs modelés en forme de T sur le fond du bassin figure (V.8) .Ceux-ci sont encastrés au seuil. Les particularités attribuées à ce type de bassin sont :

- Le ressaut hydraulique pour toutes les conditions d'écoulement est toujours dans le bassin de dissipation
- La dissipation de l'énergie dans le bassin est relativement complète avec absence d'ébullition.
- Les blocs sont stables dans la conception et ils sont libres de cavitation.
- La conception est économique.

Ce type de bassin est adéquat quand la charge de l'écoulement entrant est supérieure à 35m

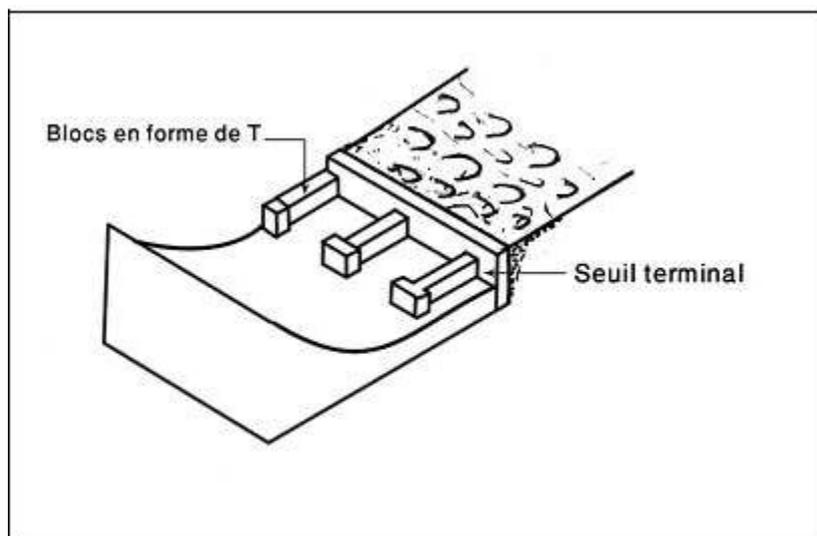


Figure V.8 : Bassin de dissipation Bhavani

V.2.1.5. Bassin de dissipation d'énergie VNNIG :

Il y a quatre types de bassins de dissipation d'énergie type VNNIG. Ces ouvrages devraient être utilisés pour un nombre de Froude F_1 compris entre 2,5 et 10 ($2,5 < F_1 < 10$).

- **Bassin de dissipation d'énergie VNNIG type I**

Le Bassin VNNIG type I est identique à celui de l'USBR type I. Un ressaut hydraulique classique se produit à l'intérieur de ce bassin. La longueur recommandée du bassin est:

$$L_{\text{bassin}} = 7 (h_r - h_t)$$

Avec :

h_t : 1er profondeur conjuguée du ressaut

h_r : 2eme profondeur conjuguée du ressaut

- **Bassin de dissipation d'énergie VNNIG type II**

La conception de ce bassin demande un seuil Chicane placé à une distance de $3h_r$ à partir de l'amont du bassin.

- **Bassin de dissipation d'énergie VNNIG type III**

Vu la conception de ce bassin, il est indispensable de placer une rangée de blocs chicane trapézoïdaux à l'intérieur de celui-ci.

- **Bassin de dissipation VNNIG type IV**

Dans ce genre de conception, il est forcément nécessaire de placer une rangée de blocs Chicane triangulaires à l'intérieur du bassin.

➤ **Les avantages des bassins VNNIG**

- La simplicité dans la conception
- Efficacité

➤ **L'inconvénient des bassins VNNIG**

- Les structures sont longues.

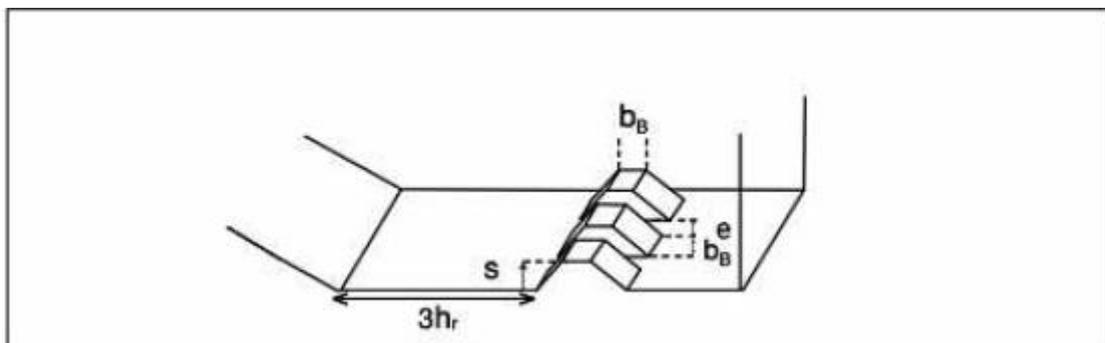


Figure V.9 : Bassin de dissipation VNNIG type III

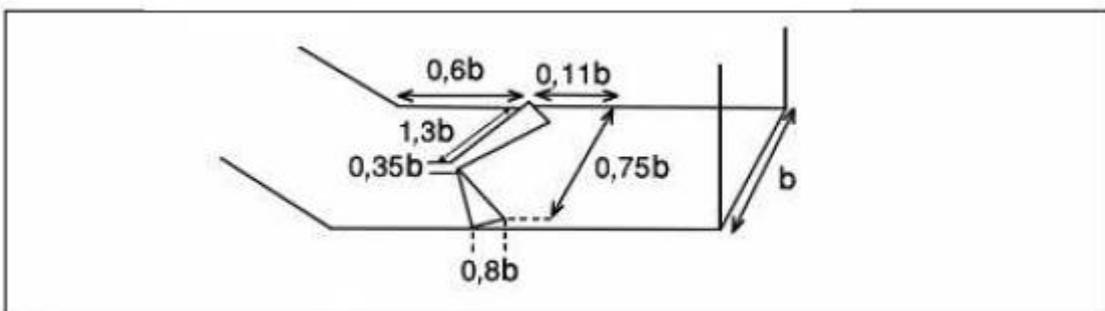


Figure V.10 : Bassin de dissipation VNNIG type IV

Les bassins VNNIG ont vraiment besoin de hauts murs sur les côtés, une action importante de pression dynamique se produit à l'intérieur du bassin de dissipation, en plus il y a un Entraînement d'air fort dans l'écoulement.

Souvent on réalise les bassins de dissipation d'énergie USBR type (I, II et III), SAF, USCE, Bhavani et VNNIG dans le cas des barrages en béton en tenant compte des conditions suivantes : hydraulique, topographique et économique.

V.2.1.6 Bassin de type impact :

Dans ce type de bassin, la dissipation est réalisée par le choc du jet incident sur un écran vertical qui est en général une poutre traversant le bassin, le jet réfléchi vers l'arrière, heurte le jet incident et crée des tourbillons qui absorbent l'énergie cinétique de l'eau.

Ce type d'ouvrage est extrêmement efficace, ils sont plutôt réservés à la dissipation d'énergie de l'écoulement à la sortie d'une conduite en charge, mais ils pourront équiper certains évacuateurs; il peut être utilisé aussi bien au débouché d'une canalisation qu'en bas d'un coursier.

Le bas de l'écran doit être situé au même niveau que le radier du coursier (ou que la génératrice inférieure de la conduite).

Remarque :

Étant donné les effets subis sur l'écran il faudra prévoir son armature en conséquence. On limitera l'emploi du bassin de type impact à des vitesses V inférieure à 10 m/s. Une partie de l'énergie de l'eau restant à dissiper à la sortie de l'ouvrage,

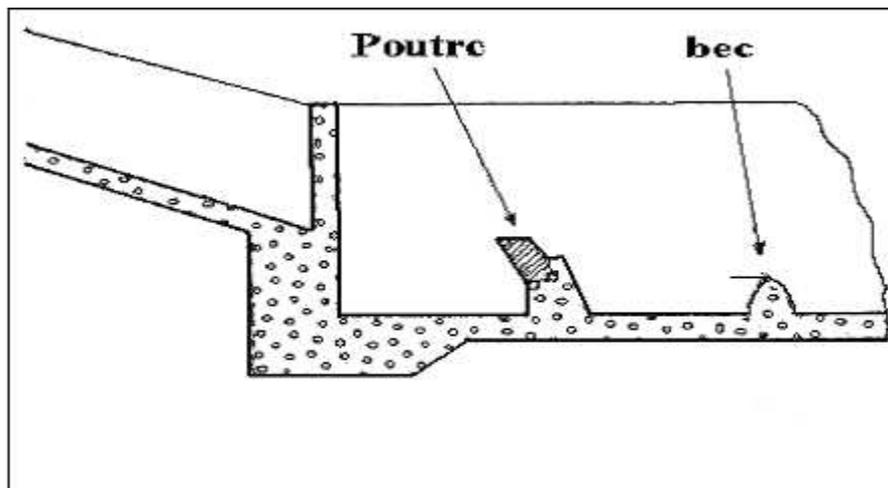


Figure V.11 : Bassin de type impact

V.2.1.7 Bassin de type plongé (ou bassin de chute) :

Pour les barrages de petites hauteurs, il est souvent économique de ne pas faire un coursier et déverser directement dans un bassin de plongée qui est un excellent dissipateur.

Le principe du bassin de chute est de dissiper l'énergie en la faisant absorber par un matelas d'eau suffisamment épais.

La chute d'une nappe déversante dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie. Sous l'effet de la chute, le fond de la cuvette a tendance à s'affouiller, au lieu de mettre de coûteuses surépaisseurs de béton, il est préférable d'avoir un matelas d'eau de profondeur suffisante pour qu'il n'y ait pas affouillement. La profondeur de la fosse qui se forme dans le fond d'un bassin de réception naturel sous l'effet d'une nappe d'eau tombant à peu près verticalement dépend :

- de la hauteur de chute.

- du niveau aval.
- de la concentration ou débit

Mais elle ne dépend pas à long terme de la nature du fond au moins pour les forts débits.

Remarque :

Ce type de bassin est bien adapté à de petits ouvrages utilisés par exemple dans le cas de déversoir en béton armé à contreforts de faible hauteur.

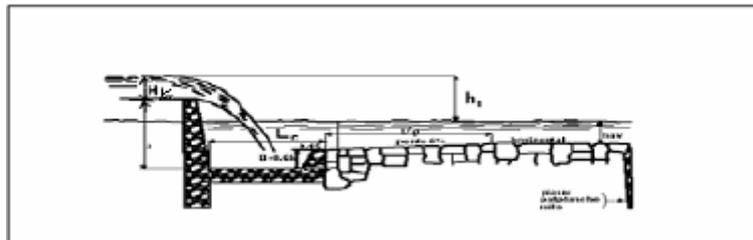


Figure V.12 : Bassin de type plongé

V.2.1.8 Bassins de dissipation d'énergie modifiée à ressaut forcé :

Dans un bassin de dissipation d'énergie prismatique et horizontal, si le ressaut hydraulique n'apparaît pas, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse, de dissiper l'énergie mécanique, d'obtenir par des moyens appropriés un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière, est l'utilisation des bassins modifiés à ressaut forcé.

Ces bassins doivent imposer la formation d'un ressaut hydraulique en un endroit bien défini connu sous le nom de ressaut forcé. Ce dernier est caractérisé par une efficacité maximale et une longueur minimale sans provoquer d'effets indésirables dans le lit non protégé de la rivière. On obtient un ressaut forcé dans un bassin de dissipation en mettant des dispositifs dans ce dernier tel que, seuil transversal ou blocs dissipateurs ou en réalisant des marches positives ou négatives cas des canaux ou en faisant un élargissement latéral du bassin de dissipation d'énergie

On obtient un bassin amortisseur raccourci, en faisant augmenter sa rugosité à cet effet, on place des blocs chicanes dissipateurs dans le bassin de dissipation mais si ces blocs chicanes sont placés trop à l'amont du bassin, elles risquent d'être inefficace.

Si $F_1 > 5$ les blocs seuls ne sont plus capables de provoquer un ressaut hydraulique.

L'utilisation des blocs chicanes se limite à des faibles valeurs de nombres de Froude ($F_1 < 5$)

Si $F_1 > 5$ l'utilisation des seuils transversaux est plus favorable du point de vue de la compacité et de l'efficacité.

L'augmentation de l'efficacité du ressaut hydraulique (par rapport à la dissipation d'énergie mécanique de l'écoulement dans le cas d'un ressaut hydraulique normal) est souvent atteinte par seuils transversaux à l'intérieur du bassin amortisseur ou par l'élargissement latéral du bassin.

L'amélioration de la stabilité du ressaut hydraulique se fait normalement par des seuils terminaux situés à l'extrémité aval du bassin amortisseur. Le volume minimal du dissipateur est obtenu en posant des blocs chicanes dissipateur ou des seuils transversaux à l'intérieur du bassin de dissipation d'énergie.

Tableau .V.1. Résultats généraux sur des dissipateurs d'énergie [7]

Type dissipateur	Hauteur de la charge à l'entrée du dissipateur	Avantages	Inconvénients
A ressaut	$H < 10, 10 < H < 30$	-Formation d'un ressaut Hydraulique naturel -Simplicité dans la conception -La sécurité au fonctionnement	-Longue structure -Affouillement -Erosion
Avec des accessoires D'amortissement	$10 < H < 30$	-Absence de pulvérisation -compacité de la structure -Stabilité du ressaut	-Dommages dus à la cavitation
Avec jets	$30 < H < 50$	-Pas de risque au pied du barrage	-Pulvérisation

V.3. Calcul de l'ouvrage hydrotechnique :

Dans la conception d'un ouvrage hydrotechnique, il faut se baser sur les données existante, telle que le plan topographique ainsi que les données concernant l'hydrologie du site et les niveaux d'eau dans la retenue.

En effet, le déversoir type Creager va être placé directement à l'aval de la conduite de transfert qui, dans son dernier tronçon est en écoulement à surface libre.

Le débouché de la conduite en provenance de Bassin d'équilibre dans la retenue de Beni Haroun se fait sur une plateforme naturelle à la cote 173 NGA.

En général, l'eau transférée sera rejetée directement dans les eaux de la retenue de Beni Haroun dont la tranche utile est comprise entre 172,7 à 200 NGA, Toutefois, un petit bassin de dissipation est prévu pour les cas où l'eau de la retenue est à une cote inférieure à 173 NGA.

La mise en place de cet ouvrage, ainsi que la partie aval de la conduite, suppose que la retenue de BENI HAROUN soit abaissée à sa cote minimale utile 172,7 NGA.

Donc on place notre déversoir sur la côte de 172,7 m NGA, ainsi on va étudier le cas le plus défavorable, qui est quand la retenue est assez vide donc l'arrivée des eaux risque de créer des turbulences et risque d'éroder le lit de la cuvette du barrage, mais cela dit quand la retenue est pleine on n'a pas ce problème car la conduite d'arrivée du transfert sera submergée par les eaux du barrage.

1. La détermination de la charge déversante :

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type CREAGER-OFITSEROV.

Pour un écoulement à surface par-dessus un déversoir le débit est :

$$Q = \varepsilon \times m \times \sigma_s \times B \times \sqrt{2g} \times H_{01}^{3/2}$$

Avec : B : la largeur du déversoir

m: coefficient du débit m = 0,49

ε : Coefficient de contraction latérale $\varepsilon = 1$

σ_s : coefficient de submersion du déversoir $\sigma_s = 1$

Contrairement à un déversoir régulateur classique qui épouse les rives de la rivière ou de l'Oued, Notre ouvrage sera aménagé spécialement avec des parois en béton afin d'éviter de le raccorder avec les rives ou bien avec le terrain naturel. En effet le choix c'est porter sur cette variante afin de minimiser le coût et la quantité de béton à mettre en place, et afin d'avoir une charge déversante modérée et acceptable.

Donc on passe au calcul de la charge déversante :

$$H_{01} = \left(\frac{Q}{\varepsilon \times m \times \sigma_s \times B \times \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

Pour une largeur de déversoirs B= 3 m on calcul la charge déversante :

$$H_{01} = \left(\frac{2,9}{0,49 \times 4 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{2/3} = 0,48 \text{ m}$$

2. Dimensionnement des éléments du déversoir :

- Dimensionnement de l'avant radier :

Les dimensions de l'avant radier pour un barrage déversoir.

- Longueur :

$$lar = (1 - 3) \Delta H$$

Avec H : Différence max des deux biefs amont et aval

$\Delta H = H$ déversante + hauteur de Pelle du déversoir

$$lar = (1-3) \Delta H = 1 \times 3,58 = 3,58 \text{ m}$$

Lar = 3,58 m

- Epaisseurs:

D'après le pré dimensionnement établi lors de l'étude de l'infiltration sous L'ouvrage, on aura :

$$t_{ar1}=0,75 \qquad t_{ar1}=0,75.$$

$$t_{ar2}= 0,75+ 0,05.H=0,75+ 0,05.3,58=0,93 \text{ m.} \qquad t_{ar2}=0,93 \text{ m.}$$

• Dimensionnement du radier :

- Longueur:

$$Lr = (1.25 -2.5) H$$

$$\Rightarrow Lr = 2,09 \times H = 1,25 \times 3,58 = 7,5 \text{ m}$$

$$Lr = 4,475 \text{ m}$$

- Epaisseurs:

Selon notre charge on choisit l'épaisseur du radier, comme la charge est assez importante on prend

$$tr_1 = (0.25-0,3)H_1 = 0.25 \cdot 3,58 = 0,9 \text{ m} \qquad tr_1 = 0,9 \text{ m}$$

$$tr_2 = (0,13-0,15) H_1 = 0,15 \times 3,58 = 0,537 \text{ m} \qquad tr_2 = 0,54 \text{ m}$$

$$Sp = (0,02-0,05) L = 0,02 (7,16+7,5) = 0,3 \text{ m.} \qquad Sp = 0,3 \text{ m}$$

$$S1 = tr_1 = 0,9 \text{ m.} \qquad S1 = 0,9 \text{ m.}$$

$$S2 = tr_2 = 0,537 \text{ m.} \qquad S2 = 0,537 \text{ m.}$$

- **Vérification de la condition de BLIGH :**

La condition de Bligh est : $Lr.c.d > Lth$

Avec: $Lth = C \times H$

$$H = H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}}$$

Notre sol est constitué d'alluvions donc on choisit le coefficient C de Bligh C=3

Donc : $Lth = 3 \times 3,58 = 10,74 \text{ m}$

Et $Lr.c.d = 11,09 \text{ m}$ donc $Lr.c.d > Lth$

La règle de Bligh est vérifiée.

3. Vérification de la charge déversante :

Notre déversoir est à seuil libre c'est-à-dire qu'on n'a pas besoin de laisser une largeur qu'on laisse habituellement aux devoirs à seuils vannés.

P : la hauteur du seuil ou dite hauteur de pelle en m

$$P = N_{\text{amont}} - \Delta C_f - H_{01}$$

Avec ; N_{amont} : Niveau amont

ΔC_f : côte de la fondation.

$\Rightarrow N_{\text{amont}} = 175,58 \text{ m NGA}$ et $\Delta C_f = 172 \text{ m NGA}$

$$P_1 = 175,58 - 172 - 0,48 = 3,1 \text{ m}$$

$$P_1 = 3,1 \text{ m}$$

$$S/H_{01} = 0/0,48 = 0$$

$$S/H_{01} = 0 < 2$$

$$P_1/H_{01} = 3,1/0,48 = 6,46$$

$$P_1/H_{01} = 6,46 > 0,5$$

On voit bien que la condition est vérifiée. Donc on procède à la correction du coefficient de débit par la formule de Bérézinski :

$$m = 0,36 + 0,1 \times \frac{2,5 - \frac{S}{H_{01}}}{2 + \frac{2S}{H_{01}}}$$

Donc on applique et on trouve que :

$$m = 0,36 + 0,1 \times \frac{2,5 - \frac{0}{0,48}}{2 + \frac{0}{0,48}} = 0,485$$

D'où on recalcule la charge déversante après la correction du coefficient du débit :

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\varepsilon \times m \times \sigma_s \times B \times \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

Sachant que notre déversoir est dépourvu de Pile et donc il n'existe aucune contraction alors le coefficient de contraction $\varepsilon = 1$, et le calcul du déversoir est fait pour le cas le plus défavorable c'est-à-dire que la retenue est au niveau 172 m NGA donc le coefficient de submersion sera lui aussi égale à 1 $\sigma_s = 1$.

$$H_0 = \left(\frac{2,9}{0,485 \times 4 \times \sqrt{2 \times 9,18}} \right)^{2/3} = 0,484 \text{ m}$$

Donc on constate une évolution de la charge au dessus du déversoir et passe désormais au calcul de la lame d'eau écoulée :

$$H = H_{01} - \alpha V^2/2g$$

Avec : α : coefficient de non- répartition des vitesses

H : la charge sur le seuil en m

Il reste à déterminer la vitesse d'approche V depuis la formule $V=Q/S_{\text{amont}}$

La section amont de l'écoulement égale la largeur du déversoir (en retirant l'encastrement) fois la hauteur total de l'eau :

$$V = \frac{Q}{B \times (N_{\text{Amont}} - Cf)}$$

$$V = \frac{2,9}{4(173,58 - 172)} = 0,2 \text{ m/s}$$

$$V = 0,2 \text{ m/s}$$

$$H = 0,484 - \frac{(0,2)^2}{2 \times 9,81} = 2,67 \text{ m}$$

$$H = 0,482 \text{ m}$$

La cote du seuil déversoir sera égale :

$$\Delta Cs = Cf + P$$

$$\text{D'où : } \Delta Cs = 172 + 3,1 = 175,1 \text{ m NGA}$$

On détermine la hauteur de la pelle et le rayon de la doucine qui se raccorde au bassin de dissipation, le tableau suivant nous donne les valeurs de p

P(m)	Charge $H = H_{o1} - \alpha V^2/2g$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3

$$\text{On a : } P = 3,1 < 10$$

$$H = 0,482 \text{ m}$$

Donc on prend le rayon de la doucine égale à la petite valeur présente dans le tableau c'est-à-dire $R=3\text{m}$.

4. Tracé du profil du déversoir : [7]

La géométrie de ligne inférieure de la nappe libre c'est elle qui exprime généralement la forme d'un barrage déversoir, cette ligne se manifeste dans les déversoirs à parois minces, **SCIMENI**, **GREAGER** et **OFETESEROV** sont des chercheurs qui ont développé plusieurs profils et retrouvant en fin l'équation du profil du déversoir :

$$y/H = 0,5 (x/h)^{1,85} \quad \text{ou} \quad y/H = 0,47(x/h)^{1,80}$$

m doit être compris entre 0,45 et 0,50

Calcul des coordonnées du barrage déversoir et la lame d'eau déversant pour $H=0,482m$

Soit un déversoir vertical, à mince paroi, arasé en A [annexe. IV.1] . L'écoulement par dessus le déversoir s'effectue à nappe librement aérée, passant par l'arête A du déversoir. Le long du profil de la lame déversante, correspondant au profil limite, la pression est égale à la pression atmosphérique. Si l'on remplissait de béton l'espace situé sous cette lame, nous obtiendrions un barrage-déversoir à seuil épais dont le coursier épouserait exactement la forme du profil inférieur de la nappe libre. La pression correspondrait également à la pression atmosphérique le long du barrage-déversoir obtenu, ce qui revient à conclure que la nappe n'exerce aucune pression sur le coursier.

WILLIAM PITCHER CREAGER (1878-1953) en 1929 a publié, sur cette base, ses travaux établis sur un barrage-déversoir type fonctionnant sous une charge $H = 1$ m et dont les coordonnées x et z du profil, rapportées au parement amont, sont regroupées dans [annexe.VI.1].

Donc le Calcul des coordonnées du barrage déversoir et la lame d'eau pour :

Tableau.V.2 : Critères du profil Creager

Profil du déversoir		Surface libre
$\frac{X}{H}$	$\frac{Z}{H}$	$\frac{Z'}{H}$
0	0,126	-0,831
0,1	0,036	-0,803
0,2	0,007	-0,772
0,3	0	-0,74
0,4	0,007	-0,702
0,6	0,06	-0,62
0,8	0,147	-0,511
1	0,256	-0,38
1,2	0,393	-0,219
1,4	0,565	-0,03
1,7	0,873	0,305
2	1,235	0,693
2,5	1,96	1,5
3	2,824	2,5
3,5	3,818	3,66

Il suffit de multiplier ces valeurs par H pour obtenir les coordonnées de chaque point du déversoir et de la ligne d'eau.

Tableau.V.3 : Coordonnées des points du profil Creager et de la ligne d'eau

X(m)	Z(m)	Z'(m)
0	0	-0,35668
0,0482	0,003374	-0,338364
0,1446	0,02892	-0,29884
0,241	0,070854	-0,246302
0,3374	0,123392	-0,18316
0,4338	0,189426	-0,105558
0,5302	0,27233	-0,01446
0,6748	0,420786	0,14701
0,8194	0,59527	0,334026
1,0604	0,94472	0,723
1,3014	1,361168	1,205
1,5424	1,840276	1,76412

Ces résultats sont illustrés graphiquement sur la figure.V.13 :

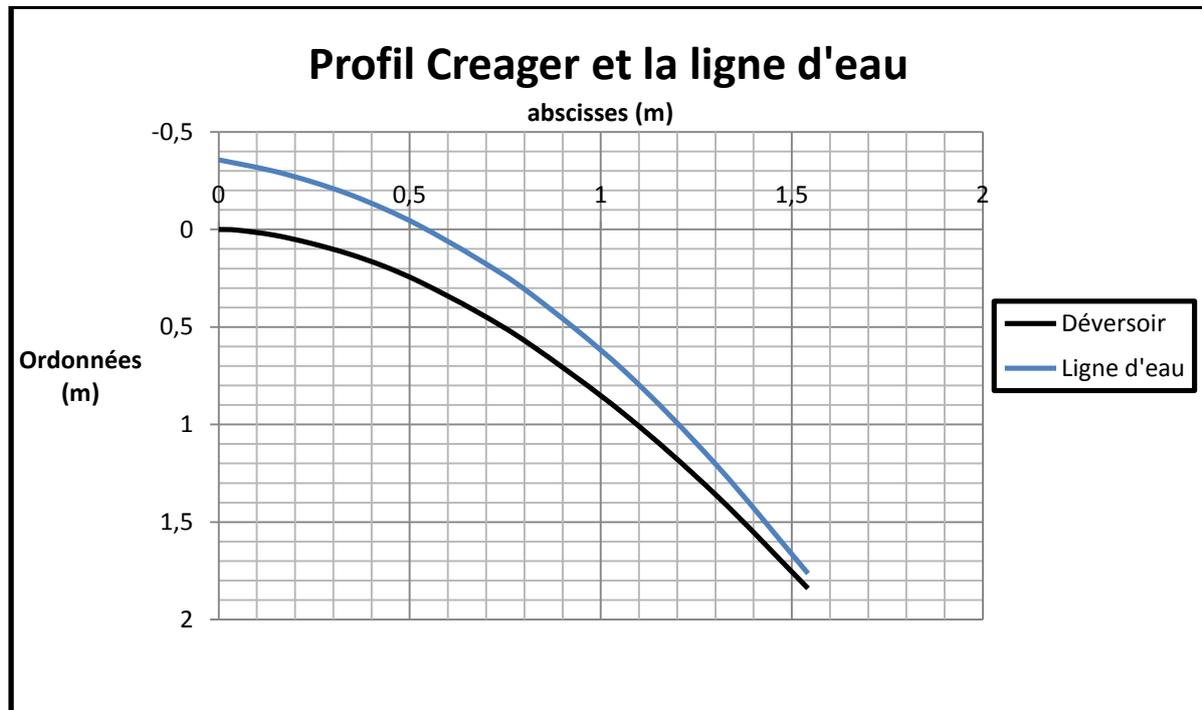


Figure. V.13 : Schéma du tracé du profil du déversoir et de la ligne d'eau

Le raccordement entre le parement amont et la crête à une forme courbe constituée d'un arc de cercle. Le rayon de l'arc de cercle et la distance entre de l'extrémité d'arc à l'axe de la crête sont : $r = 0,5H_0$ et $d = 0,28 H_0$ (Source US bureau of Reclamation) la figure.IV.2 montre ces raccordements.

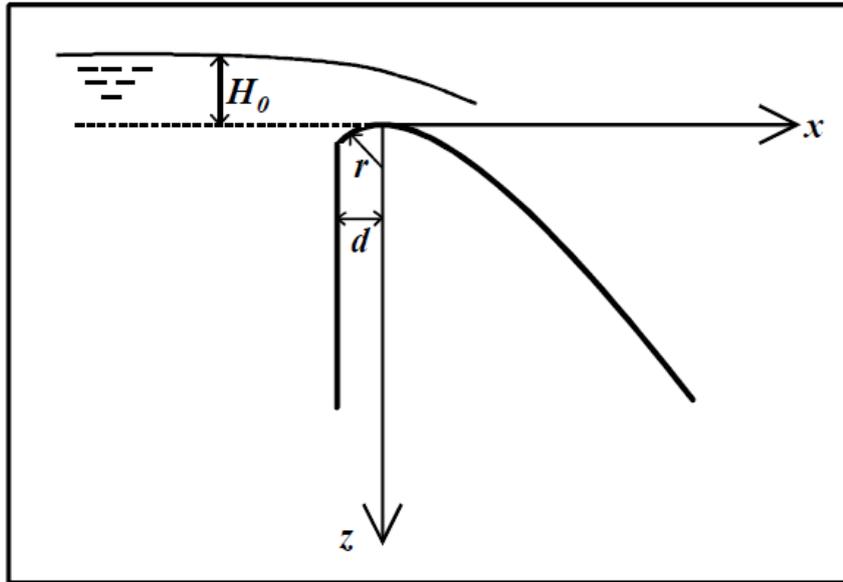


Figure. V.14 : Schéma profil Creager et ses raccordements

5. Ouvrage de raccordement du Bief Aval

Introduction

Dans le cas d'un ressaut éloigné (la 2^{ème} profondeur conjuguée du ressaut supérieure à la profondeur d'eau aval), $h_r > h_{av}$, l'écoulement torrentiel continue son mouvement sur une longueur appelé longueur d'éloignement, sur cette longueur la vitesse de l'écoulement peut atteindre de grandes valeurs dans ce cas il faut consolider ce tronçon afin d'éviter les affouillements, mais cette solution n'est pas toujours justifiée du point de vue économique.

Dans ce cas on utilise un bassin d'amortissement approfondie ou une paroi d'amortissement ou bien un bassin combiné pour que le ressaut se forme dans les limites du bassin et l'énergie se dissipe au sein du ressaut.

Le calcul hydraulique d'un bassin d'amortissement se ramène à la détermination de ses paramètres (profondeur et longueur).

- Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

- Calcul des paramètres du bassin de dissipation selon la méthode USBR :

Suivant la méthode USBR « The United States Bureau Of Réclamation »

le ressaut est fonction du nombre de FROUDE : $F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$

La valeur théorique de la vitesse d'entrée est déterminée par l'équation de BERNOULLI :

$$V_1^2 = 2g (Z + H_a - h_1)$$

Z: est la distance séparant le niveau de la retenue et le niveau du pied aval

H_a : est la hauteur capable de la vitesse d'approche de l'écoulement

h_1 : est la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage déversoir

Le calcul de la vitesse d'entrée sera moyennant l'abaque qui est délivrée en [Annexe. V.2].

a. Type du bassin de dissipation :

La vitesse réelle d'entrée au bassin de dissipation est déterminée d'après le graphe dans l'annexe. VI.2.

Avec : $Z = \text{Niveau amont} - \text{cote fondation aval} = 4,082\text{m} = 13.39\text{ ft}$

$H = 0,482\text{ m} = 1.58\text{ ft}$

D'où par interpolation on tire la vitesse :

$V = 8.01\text{ m/s}$

$V = 8.01\text{ m/s}$

Selon l'équation de continuité on détermine la hauteur d'entrée : $Q = V S = V B h$

D'où $h = 0,1\text{ m}$

On calcul le nombre de Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \times h}}$$

$$Fr = \frac{8,01}{\sqrt{9,81 \times 0,1}} = 8,09$$

$Fr > 4.5$ donc on a un ressaut stable et de (50-70)% de l'énergie est dissipée

Et $V = 26,3\text{ ft/s} < 60\text{ft/s}$ donc le bassin choisi est le bassin type III représenté dans la Figure VI.6.

Pour le dimensionnement de cet Ouvrage on va se baser sur l'équation de Belanger

$$\text{établi : } \frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1)$$

On va utiliser l'abaque établie par les ingénieurs USBR voir annexe. V.3

Donc on a : $F_r = 8,09$, d'après l'abaque on tire le rapport : $\frac{d_2}{d_1} = 11$

On détermine la profondeur du bassin :

$d_2 = 1,1\text{m}$

b) longueur du bassin de dissipation :

A partir de 3^{ème} graphe :

$$L_1/d_2 = 2,65 \Rightarrow L_1 = 2,915\text{ m}$$

On arrondi

$L_1 = 3\text{ m}$

c) **dimensionnement des blocs de chute :**

Leurs dimensions sont en fonction de d_1 , de largeur : $w_1 = d_1$
Et de hauteur : $h_1 = d_1$; et l'espace entre les blocs de chute est: $S_1 = d_1$

D'où:

$$W_1 = 0.1 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.1 \text{ m}$$

$$S_1 = 0.1 \text{ m}$$

d) **dimensionnement des chicanes :**

Calcul en fonction des rapports : $\frac{h_3}{d_1}$ et $\frac{h_4}{d_1}$ tirer à partir du 2^{ème} graphe selon le nombre de FROUDE, donc on trouve que $\frac{h_3}{d_1} = 2$, et $\frac{h_4}{d_1} = 1,5$ ce qui donne :

$$h_3 = 0,2 \text{ m}$$

$$h_4 = 0.15 \text{ m}$$

Le largeur du seuil des chicanes égale à : $0.2 h_3 = 0.2 \times 0,2 = 0.04 \text{ m}$
l'espacement et leur largeur égale à : $0.75 h_3 = 0.75 \times 0.15 = 0.12 \text{ m}$

e) **dimensionnement du déflecteur :**

La hauteur de déflecteur égale à : $h_4 = 0.15 \text{ m}$,

Et le largeur du seuil égale à: $0.02d_2 = 0.02 \times 1,1 = 0.022 \text{ m}$ et prend 0,03

Le raccordement sera directement relié à la retenue sans passer par une fosse d'affouillement ou de risberme.

Les détails du dimensionnement seront livrés dans le plan du déversoir. Et le schéma synoptique suivant illustre les détails du bassin de dissipation

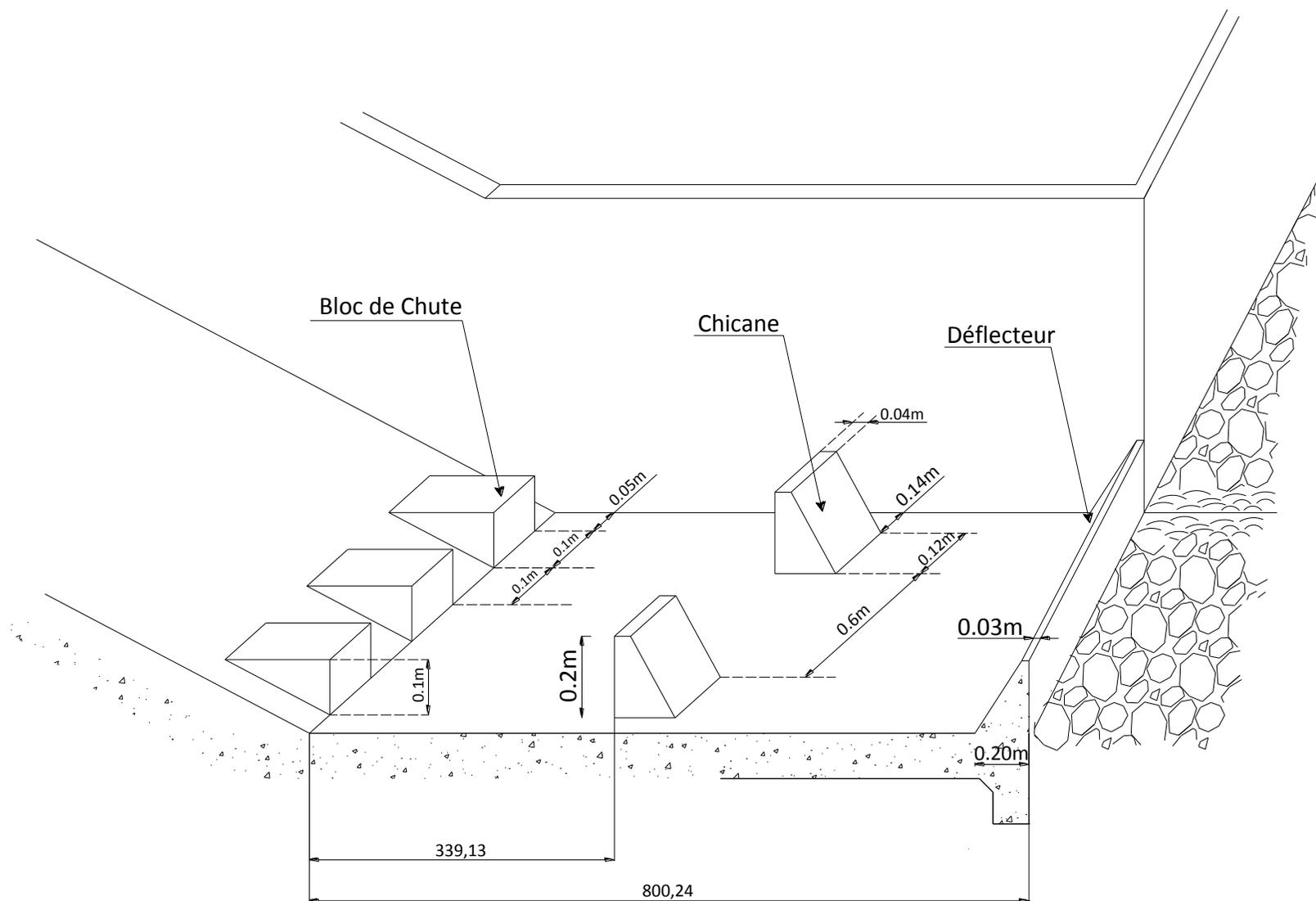


Figure. V. 15 : Schéma synoptique illustrant les dimensions des éléments du bassin de dissipation

Conclusion :

Le bassin de dissipation d'énergie joue un rôle très important pour la sécurité du barrage et de la protection de l'environnement contre les inondations, les phénomènes d'érosion et d'affouillement à l'aval de l'ouvrage.

Il permet de dissiper l'énergie potentielle créée par le barrage après le passage de la crue extrême sur le déversoir, et de régulariser de manière naturelle et avec une grande sécurité le déversement ou l'élévation du plan d'eau sur la crête du déversoir et permet aussi de réduire la vitesse de l'écoulement à l'aval d'un barrage.

La fiabilité d'un bassin de dissipation est fonction de sa conception, de l'information hydrologique utilisée et de son dimensionnement pour avoir un fonctionnement optimal et assurer la sécurité à l'exploitation du barrage.

Dans notre étude le déversoir et son bassin de dissipation jouent un rôle important dans la protection de l'environnement et la longévité du projet et bien évidemment la sécurité de la retenue de Beni-Haroun et sa préservation du phénomène de l'envasement.

CHAPITRE

VI

Protection de l'adduction

Introduction:

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection de l'adduction contre la corrosion : [4]**1. Définition de la corrosion :**

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

2. Application de la protection cathodique :

En complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, sera mise en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation. Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, une blessure éventuelle et accidentelle du revêtement extérieur et d'y remédier.

La protection sera de type par soutirage de courant (courant imposé). Pour ce faire, un générateur sera mis en place dans chaque tronçon ; la continuité électrique devra être assurée sur l'ensemble de la canalisation.

Des mesures devront être réalisées périodiquement à partir des regards des ventouses vidange, ainsi que le raccord isolant d'extrémité. Lorsque la canalisation n'est pas accessible sur une distance de plus de 500 m ou en extrémité de conduites, une prise de potentiel sera prévue.

Les mesures réalisées sur la conductivité des sols nous permettront de définir les caractéristiques précises de la protection.

L'efficacité de la protection nécessitera la mise en place de joints diélectriques à chaque discontinuité : station de pompage, barrage, piquages, pour AEP et vidanges.

En effet dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine

mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

VI.2. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire : [4]

1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

3. Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

4. Description des phénomènes physiques :

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

On peut analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure.VI.1, peut être décrit en quatre phases.

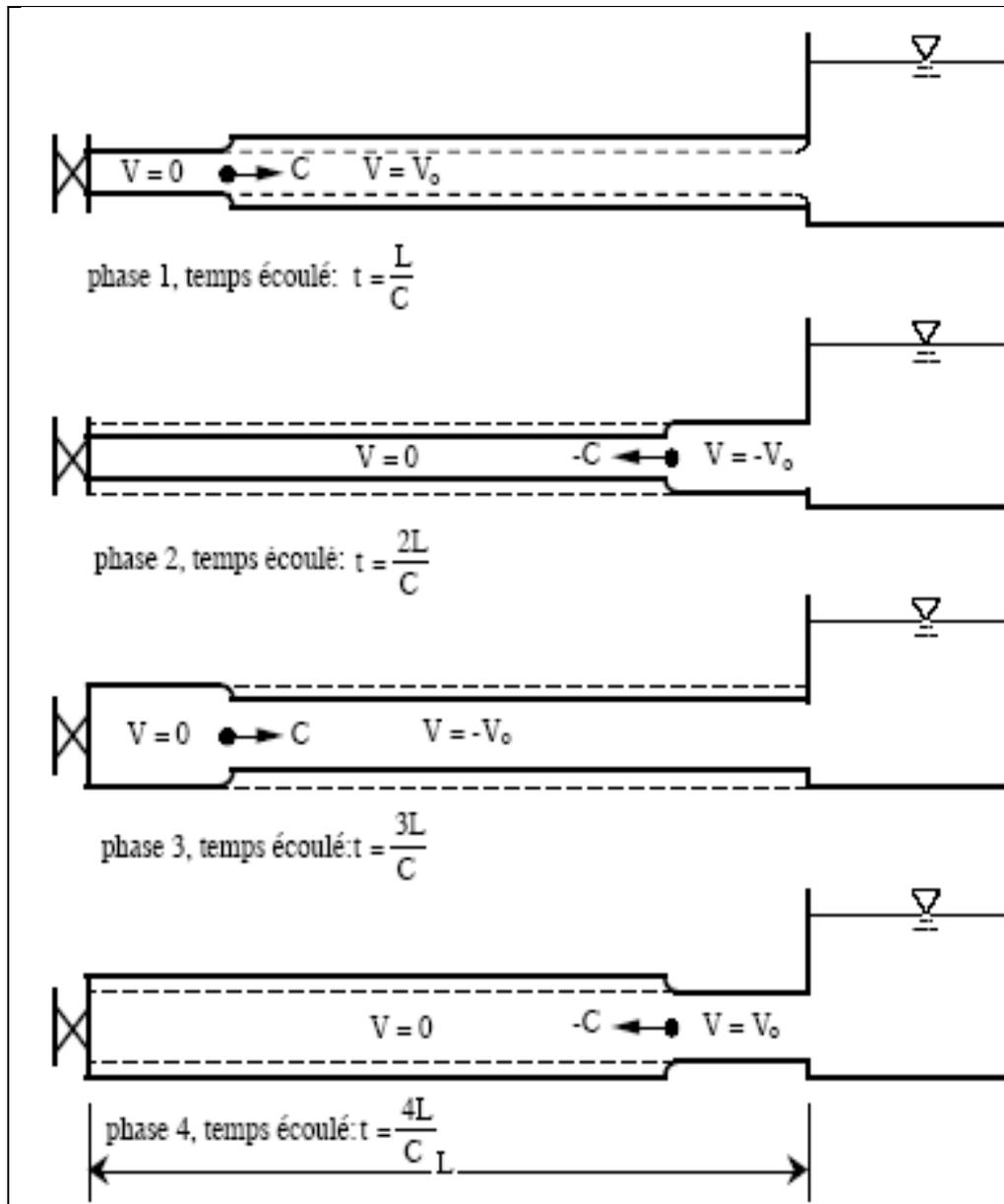


Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.

- 1) Au temps, $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur ' L ', sur la célérité de l'onde de déformation ' C '
- 2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en

compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse V_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4,1, et 2.

Dans l'exemple précédent, nous avons considéré que le fluide était parfaitement élastique quel que soit son état de contrainte, compression ou tension. Cependant, en situation réelle, un liquide se rompt en tension. Pour l'eau, une dépression d'environ -10,25 m d'eau entraîne cette rupture. Il se crée alors une cavité de vide ou presque puisqu'il y subsiste une pression de vapeur saturante.

Dans un cas concret, les conséquences de cette rupture sont nombreuses et importantes. Dans le cas que nous avons examiné précédemment, si on admet que cette rupture survient au moment de la fermeture de la vanne et à proximité de celle-ci, le comportement du système sera radicalement différent. Lors de la phase 1 (fig. VI-2), la colonne d'eau n'est plus retenue que par la cavité de vide et elle s'éloignera avec une vitesse initiale V_0 . Puis, dans une deuxième phase, la pression négative de la cavité créera une force de rappel constante qui ralentira la colonne d'eau. Une analyse par modèle mathématique simple permet de constater que cette force de rappel finira par inverser la vitesse de la colonne d'eau et que cette dernière viendra refermer avec une vitesse proche de V_0 la cavité. L'impact, en général assez violent, générera une onde de surpression qui se propagera comme dans les phases 3 et 4 du cas précédent pour recommencer, si la dépression est suffisante par un autre cycle initié par une rupture. Il est important de souligner ici que les étapes 1 et 2 ne se déroulent plus sur des périodes réglées par la célérité de l'onde de pression mais plutôt par des vitesses de l'ordre de celle de l'écoulement initial.

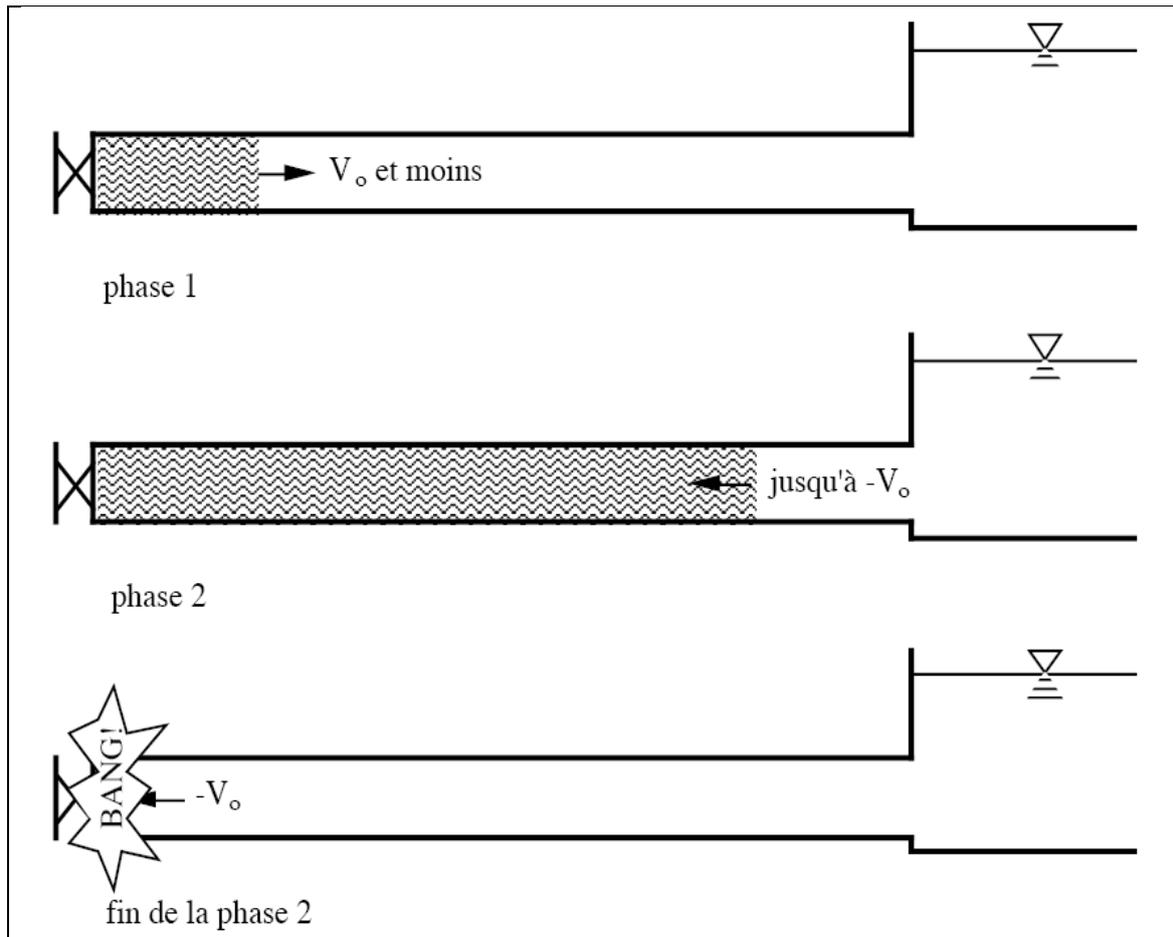


Figure VI.2 : Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.

Ces deux exemples expliquent les bases des comportements physiques dont on devra considérer les conséquences dans l'analyse d'une station de refoulement d'eau.

5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c. Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

6. Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

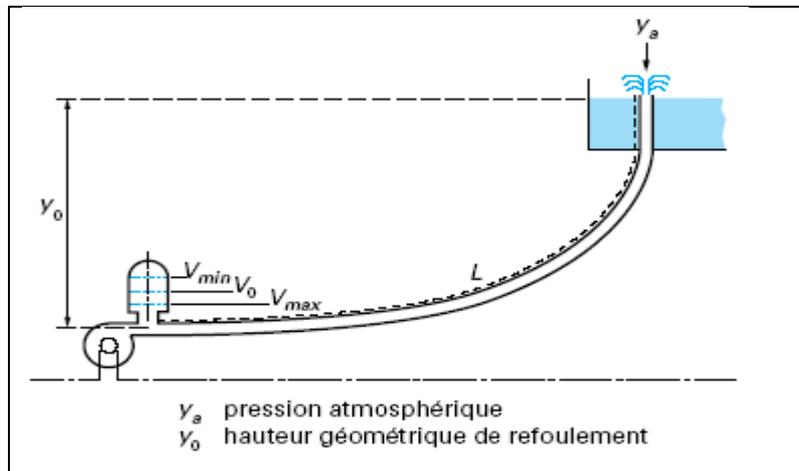


Figure VI.3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✓ Méthode de Vuibert :

La méthode de Vuibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

✓ **Méthode de Bergeron :**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vuibert

Application de la méthode de Vuibert :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta H$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - \Delta H$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 2,25 m/s.

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par **Mr. SALAH. B** donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ Pa pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ Pa pour le PVC.

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Application numérique : on trouve pour des conduites en aciers une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de $C = 1049,39$ m/s.

$$D'où : \Delta H = \pm \frac{1049,39 \times 2,25}{9,81} = 240,69 \text{ m}$$

Donc on aura :

- $H_s = 221,5 + 240,69 = 462,19 \text{ m}$
- $H_d = 221,5 - 240,69 = -19,19 \text{ m}$

Principe de la méthode de Vuibert :

- Z_0 : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : $Z_0 = H_g + 10$
 H_g : étant la hauteur géométrique [m].

- U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

L : longueur de la canalisation (m)

S : section de la conduite (m²)

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + \frac{CV_0}{g} = 221,5 + 240,69 = 462,19 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 231,5 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 462,19 + 10 = 472,19 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,258 \text{ d'où : } \frac{h_0}{Z_0} = 1,11 \times 10^{-3}$$

A partir de l'abaque de Vuibert on obtient :

- $\frac{U_0}{LS} = 0,0055$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS \times 0,0055 = \frac{\pi 1,4^2}{4} \times 7323 \times 0,0055 = 62 \text{ m}^3$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \text{ D'où } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$\text{Donc : } U_{\max} = \frac{62}{0,57} = 108,77 \text{ m}^3$$

Et U_{\max} : volume du réservoir d'air.

La valeur retrouvée représente un grand volume d'air d'où une capacité importante du réservoir d'air, ces résultats sont logique car les pompes utilisées fournissent une Hmt considérable et une protection adéquate est indispensable.

Les réservoirs sont de type horizontal cylindrique, munis de fond bombé et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé, dont l'épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement.

Le volume des réservoirs anti-bélier a été pré-dimensionné à 109 m³ soit deux ballons de 54,5 m³, afin d'avoir un minimum d'encombrement.

Recommandations :

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier. Le nombre de soupapes sera déterminé au stade des études d'exécution en fonction du débit évacué par soupape et du débit de l'onde de retour. En première approche, le débit à évacuer est de l'ordre du débit nominal de l'installation.

A l'amont de chaque soupape sera mise en place une vanne de sectionnement avec possibilité de verrouillage mécanique en position 100 % ouverte ou 100 % fermée. Ces vannes seront équipées de deux contacts fins de course. Ces contacts seront raccordés à l'automatisme de la station qui bloquera le fonctionnement si plus d'une vanne n'est pas ouverte à 100%.

7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Dans le chapitre V intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de **Mr. SALAH. B** on a avait obtenu Que $C = 1049,39$ m/s.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

Il s'agit là d'une adduction constituée de plusieurs tronçons en série, d'où des vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i}$$

On trouve $V = 1,52$ m/s

Et donc :

$$b = \frac{CV_0}{g} = 163,04 \text{ m}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = Hg + b = 33 + 163,04 = 196,04 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots \dots \dots (\text{VI.2})$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN: } t_r = \frac{2 \times 22407}{1049,39} = 42,70 \text{ s}$$

On remarque que l'onde prend un temps important pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire. $L= 22407$ m.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,5 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : $b= 3,86$ m

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VI.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction:

Le dimensionnement mécanique de l'adduction est la détermination des épaisseurs des conduites le long de l'adduction, ces épaisseurs ont une importance primordiale dans la protection de l'adduction et dans sa longévité.

En effet pour la détermination des épaisseurs requises on se base sur la loi de tube.

$$\sigma_{admi} = \frac{PMF \times r}{e}$$

e : épaisseur de la conduite.

r : Le rayon intérieur de la conduite.

σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation.

PMF : C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de bélier : il s'agit la plus part du temps d'une marge de pression que le concepteur se donne pour dimensionner la protection anti-bélier de l'installation.

PMS : étant la pression maximale de service.

Pour notre cas on a deux tronçons distincts avec chacun une épaisseur à avoir pour résister à l'effet du phénomène transitoire, on a un tronçon gravitaire et l'autre en refoulement, et afin de choisir la PMS on se refaire à la ligne de charge établies sur les profils en long.

Mais pour la suite de l'étude on prendra les valeurs de la PMF de chacun des tronçons appart :

- **Conduite refoulement :**

Le point qui est soumis à la plus grande pression est le plus proche à l'aval de la station de pompage, en effet si on formation du phénomène transitoire

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g} = 221,5 + 240,69 = 462.19 \text{ m}$$

Donc on va appliquer la loi de tube pour cette valeur de pression et on calcul l'épaisseur pour une contrainte admissible de 800 MPa (acier à moyenne résistance).

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{4,6219 \times 0,7}{600} = 5,39 \times 10^{-3}m$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 5,5 mm pour la conduite de refoulement.

- **Conduite Gravitaire :**

Si on se base sur l'épure de pression que nous donne un système gravitaire en cas de coup de Bélier ; alors automatiquement la pression maximal devrais se trouver à l'aval de l'adduction, mais dans notre cas en observant le profil en long de l'adduction gravitaire et la ligne de charge (Voir Annexe.VI.1) on s'aperçoit qu'il ya un siphonage et puis la pression dans cette partie est supérieure à celle de l'aval dans le cas de l'établissement du phénomène transitoire.

On retrouve une valeur de pression de 217 m.c.e dans le cas d'écoulement permanent, en effet ce point étant un point bas qui désigne le premier franchissement de l'Oued El Kebir, il se trouve à une distance de 2761m du réservoir Tampon.

L'épure de la surcharge établie est sous forme triangulaire d'origine du réservoir tampon, mais puisque le point bas et le réservoir sont proche on néglige la valeur du coup de bélier et on calcul l'épaisseur minimale requise.

Donc :

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{2,17 \times 0,8}{600} = 2,89 \times 10^{-3}m$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 3 mm pour les conduites gravitaires.

VI.4. Pose de canalisation : [8]

- **Principe de pose de canalisations :**

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

- **Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décante en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durée 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

- **Pose de canalisation dans un mauvais terrain :**

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VI.4).

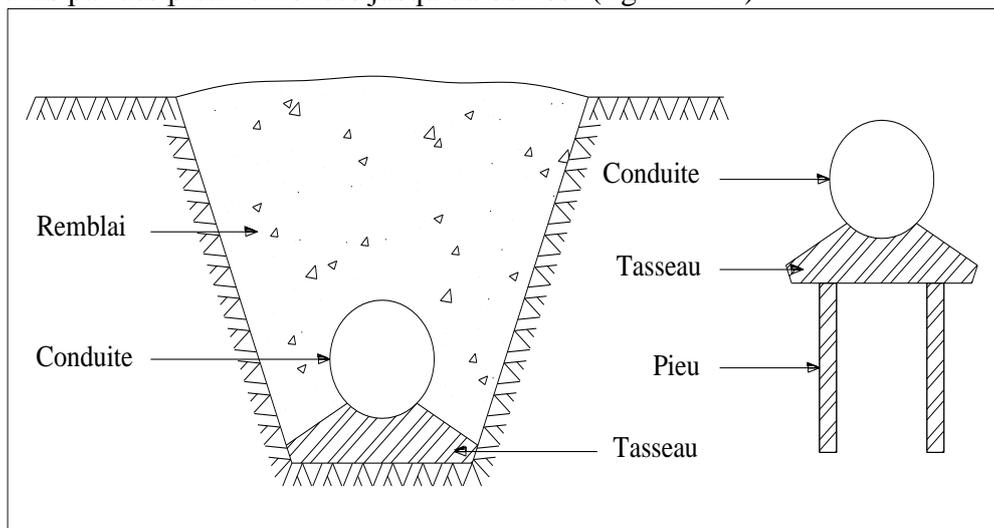


Figure VI.4 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VI.5) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VI.5).



Figure VI.5: Pose de conduites dans un terrain agressif.

• Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VI.6).

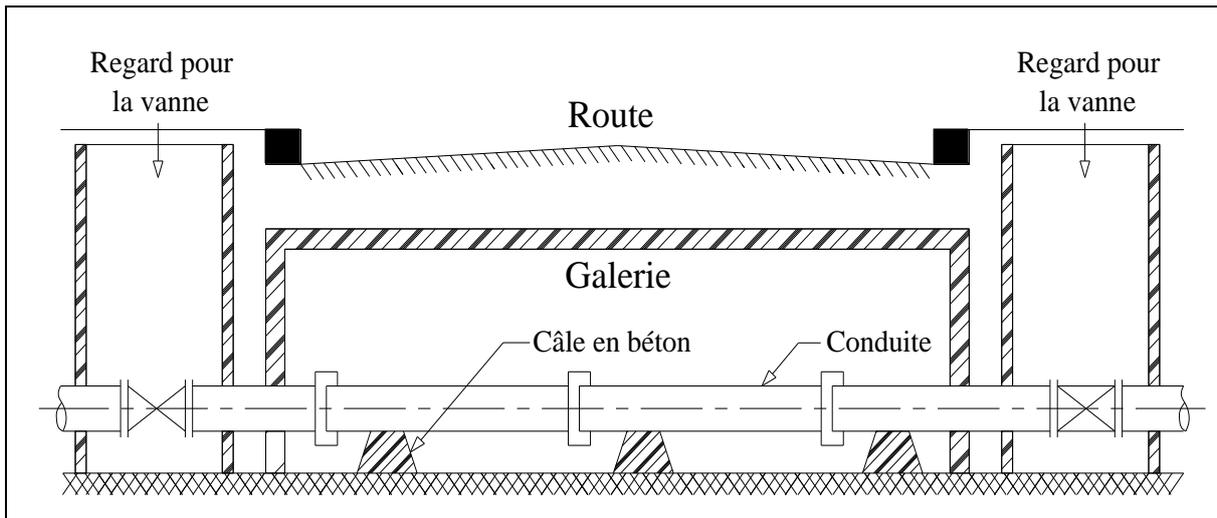


Figure VI.6 : Pose de canalisation en galerie

- **Traversée d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

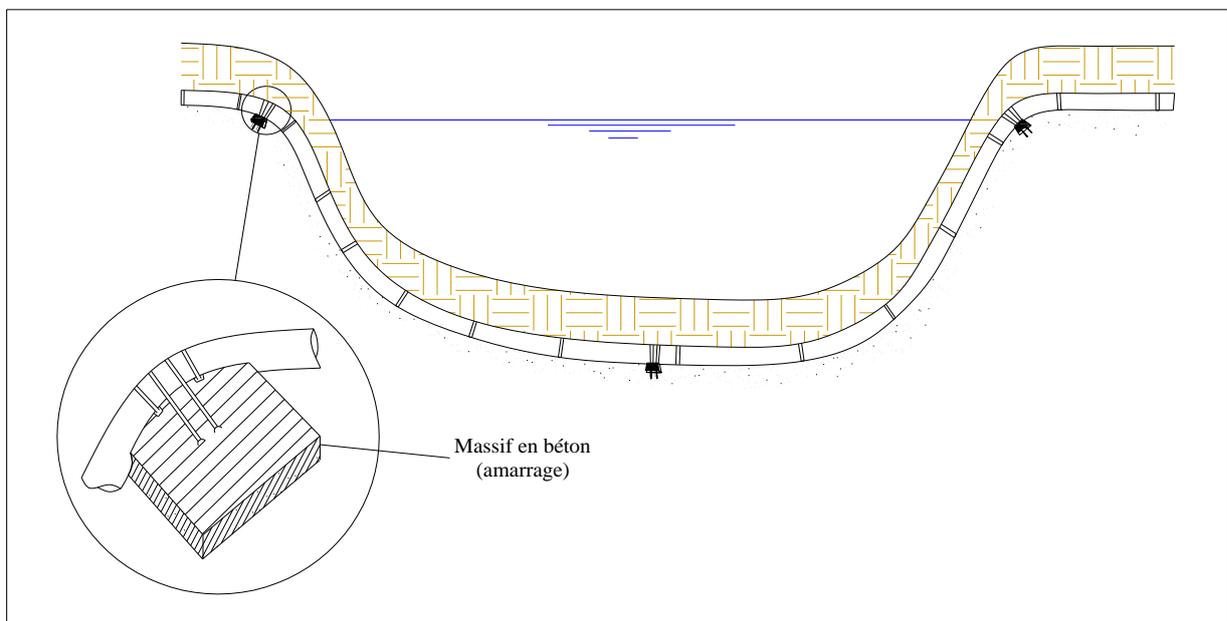


Figure VI.7 : traversée d'une rivière

VI.5. Passages spéciaux de l'adduction:

Sont décrits ci-après quelques ouvrages particuliers dont la réalisation a été rendue nécessaire compte tenu de conditions topographiques défavorables à la pose d'une canalisation en tranchée. Pour cela il faut se reporter au plan

- **Traversée du talweg à Mechta El Kraouz (Tronçon 1 PK 6388) :**

Dans une zone urbanisée de manière quelque peu « incontrôlée », la traversée du talweg à Mechta El Kraouz se fera en aérien et sera mise à profit pour créer un point de passage d'une rive à l'autre.

La canalisation aérienne sera une structure autoportante de 10 m de portée reposant sur deux culées en béton. Elle sera implantée 1,00 m au-dessus des plus hautes eaux de l'oued et comportera une passerelle de 1,50 m de largeur, avec garde corps afin de faciliter le passage des riverains dans ce secteur.

Le profil en long est une pente ascendante (de rive droite à rive gauche). Les culées sont constituées par un chevêtre en béton armé de dimensions 4,00 x 2,50 x 2,00 ht (en m) équipé d'un regard permettant la mise en place sur la canalisation d'une manchette de dilatation (coté rive gauche).

- **Traversée du talweg de l'oued Bou Hertout au PK 4870 (tronçon 2) :**

Le franchissement de la ravine très marquée de l'oued Bou Hertout se fera en aérien. La technique est identique à celle de la traversée du talweg à Mechta El Kraouz, décrite au paragraphe précédent, à ceci près que l'ouvrage ne comporte pas de passerelle.

- **Sortie de la galerie G1 :**

La jonction de la conduite entre la galerie G1, qui se raccorde au tunnel ferroviaire désaffecté, et l'accotement de la Route Nationale 27 nécessite la mise en place d'un ouvrage de soutènement en bordure de chaussée.

Celui-ci, qui s'apparente à la technique du « mur en terre armée » a été conçu dans l'objectif d'éviter des terrassements ou déblais dans le talus naturel dont la stabilité peut être compromise compte tenu de la nature des matériaux situés en pied de versant.

- **Traversée de l'oued Kebir à Hammam Beni Haroun :**

Le site très étroit que représente le franchissement de l'oued El Kebir au droit des gorges de Beni Haroun, impose un passage aérien à la sortie de la galerie G2, prolongé par un tronçon en console jusqu'à reprendre, en rive droite de l'oued, l'emprise de la Route Nationale 27 à la sortie du tunnel routier.

La traversée de l'oued se fera sur une passerelle métallique :

D'une longueur de 33 m, entre la sortie de la galerie et le délaissé de l'ancienne plateforme de la Route Nationale 27, la passerelle supporte la canalisation Ø 1400.

Elle sera constituée par deux profils reconstitués soudés (PRS) reliés par une ossature en poutrelles métalliques. Elle repose à chaque extrémité sur une structure en béton, avec appui glissant sur support néoprène côté gal

- Dimensions du PRS :

- ✓ ailes : 350 X 20 mm
- ✓ âme : 32 mm épaisseur

- Les consoles :

La conduite sera posée sur des consoles fixées au rocher ou aux ouvrages en béton en place par des ancrages.

Les consoles seront constituées de profils standards HEA 250 et espacés de 12 m. L'ensemble des profils est de dimensions standard et constitué d'acier courant de qualité S235 JR.

- Canalisation :

La canalisation reposera sur des berceaux métalliques et sera fixée de manière analogue à l'ensemble des tronçons aériens.

La structure de la passerelle sera construite à proximité de la galerie G2, puis elle sera transportée et lancée à partir de l'intérieur de la galerie G2.

La canalisation pourra être soudée dans la galerie, puis poussée sur la passerelle.

- **Passage de la conduite en galerie :**

Caractéristiques générales des galeries :

Le long de la vallée de l'oued El Kebir, la présence de trois verrous rocheux impose d'installer la canalisation de transfert en galerie.

Les emplacements de ces trois galeries, dénommées respectivement G1 – G2 et G3, dans le sens de l'écoulement du transfert, sont indiqués dans le tableau ci dessous :

Tableau.VI.1 : Les emplacements des galeries

		PK mesuré depuis l'origine du transfert, au droit de la station de pompage		PK mesuré depuis l'origine du tronçon à écoulement gravitaire (au droit du réservoir tampon)	
		PK entrée	PK sortie	PK entrée	PK sortie
G1	Rive droite oued	18,28 km	18,36 km	10,99 km	11,07 km
G2	Rive gauche oued	25,35 km	25,67 km	18,06 km	18,38 km
G3	Rive droite oued	26,70 km	27,16 km	19,41 km	19,87 km

Les trois galeries, qui seront excavées en méthode traditionnelle, présentent une section en « fer à cheval » ; le gabarit intérieur est dimensionné pour laisser, de part et d'autre de la canalisation une fois posée, un espace libre entre le parement et le support béton de la canalisation, de 1,00 m d'un côté (pour faciliter le passage lors des visites de maintenance) et de 0,50 m de l'autre côté (pour faciliter les opérations de pose de la canalisation).

Compte tenu de la qualité du rocher traversé, il n'est pas prévu de revêtement définitif en section courante, mais un simple revêtement en béton projeté pour empêcher la chute de blocs rocheux déstabilisé à l'issue de l'excavation. Sur les 20 premiers mètres, au droit des chacune des entrées et sorties de galerie, un soutènement de principe, associant cintres et boulonnage, a été défini ; ce soutènement pourra être allégé en fonction des conditions réelles de qualité de rocher traversé.

Au droit du débouché à l'air libre des galeries, une « casquette » en béton est aménagée pour protéger la canalisation de transfert des chutes éventuelle de blocs depuis la falaise. Une grille munie d'une porte de service condamne l'accès à l'intérieur des galeries

a) La galerie G1 :

La galerie G1, en alignement rectiligne, présente la particularité de se raccorder sur un tunnel ferroviaire désaffecté dont la largeur en piédroit est de 4,50 m. Un anneau de confortement en béton banché, d'une longueur de 10 m, est prévu au raccordement entre le tunnel ferroviaire et la galerie G1.

Les caractéristiques dimensionnelles la galerie G1 sont les suivantes :

- diamètre nominal intérieur de la voûte : 4,80 m
- largeur du radier : 3,60 m
- hauteur libre : 4,85 m
- longueur : 85,00 m
- pente descendante dans le sens de l'écoulement : 2 %

b) La galerie G2 :

Les caractéristiques dimensionnelles la galerie G2, qui débouche sur la falaise subverticale en rive gauche de la gorge de Hammam Beni-Haroun, sont les suivantes :

- diamètre nominal intérieur de la voûte : 4,55 m
- largeur du radier : 3,40 m
- hauteur libre : 4,60 m
- longueur : 323,00 m
- pente descendante dans le sens de l'écoulement : 5 %

c) La galerie G3 :

Les caractéristiques dimensionnelles la galerie G3 sont les suivantes :

- diamètre nominal intérieur de la voûte : 4,55 m
- largeur du radier : 3,40 m
- hauteur libre : 4,60 m
- longueur : 461 m
- pente montante dans le sens de l'écoulement : 8 %

• Implantation de la conduite en galerie :

La canalisation repose sur des plots en béton. D'une dimension de 2,10 x 2,50 x 0,60 m (ht) ces plots seront implantés avec un espacement de 12 m dans les parties droites de la conduite, et à 2 m de part et d'autres des coudes en plan ou en profil.

La canalisation reposera au droit de chaque massif sur des berceaux d'appui par l'intermédiaire d'un joint élastomère. Afin d'éviter le soulèvement de la canalisation, un cerclage métallique boulonné sur chaque massif sera mis en place.

Il sera prévu sur chaque tronçon aérien la mise en place d'une manchette de dilatation à chaque extrémité de la canalisation

VI.6. Les pièces spéciales:

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'assemblage des tuyaux et des pièces de raccord sera effectué par joints soudés dans les conditions prévues.

Les pièces de raccord proviendront d'usine sauf exception après accord écrit du Maître d'Œuvre façonnées à l'atelier du chantier si l'Entrepreneur garantit formellement l'observation des prescriptions et des conditions.

L'ensemble de ces pièces de raccordement et leur emplacement est délivré en Annexe.VI.2

VI.7.Organes de mesures :

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VI.8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

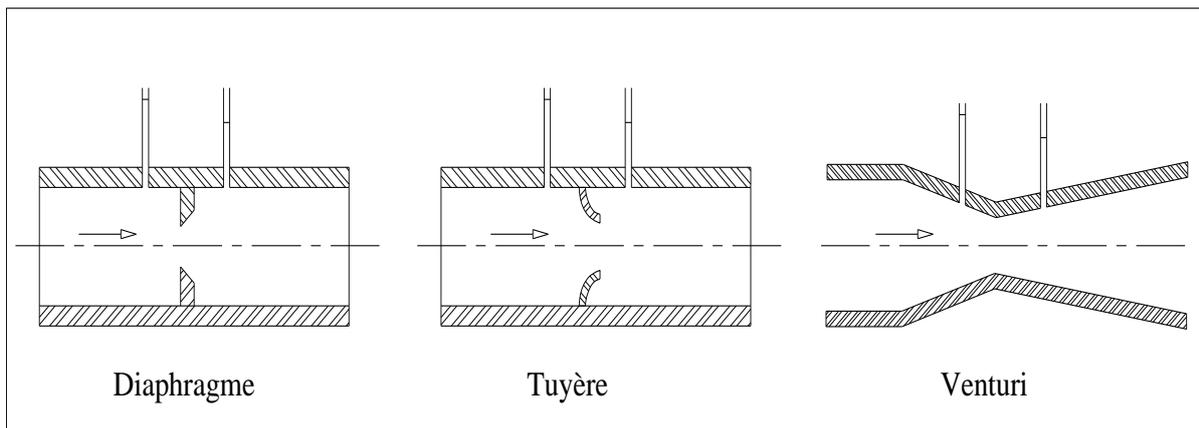


Figure VI.8 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI.9).

- manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VI.9 : Photo d'un manomètre

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe.

Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE

VII

Organisation de chantier

VII.1. Différents travaux à entreprendre :

VII.1 .1. Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

- **Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1 .2. Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards :**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

- **Pose des conduites :**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

VII.2. Calcul des volumes des travaux :

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de forme qui diffère des stations de pompage classiques, en effet elle est constituée de deux niveaux et plusieurs compartiments, l'emprise totale de station de pompage est de 920 m² (voir plans de la station de pompage)
- La profondeur des fouilles $h=1,5m$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1,5m$ et de hauteur $h=0,50m$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de côté $0,30m$ et de hauteur $h=0,7m$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $b=0,25m$ et de hauteur totale $h = 4m$ pour le premier niveau et de $h =2,7m$ pour le second et de dimensions $0,5*0,4$ et de $h= 6,5m$ pour la salle des pompes (voir plan).
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de $e=7cm$.

- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45$ m et une largeur de $b=0,4$ m.

Le nombre total des poteaux est de :

- 42 poteaux au niveau inférieur avec des dimensions de $0,25*0,25$.
- 28 poteaux au niveau supérieur des dimensions de $0,25*0,25$.
- 14 poteaux au niveau des salles des machines : dont 5 de dimensions $0,5* 0,4$ et 9 de dimensions $0,7*0,4$

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$D'où V= S*h = 920*0,1= 92 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **92 m³**

Conclusion

La station de pompage ayant une forme assez compliquée et le volume et la forme des poteaux diffèrent en fonction de la fonction des pièces et le volume total de décapage est de 92 m³.

- **Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La forme du bâtiment nous montre que seul la salle des pompes qui sera enterrée

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 6,5 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :

$$36,5 \times 14,9 \times 6,5 = \mathbf{3535,03 \text{ m}^3}.$$

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 42, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **141,75 m³**.

Le volume total des déblais s'élèverait à : $3535,03 + 141,75$ soit environ: **3676,78 m³**

• **Calcul du volume de béton armé :**

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	42	37,8
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	42	2,646
Poteaux (salles des pompes)	0,7	0,4	6,5	9	22,88
	0,5			5	
Poteaux (Niveau inférieur)	0,25	0,25	4	42	10,5
Poteaux (Niveau supérieur)	0,25	0,25	2,5	28	4,375
Longrines (salles des pompes)	102,8	0,25	0,5	/	12,85
Longrines (niveau inférieur)	83,11	0,25	0,2	/	4,16
Poutres	269,02	0,25	0,2	/	13,451
Éléments	Surface		Hauteur	N	V=S*H (m³)
dalle supérieure	1165,807		0,07	/	81,606
chape inférieure	854,83		0,07	/	59,84
					TOTAL : 249,808

Le volume total du béton armé sera donc de 249,808 m³ arrondi à : **250m³**

- **Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté des fouilles est de $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de $2,09 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 42 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **$87,78 \text{ m}^3$** .

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de :

$$920 * 0,4 - 42 * 0,3 * 0,4 = \mathbf{362,96 \text{ m}^3}$$

Le volume total du remblai compacté est de $362,96 \text{ m}^3$, qu'on majorera à : **363 m^3**

- **Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles :

1. Salle des pompes : $S = ((36,5 - 0,4 \times 6) \times 13,7) \times 2 + ((14,9 - 1,4) \times 13,7) \times 2 - (36,5 + 14,9) \times 0,2 \times 2 = 1283,68 \text{ m}^2$

2. Niveau inférieur : $S = (88,56 - (28 * 0,25)) \times 4 = 326,24 \text{ m}^2$

3. Niveau supérieur : $S = (88,56 - (28 * 0,25)) \times 2,5 = 203,9 \text{ m}^2$

Donc la surface totale à couvrir est de : $S_t = 1813,82 \text{ m}^2$

D'où le nombre de briques nécessaire est de : $N = \frac{S_t}{S_{brique}} = \frac{1813,82}{0,3 \times 0,2}$

Nombre des briques est : 30231 briques.

Tableau VII.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m3)
1	Décapage	92
2	Excavation	3629,53
3	Remblais compacté	363
4	Béton de propreté	9,45
5	Béton armé semelle	37,8
6	Béton armé demi poteaux	2,646
7	Béton armé des ceintures	17,01
8	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	59,84
9	Béton armé poteaux	37,675
10	Béton armé dalle	81,606
11	Maçonnerie (briquetage)	30231

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII.1).

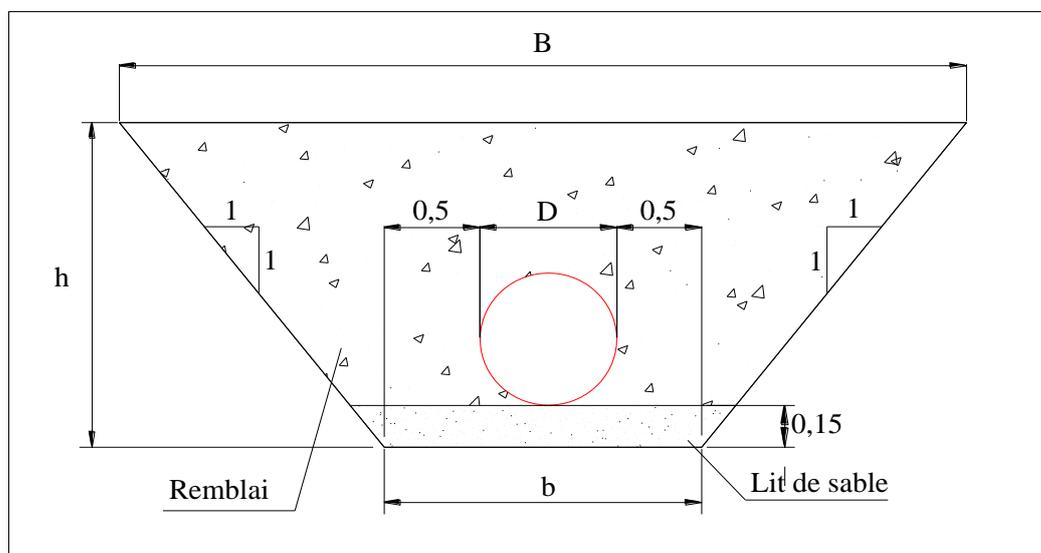


Figure VII.1 : Coupe en travers de la tranchée de la conduite

- **Le volume du lit du sable :**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de $L = 30079$ m, dont il prend la même largeur du lit de tranchée $b = 3$ m.

D'où :

$$V_s = 0,15 \cdot (3 + 1 \cdot 0,15) \cdot 30079 = 14212,33 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_s = 14212,33 \text{ m}^3}$$

- **Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$V_c = S_c \times L$$

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau VII.3 : Les volumes des conduites.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
2000	3,142	524	1646,41
1600	2,012	19460,21	39153,94
1400	1,54	10094,79	15545,98
			56346,33

- **Remblais compacté**

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Cela dit on fixe la section à excaver donc le changement au niveau des changements des diamètres est seulement la hauteur des remblais :

Les dimensions de la tranchée sont 3m de largeur et 3m de hauteur de remblais du lit de sable jusqu'à la surface du terrain naturel.

$$S = 3 \times (3 + 1 \times 3) = 18 \text{ m}^2$$

$$V_{exc} = S \times L = 18 \times 30079 = 541422 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Vr = 541422 - (56346,33 + 14212,33) = 470863,34 \text{ m}^3$$

VII.3.Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées

La construction des réservoirs de l'adduction qui sont le réservoir tampon et le réservoir d'équilibre se feront en parallèle

- **Station de pompage**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau. VII.4

Tableau. VII.4 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

- **Adduction :**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau. VII.5

Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	100
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	100
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	100
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	100
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	30
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	30
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	30
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	30
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	80
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	80
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	80
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	80
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	22
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	22
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	22
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	22

- **Réservoirs**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.6

Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VII.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

- **Stations de pompage et réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VII.7

Tableau VII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI, BJ
L	M	K	BL	---	BK

- **Adduction**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le tableau VII.8.

Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

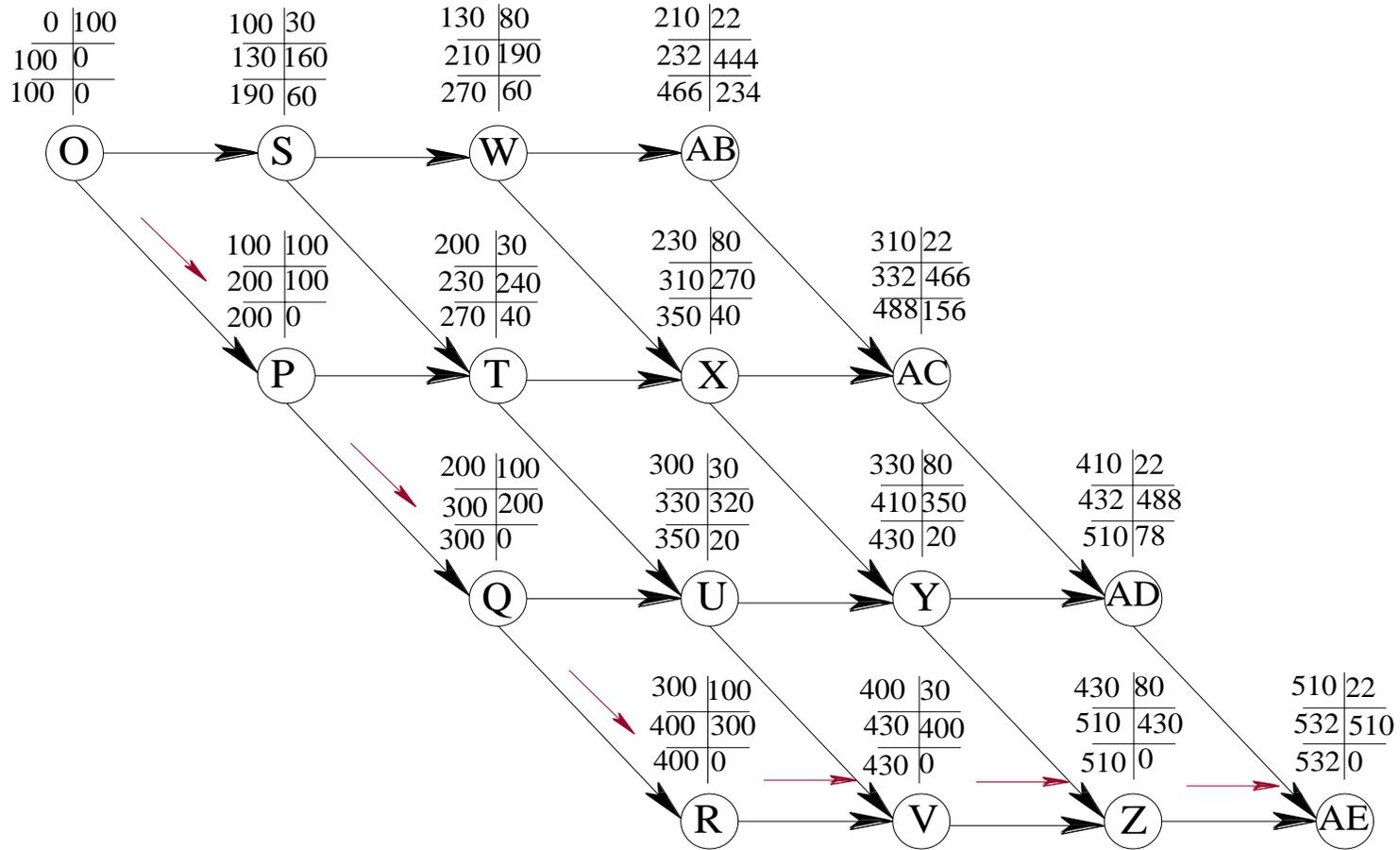
opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VII.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

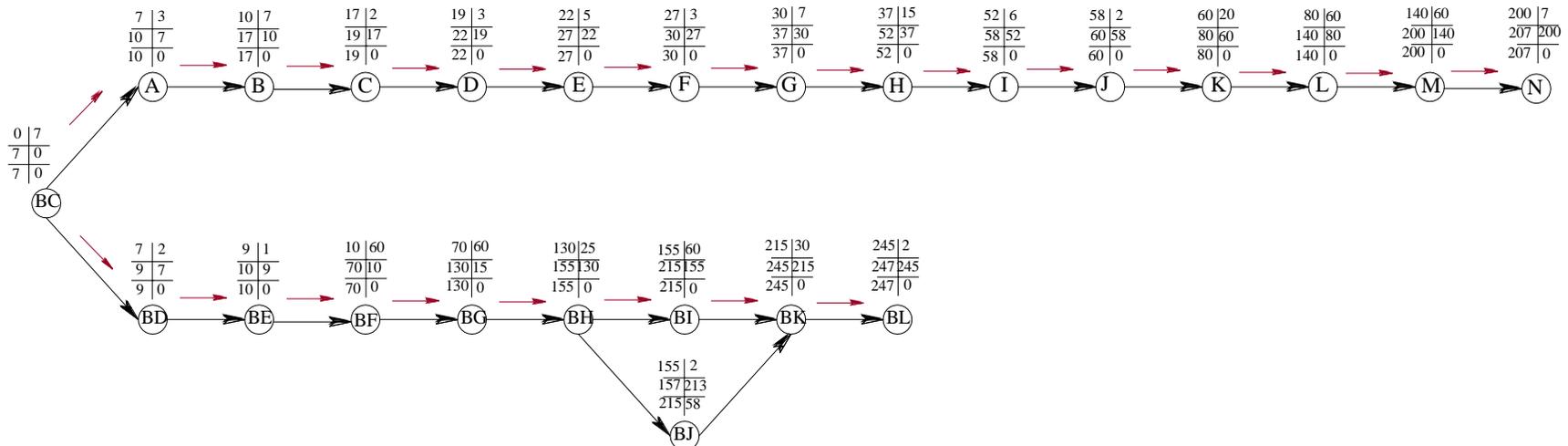
Les flèches vertes portées sur la figure VII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **510 jours**, soit **environ 1ans et 4 mois et 25 jours**.



le reseau à Noeuds de l'adduction



le reseau à Noeuds de la station de pompage et réservoirs

→ chemin critique

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

DCP : date de commencement au plus tot
 DFP : date de finition au plus tot
 DCPP : date de commencement au plus tard
 DFPP : date de finition au plus tard
 MT : la marge totale
 TR : temps de réalisation



opération (tache)

Figure. VII.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique.

VII.4. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VII.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VII.5.2. Les Dozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.4 : Bulldozer

VII.5.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.5 : Chargeur

VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure. VII.6 : Compacteur Mono



Figure. VII.7 : Compacteur manuel (pilonneuse)

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CHAPITRE

VIII

*Etude d'impact sur
l'environnement*

Préambule : [9]

Alors qu'il se dégradait, l'environnement a acquis une valeur de bien commun, et a été compris comme étant aussi le support de vie nécessaire à toutes les autres espèces que l'Homme. En tant que patrimoine à raisonnablement exploiter pour pouvoir le léguer aux générations futures, il est le support de nombreux enjeux esthétiques, écologiques, économiques et socioculturels, ainsi que spéculatifs et éthiques, et l'homme dans l'ère du 21^{ème} siècle et avec la notion du développement durable essaye de changer ces habitudes pour préserver la mère nature pour les générations futures.

La position géographique de l'Algérie mais aussi la forte croissance démographique annuelle (3,4% entre 1962 et 1977 et 2,15% ces dix dernières années) et la localisation des pôles de développement économiques (concentration dans la zone nord, efforts de redéploiement vers l'intérieur du pays) entraînent de forts déséquilibres entre la disponibilité en eau et la satisfaction des besoins.

Un important programme de construction de barrages sur les cours d'eau principaux et de transferts d'eau, à partir des possibilités que présentent les massifs plus arrosés de la zone tellienne (voir projets Sétif-Hodna par exemple), vise à améliorer l'approvisionnement des grandes métropoles et des zones de développement des régions intérieures en complétant leurs ressources.

Satisfaire les besoins en eau potable en quantité et qualité satisfaisantes pour assurer un niveau de vie et un niveau sanitaire convenables, alimenter les industries pour permettre leur développement ou l'implantation de nouvelles unités, renforcer les capacités de production de l'agriculture pour réduire la facture alimentaire de l'importation, sont les objectifs prioritaires poursuivis par ce programme, et dans notre région d'étude deux ouvrages de stockages fournissent de l'eau et qui sont : le barrage de Beni-Haroun et le barrage de Boussiaba.

Le barrage de Beni Haroun sur l'Oued El Kébir, achevé fin 2001, s'inscrit dans ce contexte. Avec une capacité de la retenue de Beni Haroun de 504 millions de m³ (ou hm³) à l'horizon 2008, le système complet du transfert (figure VIII.1) développé à partir de cet ouvrage doit permettre de répondre :

- aux besoins en eau potable à hauteur d'environ 242 hm³ pour la région et l'agglomération de Constantine mais aussi des régions de Jijel, Mila, et Oum El Bouaghi, Batna, Ain M'lila, Khenchela soit quelques 4,5 millions d'habitants ainsi qu'aux besoins des industries
- au développement de l'irrigation à hauteur de 262 hm³ pour une prévision de 30 000 hectares.

Le projet de barrage de Boussiaba fait partie intégrante de ce dispositif général. La retenue, implantée sur l'oued Boussiaba (Wilaya de Jijel) doit permettre, annuellement :

- de transférer 69 hm³ par pompage dans la retenue de Beni Haroun ;
- et de délivrer 11 hm³ pour la production d'eau potable à El Milia (plus de 100 000 habitants dans 20 ans).

TRANSFERT DE BENI HAROUN

Schéma synoptique (Horizon 2030)

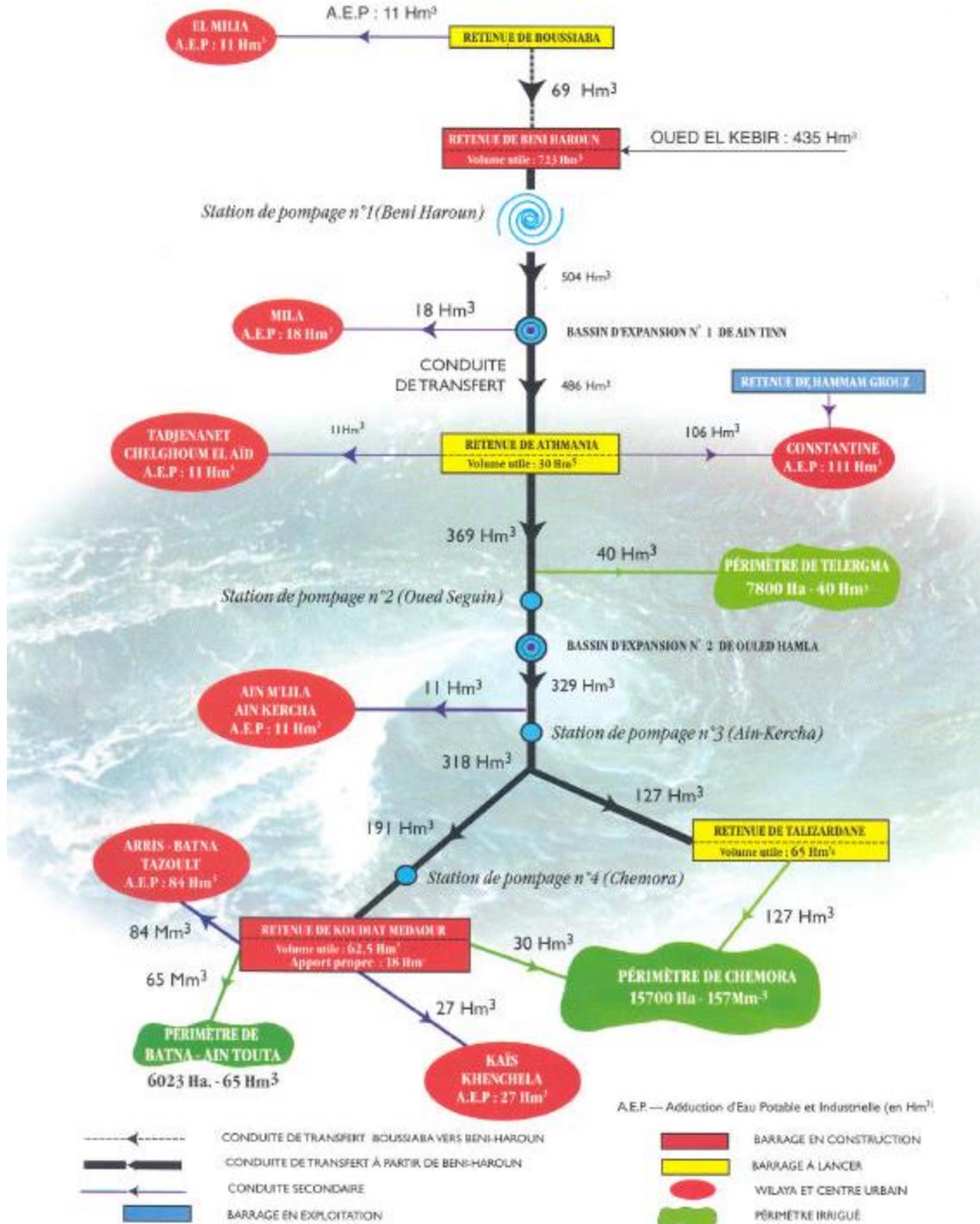


Figure .VIII.1 : Le complexe de transfert de Beni Haroun

Le présent chapitre s'attache à évaluer les effets positifs et négatifs de ce projet sur son environnement naturel et humain et à proposer des modalités de réalisation, de fonctionnement ou d'accompagnement susceptibles de réduire significativement les effets négatifs.

Le projet de barrage de Boussiaba captera les eaux de l'Oued Boussiaba à environ 7 km au Nord-est de la ville d'El Milia. Une partie de l'eau (69 hm³/an) captée par la retenue sera transférée, via une conduite dont le diamètre économique, le tracé et la longueur ont été étudiés parallèlement et une station de pompage située à El Milia, vers la retenue existante de Beni Haroun. Une autre partie (11 hm³/an) sera utilisée pour l'alimentation en eau potable de la région d'El Milia.

Le schéma du transfert de la retenue de Boussiaba vers celle de Beni Haroun est indiqué la figure.VIII.2.

Ainsi que l'emprise de la retenue de Boussiaba est définie sur la figure. VIII.3.

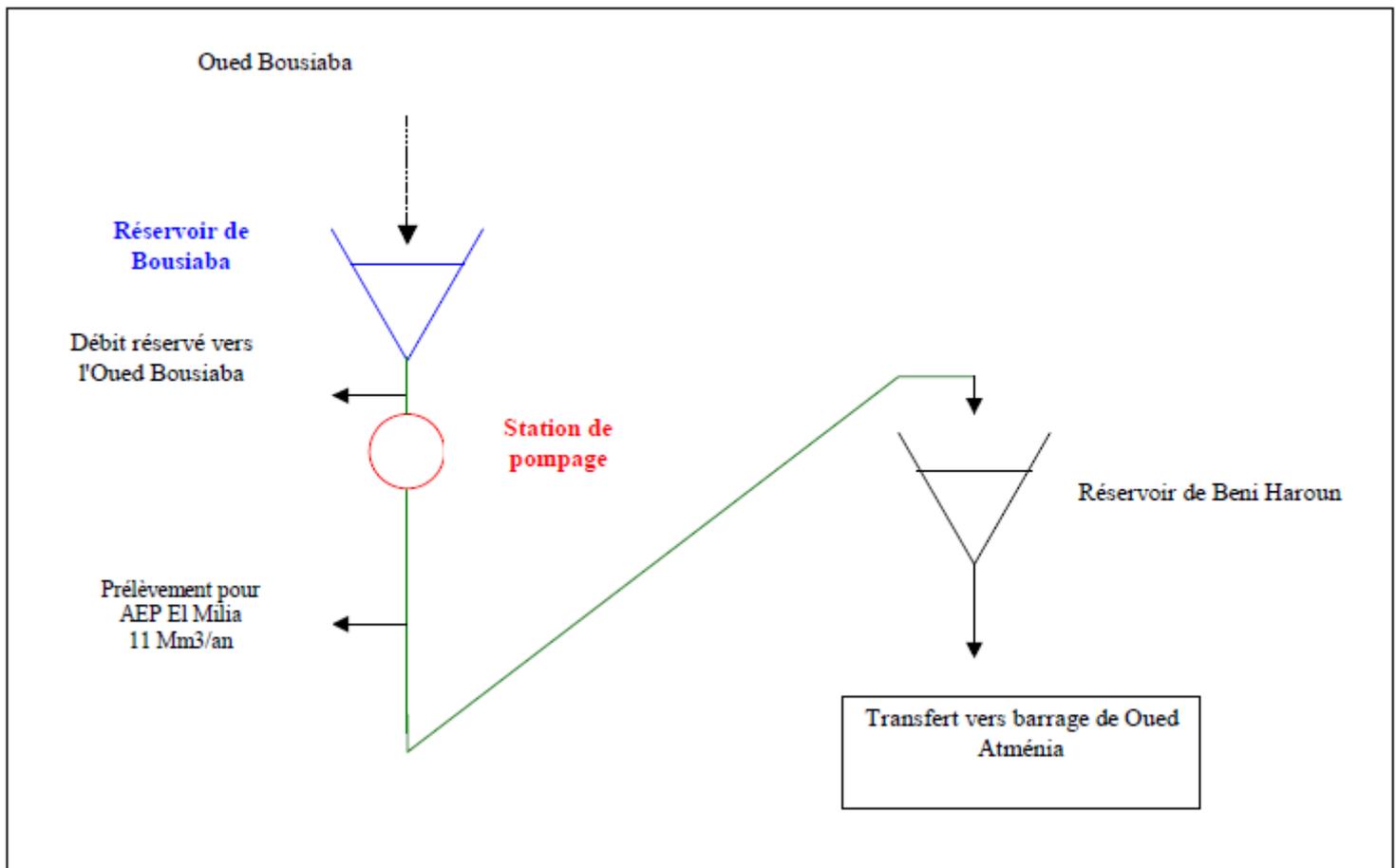


Figure. VIII.2 : Schéma du transfert Boussiaba - Beni Haroun.

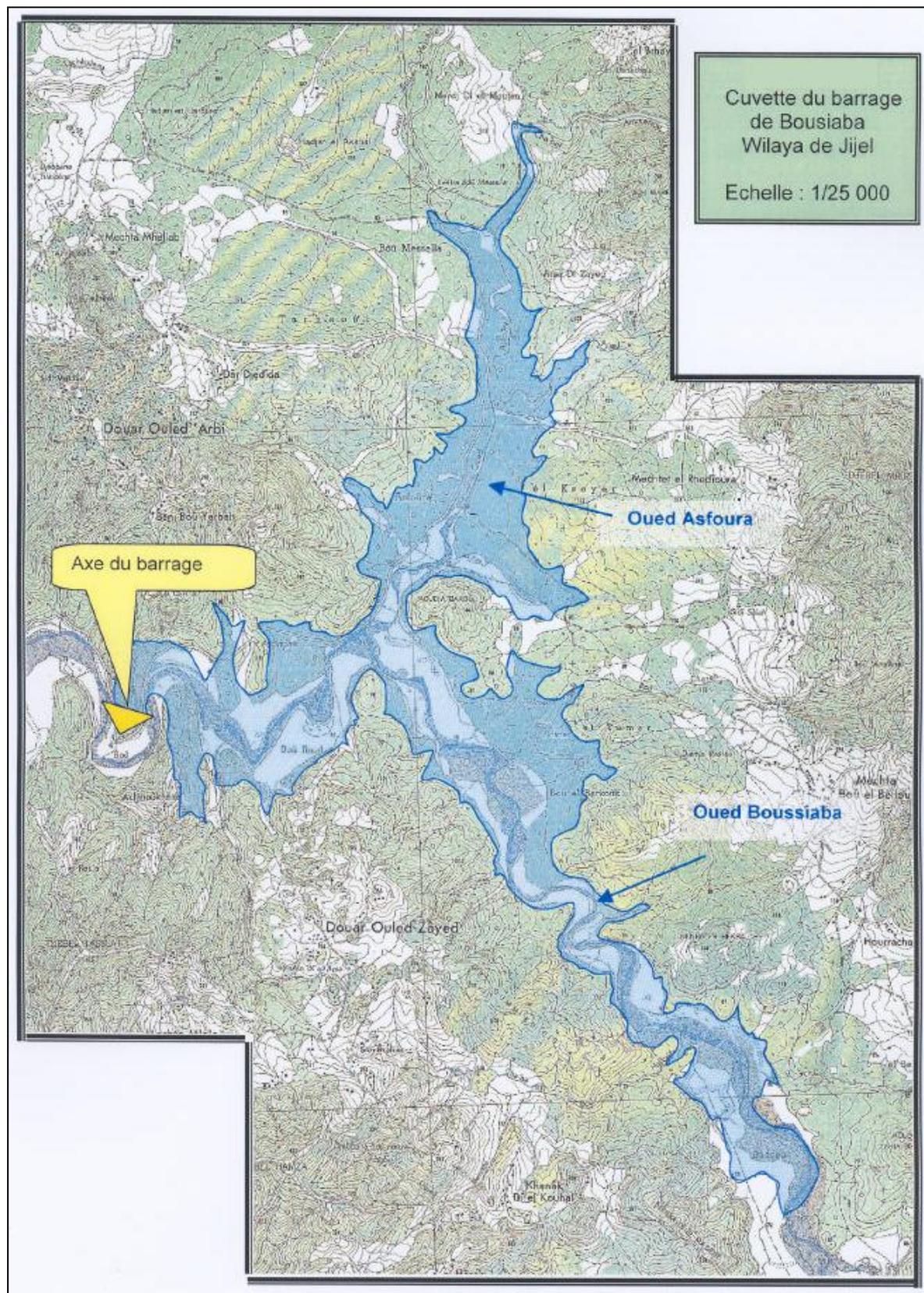


Figure.VIII.3 : L'emprise de la retenue de Bousiaba.

VIII.1. Situation générale et analyses des perspectives d'évolution :

VIII.1.1.Aspects physiques et Biotiques :

• **Ressources minières :**

- **Secteur du barrage :** A l'aval immédiat du site prévu pour l'implantation de la digue du barrage de Boussiaba, on note la présence de :
 - deux carrières fabriquant des agrégats (voir également photographies en annexe)
 - des gîtes potentiels pour l'extraction de matériaux type granito-gneiss et des sables et graviers.

- **Conduite de transfert :** Le long de la conduite de transfert au barrage de Beni Haroun, on recense plusieurs gisements de substances utiles : calcaires, argile à briques et tuiles et sables et graviers, Une carrière d'agrégats est mentionnée en rive gauche de l'Oued Kébir vers l'agglomération de Sidi Maarouf.

La carte de la figure VIII.4 localise les unités industrielles présentes et les ressources en matériaux répertoriés dans la région autour d'El Milia.

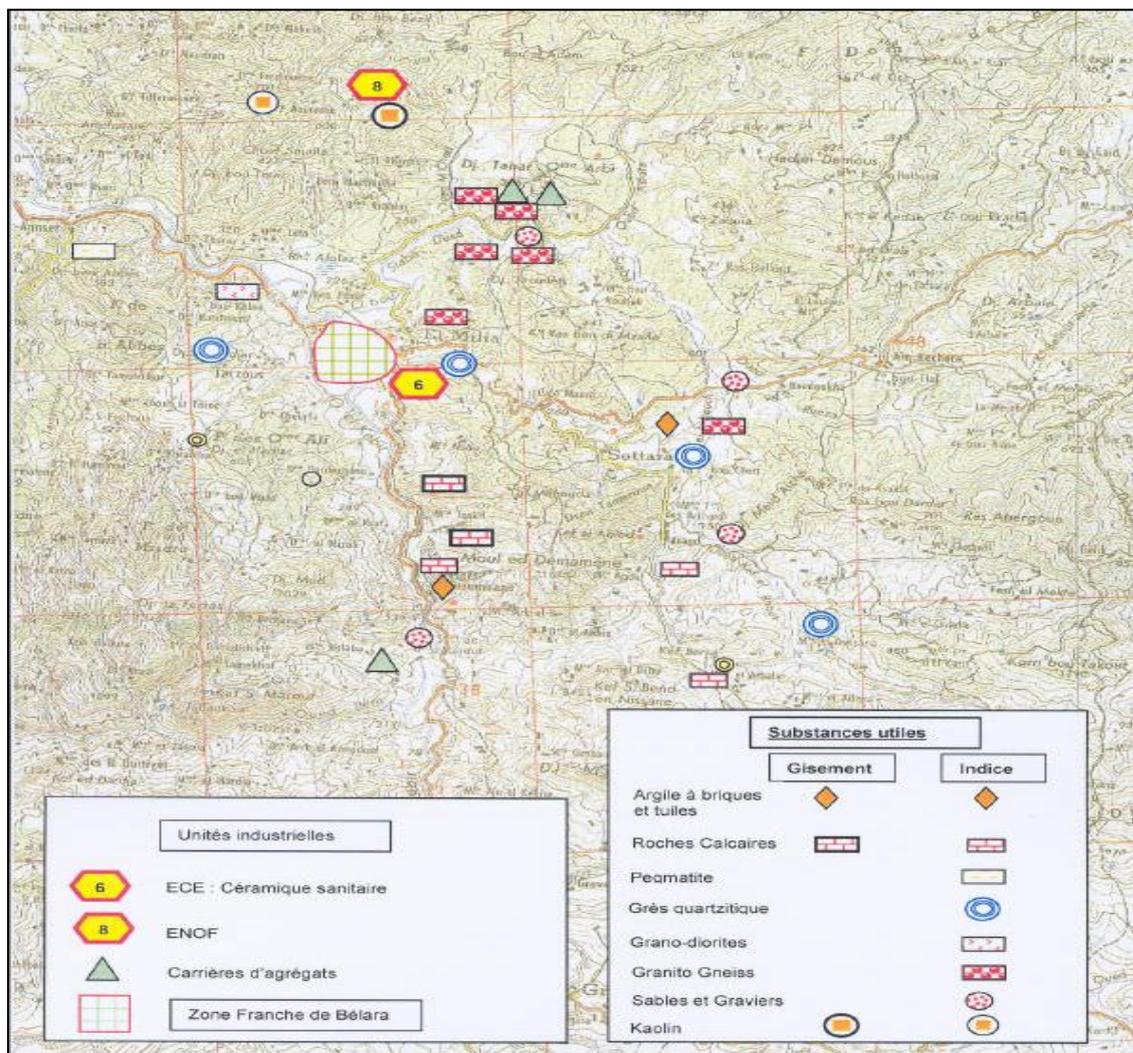


Figure. VIII.4 : carte des sites de carrière et industries.

- **Qualité des eaux de surface :**

Pour veiller sur la qualité des eaux dans la totalité du transfert on a deux zones de prélèvements :

- **Oued Boussiaba :**

- À l'amont, près de l'axe du barrage.
- En aval, près de l'ancienne station de jaugeage installée par l'ANRH ; la première mesure a été réalisée avec un point situé légèrement plus en aval, Ce point aval avait pour but de vérifier la qualité de l'eau de l'oued Boussiaba au cas où une partie du transfert serait réalisée par lâcher d'eau dans l'oued.

- **Oued El Kébir :**

Des prélèvements avaient été effectués dans l'Oued El Kébir à l'aval d'El Milia.

Les analyses ont été réalisées par le laboratoire de chimie des eaux de l'antenne régionale Est – Constantine de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Les résultats sont tabulés dans les tableaux, 1,2 et 3.

Références utilisées :

Pour qualifier ces eaux de surface, des comparaisons avec des grilles de référence ont été effectuées :

- une grille de référence « milieu » algérienne, de l'ANRH – 2001 pour la classification des eaux superficielles, en cours d'élaboration (Annexe. VIII.1).
- une grille de référence « milieu-ressource » utilisées par les Agences de l'Eau françaises, la grille SEQ-Eau (Annexe. VIII.2).
- une grille « aptitude à produire de l'eau potable » sur la base du décret utilisé en France depuis le 20/12/2001(. Annexe. VIII.3).

Les codes couleurs permettent de visualiser rapidement :

- le niveau de qualité du paramètre examiné
- la conformité ou non du paramètre à un usage « production d'eau potable ».

Cela dit seul le code couleur de la grille milieu française est un code officiel.

Pour bien représenter les zones où les prélèvements ont été pris on se réfère alors à une carte qui nous montre exactement les prélèvements et la figure.VIII.5 représente Localisation des points de prélèvements d'eau.



Figure. VIII.5: Carte qui représente Localisation des points de prélèvements d'eau.

Tableau. VIII.1 : Comparaison à la grille milieu ANRH 2001 des eaux de l'oued Boussiaba

date	unité	28/01/03	20/10/03	20/10/03	17/02/04	17/02/04	13/06/04	13/06/04	références
lieu		EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	grille milieu Algérie ANRH - 2001
			amont	aval	amont	aval	amont	aval	
calcium	mg/l	42	68	68	68	64	58	58	
magnésium	mg/l	23	31	29	29	29	32	30	
sodium	mg/l	24	34	34	36	35	11	37	
potassium	mg/l	1	2	2	3	2	2	2	
balance cations	m.eq/l		7,6	7,4	7,5	7,2	7,1	8,0	
chlorures	mg/l	45	50	50	50	50	55	60	
sulfates	mg/l	94	94	112	96	96	86	129	
bicarbonates	mg/l	116	232	220	220	220	201	256	
nitrites	mg/l	3	0	0	1	1	0	1	
balance anions	m.eq/l		7,2	7,3	7,0	7,0	6,6	8,6	
conductivité	mmho/cm	500 µs/cm	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	
résidu sec	mg/l	320	480	476	482	478	488	548	
pH		7,87	7,84	7,52	8,07	7,90	8,06	8,04	
TH °F		20							
minéralisation	mg/l		434	434	434	434	434	496	
température	°C	9,0	23,2	22,8	13,0	13,0	24,0	28,0	
turbidité NTU		11,8							
MES à 105 °C	mg/l	120	120	140	60	60	60	80	
NO2	mg/l	0	0	0,001	0	0	0	0	
NH4	mg/l	0	0,04	0,073	0	0	0,02	0	
PO4	mg/l	0,50	0,50	1,44	0,10	0,15	0,9	1,0	code couleur (arbitraire)
matière organique	mg/l	3,7	2,3	2,5	4,1	5,1	1,7	2,7	bonne
oxygène dissous	mg/l	71,5	9,5	5,7	12,5	10,0	98,8	97,6	moyenne
DBO5	mg/l	9,3	1,9	2,9	0,7	3,2	1,2	2,2	polluée
DCO	mg/l	35	13	13	19	34	20	23	très polluée
Fer	mg/l	0,00	0,129	0,082	0,681	0,856	0,008	0,004	
Manganèse	mg/l	0,467	0,118	0,212	0,118	0,182	0,139	0,098	
zinc	mg/l	0,00	0,18	0,024	0,008	0,015	0,024	0	
cuivre	mg/l	0,044	0,036	0,031	0,067	0,075	0,000	0	

Commentaire : Qualité moyenne mais une nette altération par les matières phosphorées, signe de l'altération de la qualité par des rejets des activités humaines, confirmé par l'altération DCO.

Tableau. VIII.2 : Comparaison à la grille milieu SEQ-Eau (France) des eaux de l'oued Boussiaba

date	unité	28/01/03	20/10/03	20/10/03	17/02/04	17/02/04	13/06/04	13/06/04	références
lieu		EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	grilles multi-usages des Agences de l'Eau en France et dispositif "SEQ-Eau"
			amont	aval	amont	aval	amont	aval	
calcium	mg/l	42	68	68	68	64	58	58	
magnésium	mg/l	23	31	29	29	29	32	30	
sodium	mg/l	24	34	34	36	35	11	37	
potassium	mg/l	1	2	2	3	2	2	2	
balance cations	m.eq/l		7,6	7,4	7,5	7,2	7,1	8,0	
chlorures	mg/l	45	50	50	50	50	55	60	ancienne grille
sulfates	mg/l	94	94	112	96	96	86	129	ancienne grille
bicarbonates	mg/l	116	232	220	220	220	201	256	
nitrates	mg/l	3	0	0	1	1	0	1	
balance anions	m.eq/l		7,2	7,3	7,0	7,0	6,6	8,6	
conductivité	mmho/cm	500 µs/cm	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	ancienne grille *
résidu sec	mg/l	320	480	476	482	478	488	548	
pH		7,87	7,84	7,52	8,07	7,90	8,06	8,04	
TH °F		20							ancienne grille
minéralisation	mg/l		434	434	434	434	434	496	
température	°C	9,0	23,2	22,8	13,0	13,0	24,0	28,0	code couleur officiel
turbidité NTU		11,8							très bon (pas d'altération significative)
MES à 105 °C	mg/l	120	120	140	60	60	60	80	bon
NO2	mg/l	0	0	0,001	0	0	0	0	moyen
NH4	mg/l	0	0,04	0,073	0	0	0,02	0	mauvais
PO4	mg/l	0,50	0,50	1,44	0,10	0,15	0,9	1,0	très mauvais
matière organique	mg/l	3,7	2,3	2,5	4,1	5,1	1,7	2,7	(si exprimé en NKJ)
oxygène dissous	mg/l	71,5	9,5	5,7	12,5	10,0	98,8	97,6	(2 unités utilisées**)
DBO5	mg/l	9,3	1,9	2,9	0,7	3,2	1,2	2,2	
DCO	mg/l	35	13	13	19	34	20	23	
Fer	mg/l	0,00	0,129	0,082	0,681	0,956	0,008	0,004	ancienne grille
Manganèse	mg/l	0,467	0,118	0,212	0,118	0,182	0,139	0,098	ancienne grille
zinc	mg/l	0,00	0,18	0,024	0,008	0,015	0,024	0	si sur eau brute, dureté moyenne
cuivre	mg/l	0,044	0,036	0,031	0,067	0,075	0,000	0	si sur eau brute, dureté moyenne

dureté : si <15°F = eaux douces ; entre 15 et 30 °F = dureté moyenne

(*) 1000 µS/cm=1 mS/cm = 1 mmho/cm soit ici valeurs comprises entre 500 et 800 µS/cm

(**) une partie des résultats est a priori exprimée en mg/l O2 dissous et l'autre en pourcentage d'O2 dissous

Tableau. VIII.3 : Comparaison à la grille milieu SEQ-Eau (France) des eaux de l'oued Boussiaba.

date	unité	28/01/03	20/10/03	20/10/03	17/02/04	17/02/04	13/06/04	13/06/04	références
lieu		EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	EL MILIA	ressource pour produire de
			amont	aval	amont	aval	amont	aval	l'eau potable - valeurs limites
									décret 20/12/2001 France
calcium	mg/l	42	68	68	68	64	58	58	
magnésium	mg/l	23	31	29	29	29	32	30	
sodium	mg/l	24	34	34	36	35	11	37	200
potassium	mg/l	1	2	2	3	2	2	2	
balance cations	m.eq/l		7,6	7,4	7,5	7,2	7,1	8,0	
chlorures	mg/l	45	50	50	50	50	55	60	200
sulfates	mg/l	94	94	112	96	96	86	129	250
bicarbonates	mg/l	116	232	220	220	220	201	256	
nitrates	mg/l	3	0	0	1	1	0	1	50
balance anions	m.eq/l		7,2	7,3	7,0	7,0	6,6	8,6	
conductivité	mmho/cm	500 μ s/cm	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	1000 μ S/cm = 1 mS/cm = 1 mmho/cm
résidu sec	mg/l	320	480	476	482	478	488	548	
pH		7,87	7,84	7,52	8,07	7,90	8,06	8,04	5,5 à 9
TH °F		20							
minéralisation	mg/l		434	434	434	434	434	496	
température	°C	9,0	23,2	22,8	13,0	13,0	24,0	28,0	25
turbidité NTU		11,8							
MES à 105 °C	mg/l	120	120	140	60	60	60	80	25
NO2	mg/l	0	0	0,001	0	0	0	0	
NH4	mg/l	0	0,04	0,073	0	0	0,02	0	4
PO4	mg/l	0,50	0,50	1,44	0,10	0,15	0,9	1,0	néant - valeur guide P2O5 = 0,7
matière organique	mg/l	3,7	2,3	2,5	4,1	5,1	1,7	2,7	azote Kjeldahl :3; oxydabilité 10
oxygène dissous	mg/l	71,5	9,5	5,7	12,5	10,0	98,8	97,6	
DBO5	mg/l	9,3	1,9	2,9	0,7	3,2	1,2	2,2	<7
DCO	mg/l	35	13	13	19	34	20	23	30
Fer	mg/l	0,00	0,129	0,082	0,681	0,856	0,008	0,004	2 mg/l
Manganèse	mg/l	0,467	0,118	0,212	0,118	0,182	0,139	0,098	1 mg/l
zinc	mg/l	0,00	0,18	0,024	0,008	0,015	0,024	0	5 mg/l
cuivre	mg/l	0,044	0,036	0,031	0,067	0,075	0,000	0	1 mg/l

en rouge : valeurs impératives
 en noir : valeurs guides

code couleur arbitraire : valeur conforme

valeur non-conforme

Conclusion : Eau qui, à quelques valeurs près, reste en dessous des valeurs limites prévues pour une utilisation de production d'eau potable selon les normes françaises, donc qui pourrait servir à produire de l'eau potable.

Tableau. VIII.4 : Caractéristiques physico chimiques des eaux usées rejetées sans épuration

Paramètres	Unités	Points de prélèvement							Valeur maximale admissible
		Châabet N°1	Châabet N°2	Zhun et Mila	Collecteur Tanefdour	Huilerie OREPO	Tannerie	Tazoust	
Température	°C	25	26	15	26	25	25	15 ?	30
pH		8.3	8.2	8.5	8.3	5.4	10.2	8	6.5 - 8.5
Résidu sec	mg/l	1798	882	1148	1760	71782	15842	504	-
Conductivité	mS/cm	2200	2200	1700	2300	70000	>7500	700	-
DBO5	mg/l	220	255	50	890		665		40
DCO	mg/l	9400	16400	320	13800		16600	144	120
MES	mg/l	222	126	74	770	23190	3664	122	30
NH4	mg/l	40	40	20	200		160	1.6	0.50
NO2	mg/l	0.2	0.2	0.2	0.3		0.6	0.15	0.10
PO4	mg/l	90	90	9.20	100		220	2.8	0.20
Huiles graisses	mg/l	124.4	65.2	Traces	83.6	5539	3015.5	Traces	20
Détergents	mg/l	3.6	4		3.8		1.80	0.3	12
Matières oxydables	mg/l	96	98	42	100	587	690	33	-
Cd	mg/l	0.05	0.05	0.05	0.05		0.05	< 0.05	0.2
Zn	mg/l	0.24	0.18	0.05	0.38		0.33	0.01	5
Cu	mg/l	0.84	0.68	0.23	0.54		0.33	0.26	3
Cr	mg/l	0.03	0.02	0.02	0.03		3.78	0.01	3.1
Fe	mg/l	4.93	3.94	1.06	4.42		3.10	0.56	5
Mn	mg/l	0.79	2.04	0.54	0.38		0.25	-	1

• **Commentaires :**

On notera que :

- en tant que milieu naturel, l'oued Boussiaba présente une qualité générale **moyenne** (grilles « milieu ») mais :

➤ Il subit des altérations chroniques pour les paramètres :

- matières en suspension
- matières organiques
- matières phosphorées

Ce qui décline le cours d'eau en niveau « médiocre ». Les apports en matières phosphorées semblent traduire une certaine pollution par les activités humaines.

➤ Le calcul du rapport de biodégradabilité DCO/DBO5 est plus élevé au point amont qu'au point aval.

Point amont	6.8	27.1	16.6
Point aval	4.5	10.6	10.4

➤ Par ailleurs, sauf pour les deux dernières campagnes, les valeurs de ce rapport au point aval sont proches de 10, c'est-à-dire d'une eau « naturelle ».

Ces deux éléments renforcent l'idée d'une eau altérée par des rejets domestiques, eau qui retrouve des qualités plus naturelles en aval du point de localisation du barrage. Cette modification est sans doute explicable par l'apport d'un oued situé en rive droite entre les 2 points de mesure.

➤ Les valeurs DBO5 et DCO de la première mesure (28/01/2003) traduisent la présence d'une pollution organique certaine (apports des activités humaines de proximité : rejets d'huiles à Tenefdour). Le déplacement de ce point vers l'amont a annulé ce phénomène.

➤ L'oued Boussiaba connaît une pollution très notable par le cuivre (qualité mauvaise)

- Par rapport à des critères de qualité d'eau en vue de la production d'eau potable, l'oued

Boussiaba présente, sauf ponctuellement, des valeurs de paramètres conformes aux exigences de qualité d'une ressource destinée à fabriquer de l'eau potable.

- L'oued El Kébir présente une qualité « milieu » très dégradée (polluée à très polluée).

Cette situation est due aux rejets directs non traités et très chargés, à la fois de l'agglomération et des industries, en particulier tannerie et huileries.

• **Occupation des sols :**

➤ **Cuvette du réservoir de Boussiaba :**

L'occupation des sols et de la cuvette du réservoir de Boussiaba est représentée sur la figure. VIII.6.

La vallée étroite qui sera submergée est valorisée actuellement par quelques terres cultivées occupant le fond de la vallée. Certaines parcelles ont été abandonnées pour des problèmes d'insécurité et de difficulté d'accès.

Le maquis et la forêt règnent sur les coteaux escarpés et rocheux et représentent l'essentiel de l'espace qu'occupera la retenue.

Dans l'emprise de la future retenue, les natures d'occupation des sols se répartissent comme suit :

- Forêt et maquis : 57% de la surface totale et 69% de la totalité des terrains situées en dehors des lits majeur et mineur des oueds.
- Terres destinées aux cultures et vergers : 26% et 31% de la totalité des terrains situées en dehors des lits majeur et mineur des oueds.
- Lits majeur et mineur des oueds : 17 %

Sur la partie amont du bassin versant, la ville de Settara s'étend rapidement. C'est le seul bourg important sur le bassin versant avec Ain Kechra (qui est située sur un col) : les autres villages disséminés sur le bassin restent modestes. La retenue collinaire construite vers 1985 le long de la route, en contrebas de Settara, est toujours en place, mais elle semble très envasée.

➤ **Conduite de transfert :**

La conduite doit suivre pour l'essentiel la vallée de l'Oued EL Kébir et la route nationale N°27.

Les principaux éléments que l'on peut mettre en évidence sont les suivants :

- PK0 – PK5,8 : une végétation très dense de forêt et maquis occupe une partie de cette portion
- PK 5,8 – PK 7 : présence d'une zone d'habitations (Mechtat el Krouz) dispersées.
- PK 7 – PK 8,8 : présence d'une caserne de l'armée.
- PK8,8 – PK 14 : le tracé doit contourner les habitations de Mechtat el Mizâb, plus en aval présence d'une végétation très dense.
- PK 14,8 – PK 20,5 : présence de la plate-forme de l'ancienne voie ferrée et d'un tunnel qui doit servir à traverser le verrou que crée la falaise dans la vallée de l'Oued Kébir.
- PK 20,5 – PK 23,3 : présence de champs captants alimentant la localité de Sidi Maarouf et d'une importante décharge non contrôlée.
- PK 23,3 – PK 24,9 : gorge de Hammam Beni Haroun, voie de desserte de quelques maisons disséminées.
- PK 24,9 – PK 25,7 : verrou de Hammam Beni Haroun et présence d'une stèle dans la zone dite du Monument Funéraire
- PK 25,7 – PK 29,1 : gorge et arrivée au barrage de Beni Haroun, en rive droite.

NB : PK désigne la longueur de la conduite de transfert en Km c'est-à-dire le kilométrage de la conduite de transfert.

La vallée souvent très étroite est très peu peuplée et constitue surtout un couloir de communication avec la présence de la route nationale 27.

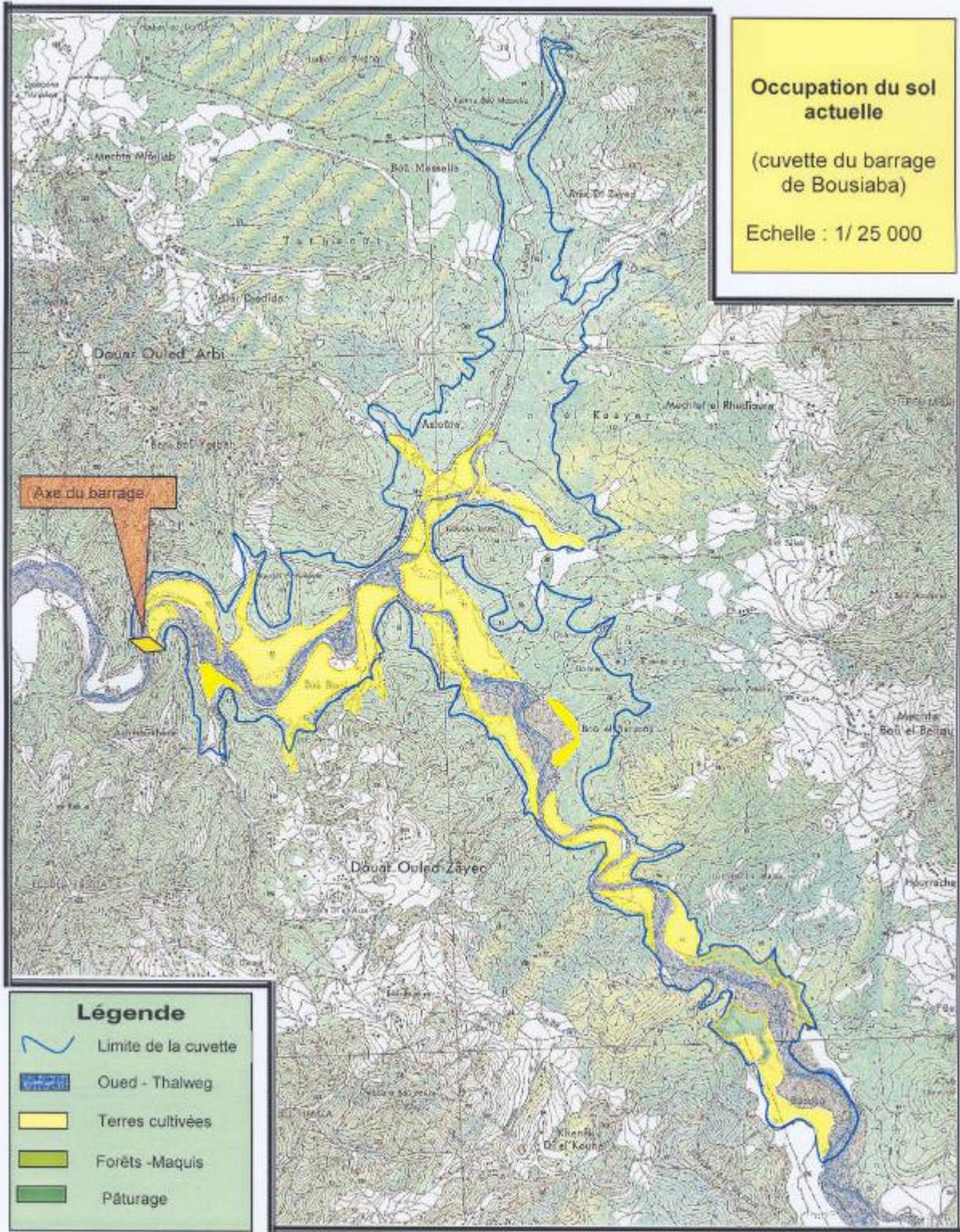


Figure. VIII.6 : Occupation des sols dans la cuvette du barrage de Boussiaba.

- **Flore – Faune :**

- **La flore :**

Dans cette région, la végétation est très variée, jouant sur les gradients de la topographie très accidentée mais profitant d'un climat favorable (précipitation moyenne annuelle de l'ordre de 1100 mm).

Le fond de vallée de l'Oued Boussiaba est marqué par la présence de quelques parcelles cultivées et liées à l'agriculture :

- arbres fruitiers
- parcelles en herbe destinées au pâturage de bovins, rarement ovins
- quelques petites parcelles (en nombre limité) destinées aux cultures maraîchères, et situées à proximité d'une ou deux habitations éparses qui se trouvent dans la cuvette.

La végétation naturelle est assez variée :

- près de l'oued Boussiaba, on rencontre des formations ripicoles telles:
 - l'aulne
 - roselières
 - par endroits des Lauriers roses (*Nerium oleander*)
- sur les piémonts à proximité de la piste en rive gauche, des petits sous-bois à base de Ronces (*Rubus sp*) et d'Aubépine (*Crataegus mongyna*).
- au milieu de la cuvette, on a pu relever la présence de quelques strates arborescentes composées de peupliers blanc et noir et de frêne.
- on rencontre notamment sur les coteaux de la rive droite, à proximité des quelques habitations existant dans la cuvette, une végétation particulière, qui fait office de ceinture et de clôture naturelle : il s'agit des figuiers de barbarie.

Les versants de la cuvette de l'oued Boussiaba sont occupés par une végétation arborescente très dense constituée de forêts de chênes-lièges et de maquis, le chêne liège (*Quercus suber*) étant la principale essence de l'étage de végétation humide. Ces peuplements sont vigoureux et de densité moyenne.

En certains endroits, le maquis dense concurrence le chêne-liège et étouffe les jeunes semis. Il occupe parfois des superficies importantes. Les plantations de chêne-liège comme celles d'oliviers sont plus ou moins retournées à l'abandon.

Le chêne-liège est associé aux espèces suivantes : *Quercus fagine*, *Ericas Arboréa*, *Arbustus Unédo*, *Myrtus communis*, *Phyllyrée Agutifoléa*, *Cytisus Triflorus*, *Daphné Guidium*.

Les espèces les plus caractéristiques sont *Erica arboréa* (bruyère arborescente), présente dans toutes les stations ; *Myrhus communis* (myrthe) rencontrée en basse altitude et *CytisusTriflorus* (cytise) rencontrée en haute altitude souvent dégradée. Le chêne zeen occupe une très faible superficie. Les peuplements mélangés de chêne liège et de chêne zeen sont peu représentés, La jeune futaie est peu représentée et la régénération est insuffisante à cause du pâturage.

➤ **La faune :**

Les enquêtes auprès des représentants d'organismes tels les services des forêts et les services de la DSA d'El Milia, ont permis d'identifier les espèces suivantes :

- des batraciens dans les milieux humides de fonds de vallée tels que la grenouille verte et la grenouille noire.
- des macro-mammifères : le sanglier (*Sus Scro Algrus*) et le renard (*Vulpes vulpes*).
- des micros mammifères : la souris domestique (*Mus musculus*), le rat musqué des champs et des rongeurs tels les lièvres.
- des oiseaux inféodés aux lieux d'habitations : l'hirondelle de cheminée (*Hirundo rustica*) et la cigogne (*Ciconia ciconia*)

• **Paysages :**

La campagne photographique reportée en annexe. VIII. 4 donne un aperçu des paysages et de l'organisation générale de la zone du barrage de Boussiaba et de ses environs. Elles mettent en évidence :

- le caractère densément boisé des versants dans et hors cuvette.
- la faible extension des surfaces effectivement cultivées à l'intérieur de la cuvette.
- la présence d'une carrière à l'aval de la digue.

Les photographies prises le long du tracé de la conduite de transfert mettent en évidence :

- quelques rares secteurs à végétation dense sur la partie la plus amont du tracé.
- l'étroitesse de la vallée de l'oued El Kébir en certains tronçons.
- la faible occupation humaine de cette partie de la vallée.
- l'importance de la route nationale 27 dans le site.

VIII.1.2. Aspects socio-économiques :

• **Situation administrative et socio-économique :**

Le projet de barrage sur l'oued Boussiaba concerne plusieurs communes :

- El Milia : bénéficiaire des eaux du barrage pour sa ressource en eau potable et industrielle et sur laquelle se trouvera implanté le barrage.
- Setarra faisant partie du bassin versant de l'oued Boussiaba vers le sud-ouest.
- Guebala : faisant partie du bassin versant de l'oued Boussiaba vers le sud.
- Ain Kechera : faisant partie du bassin versant de l'oued Boussiaba, vers l'est.
- Ain Boubalout : faisant partie du bassin versant de l'oued Boussiaba vers le nord.

La situation administrative est la suivante :

Commune	Willaya
EL MILIA	Jijel
SETARRA	Jijel
GUEBALA	Jijel
AIN KECHERA	Skikda
AIN BOUBALOUT	Skikda

Le projet concerne également la wilaya de Constantine au travers de l'objectif principal de ce projet, à savoir le transfert d'eau vers le barrage de Beni Haroun.

La vallée de l'oued Kébir permet les relations entre la cote et l'arrière-pays, notamment grâce aux importants investissements consentis pour améliorer la route qui emprunte ce couloir et aux travaux réalisés pour franchir les gorges.

Parallèlement, la nouvelle voie ferrée facilite les relations avec Skikda. Constantine et sa région connaissent un fort développement que le barrage de Beni Haroun doit accompagner en fournissant l'eau nécessaire à cette croissance tant démographique que des emplois. Cette grande métropole (plus de 800 000 habitants en 1998) offre toute la gamme des équipements et services nécessaires à la population et aux entreprises.

El Milia pourrait constituer à terme un pôle de développement grâce à la plate-forme de Belara, organisée en zone franche, bien desservie par la route et le rail.

- **Superficie**

Tableau VIII .5 : illustration de la production agricole

	unités	El Milia	Setarra	Guebala
superficie	km ²	206,28	57,63	126,70
surface agricole	ha	8 800 43%	4 100 71%	1 966 16%
Surface agricole utile	ha	5 239	3 317	1 353
surface en forêt (zones domaniales)	ha	12 312 60%	2 511 44%	2 621 21%

		Ain Kechera	Boualout
Superficie totale	km ²	132	Non renseigné
Surfaces forestières	km ²	101,6	81

1. **Production agricole** :

Tableau VIII .6 : illustration de la production agricole

	unités	El Milia	(1)	Setarra	(1)	Guebala	(1)
arbres fruitiers	ha	39,50		5		0,5	
production	quintaux	2 365		275		30	
oliviers	ha	1 630		1 339		475	
	qx	24 735		12 790		6 750	
cultures maraîchères	ha	1 033,68	78%	84	12%	143	36%
	qx	77 081		5 095		10 765	
céréales	ha	200	15%	40	6%	218	55%
	qx	1 820		280		3 105	
cultures sous serres	ha	4,48	0%	1	0%	1	0%
	qx	7 875		472		472	
légumes secs	ha	80	6%	590	83%	37	9%
	qx	690		4 860		430	
TOTAL surface cultivée renseignée (2)	ha	2 987,66	57%	2 058,38	62%	874,38	65%

(1) : pourcentage des cultures herbacées (c'est-à-dire hors surface plantée en arbres)

(2) : pourcentage par rapport à la Surface agricole utile du premier tableau. X.5.

2. Elevage :

Tableau . VIII.7 : illustration de l'élevage dans les zones touché par le projet.

		EL Milia	Settarra	Guebala
têtes bovins	nombre	5 322	6 352	3 975
têtes ovins	nombre	7 068	7 750	10 000
têtes caprins	nombre	996	3 607	3 446
volailles	nombre	85 150	17 030	-
production viandes rouges	qx	9 277	1 851	1 798
volailles	qx	1 734	232	-
lait	milliers litres	3 538	3 056	2 450
miel	qx	2 530	1 870	1 585
œufs	millions	4,94	2,236	-
laines	kg	11 388	12556	14 580

- Infrastructures :

1. Distribution et besoin d'eau potable :

Tableau. VIII.8 : illustration de la distribution d'eau potable.

	unités	El Milia	Setarra	Guebala
Nombre de zones desservies			4	3
Taux de raccordement	%		56%	30%
Nb de réservoirs			7	2
capacité	m ³		1500	600
Besoins journaliers	litres/jour		2 982 000	1 008 200
Besoins satisfaits	litres/jour		1 699 000	384 000
Besoins par habitant	l/j/hab		117	78
Déficit en eau potable	litre/jour		1 283 000	624 000

Les ressources mobilisées se répartissent comme suit :

- à Ain Kechera : 0,29 hm³/an par 5 sources et 2 forages
 - et à Boubalout : 0,03 hm³/an, par 8 sources et 2 forages
- tous hors de la zone inondée par la future retenue de Boussiaba

2. Réseau de distribution d'eau potable

Tableau.VIII.9 : Informations les réseaux de distribution d'eau potable.

	unités	El Milia	Setarra	Guebala
Longueur totale du réseau	km	57	12,5	Non renseigné
Dont réseau primaire	km	4.20	Néant	Néant
Dont réseau secondaire	km	52,9	12,5	Non renseigné
Taux de raccordement global	%	50%	57%	20%
Taux de raccordement du chef-lieu	%	80%	90%	85%

3. Alimentation en électricité et en gaz :

Tableau. VIII.10 : les réseaux de distribution d'eau potable.

	unités	El Milia	Setarra	Guebala
Taux de raccordement	%		98%	100%
Nombre de logements raccordés à l'électricité	u	12 292	1 890	776
Gaz naturel	abonnés	3 409	1 040	nr

nr = non renseigné

4. Routes et voiries :

Tableau. VIII.11 : les routes et différents chemins dans la Willaya.

	unités	El Milia	Setarra	Guebala	Ain Kéchera	Bouabalout
Routes nationales	km	19,20	6,50		16,50	0
Chemins de wilaya	km	39			28,	12
Chemins vicinaux	km	51,40	56,50	60,20	36	56
TOTAL	km	109,60	63	60,20	80,5	68

5. Commentaires :

La commune principale est celle d'El Milia, commune

- de grande superficie - 206 km²
- fortement peuplée - près de 77 000 habitants dont plus de la moitié concentrée au chef-lieu de la commune.
- pôle d'emplois pour la région (15 340 actifs ayant un emploi) dans tous les domaines et notamment les services (commerces, administrations, écoles, santé...)/
- l'agriculture y occupe presque autant de personnes que l'industrie (plus de 1000 personnes chacune). En dehors des oliviers, cette agriculture repose sur les cultures maraîchères – la plaine de l'oued El Kébir y étant propice – et l'élevage, toutes espèces confondues.

Les données relatives à l'eau potable sont reprises et complétées dans le chapitre qui suit.

• Gazoduc :

Un gazoduc dessert notamment les communes de El Milia et de Setarra.

• Voie ferrée :

La voie ferrée JIJEL / RAMDANE DJAMEL suit la vallée de l'oued Boussiaba près de son confluent avec l'oued El Kébir, c'est-à-dire en aval de l'emplacement du futur barrage, puis s'oriente vers l'est en passant au sud de la zone du barrage. La conduite de transfert devra donc franchir cette voie ferrée (voir Planche 2 du reportage photographique) Cette voie ferrée récente assure le transport de passagers et surtout le transport de marchandises.

Un embranchement a été créé pour desservir la zone franche de Belara située en rive gauche de l'oued El Kébir au droit de la ville d'El Milia. L'embranchement est localisé dans la plaine de l'oued El Kébir en aval du confluent oued Boussiaba / oued El Kébir.

Par ailleurs, il existe une ancienne voie ferrée dont un tronçon désaffecté sera utilisé pour le passage de la conduite de transfert, le long de la RN27 vers le PK 17.5.

• **Forages pour l'eau potable d'El Milia :**

Il existe plusieurs forages pour l'eau potable sur la commune d'El Milia, d'une part dans la vallée de l'oued Boussiaba et d'autre part en amont de l'agglomération (figure. VIII.7). Le tableau ci-après en donne les caractéristiques principales.

Les forages F1, F15, F14, F17 alimentent la ville d'El Milia. Ils se trouvent en rive gauche de l'oued El Kébir au sud de la ville.

Le forage F9 alimente l'agglomération de Tanefdour, rattachée à El Milia, située au nord-ouest de la ville.

Tableau.VIII.12 : Caractéristiques des forages d'AEP d'El Milia.

Désignation des forages					
situation	Nappe de l'oued Kébir	Nappe de l'oued Boussiaba			
Diamètre du tubage	13'3/8	13'3/8	13'3/8	13'3/8	13'3/8
Profondeur du forage	54 m	46 m	55 m	59 m	55 m
Débit du forage	30 l/s				
Niveau statique	5,80 m	6,10 m	6,00 m	5,70 m	6,00 m
Niveau dynamique	8,60 m	9,20 m	9,50 m	9,00 m	17,00 m
Cote terrain naturel	30,00 m	30,00 m	30,00 m	30,00 m	nr
Coordonnées Lambert					
X	818,120	818,175	818,200	818,250	769,000
Y	386,387	386,712	386,800	386,810	391,000
Pompes immergées installées (G.E.I.)	ATHURIA Q = 30 l/s HTM = 120,00m	ATHURIA Q = 30 l/s HTM = 120,00m	ATHURIA Q = 40 l/s HTM = 120,00m	ATHURIA Q = 30 l/s HTM = 120,00m	ATHURIA Q = 20 l/s HTM = 120,00m

Autres installations pour l'AEP :

Des forages alimentant la commune de Sidi Maarouf sont implantés dans la vallée de l'oued Kébir (PK 20.5 – PK 23.3).

Coordonnées du forage :

X = 817.880

Y = 386.650

Z = 31.00 m NGA

Débit d'exploitation = 18 l/s.

Une conduite d'alimentation en eau potable (Ø 200 mm) longe l'ancienne RN27 et alimente le site de Hammam Beni Haroun (PK 25 – PK 26.5).

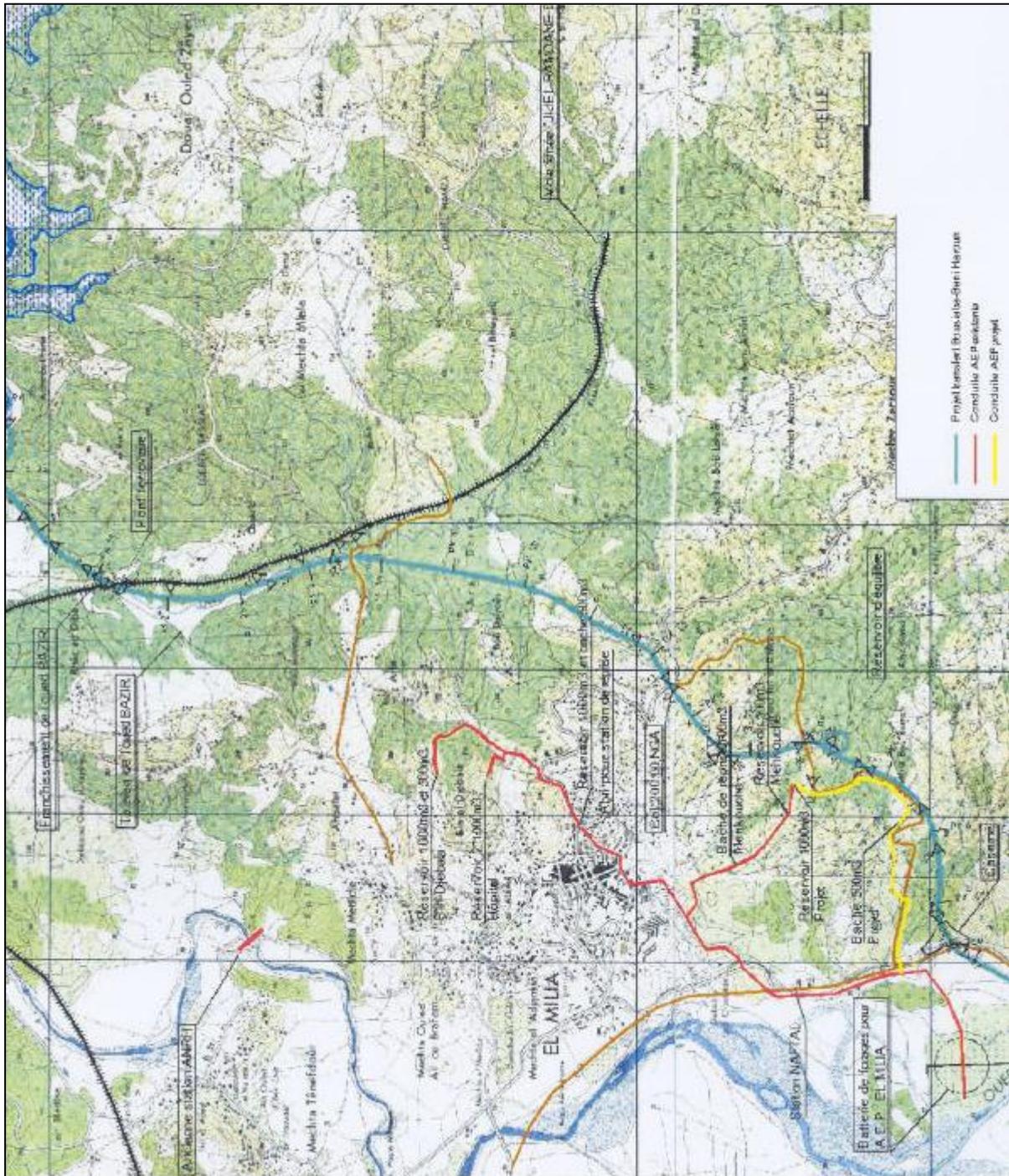


Figure. VIII.7: Carte du réseau AEP d'El Milia.

- **La station thermale de Hammam Beni Haroun :**

(Source des données : Direction du Tourisme de la wilaya de Mila et documentation du Docteur Ahmed Belaitar)

Cette station thermale, bien que relativement rustique et sommaire dans ses installations, accueille en moyenne 100 à 150 personnes par jour en moyenne et ceci tout au long de l'année.

Les caractéristiques de la source sont les suivantes :

- débit : 46 l/s
- température : 45 à 50 °C
- teneur en chlorure de sodium : 2,4 g/l : c'est une eau salée
- pH 7,84 : c'est une eau alcaline
- profondeur de la nappe : 1386 m.

« Sa forte minéralisation suggère que l'eau de Hammam Beni Haroun provient de la dissolution de bancs de sels souterrains. »

L'exploitation de cette station thermale a induit une micro-économie locale au droit du hameau qui s'est développé le long de l'axe routier.

Le tracé de la conduite de transfert évite cette localité et n'affectera pas l'exploitation de la station thermale.

- **Assainissement :**

Dans le bassin versant de l'oued Boussiaba, les principales agglomérations se trouvant dans l'aire d'étude sont notamment la ville de Sétarra, et les petites agglomérations de moindre importance telle que la commune de Guebala.

- Le centre de Setarra rejette ses eaux usées dans l'oued Mekmel, affluent de l'oued Boussiaba.
- Le centre de Guebala rejette ses eaux usées dans l'oued Kef El Ghoul.
- Par ailleurs, l'agglomération de Ain Kechera rejette les eaux usées dans l'oued El Fiha, affluent de l'oued EL Ghezal ;
- La commune d'Oued Boubalout déverse ses eaux usées dans l'oued Asfour affluent de l'oued Boussiaba.
- La ville d'El Milia et ses petites agglomérations déversent leurs eaux usées soit dans les affluents de l'oued Kebir, à savoir les oueds Zhou et Boussiaba, à l'aval du site du barrage, soit dans l'oued Kebir lui même.

Les résultats des analyses des rejets existants dans la daïra d'El Milia les résultats ont mis en évidence la très forte dégradation du milieu récepteur de ces effluents non traités (réseau unitaire) auxquelles s'ajoutent les eaux pluviales.

Les points de rejets dans le bassin versant de l'oued Boussiaba sont représentés sur la figure. VIII.8.

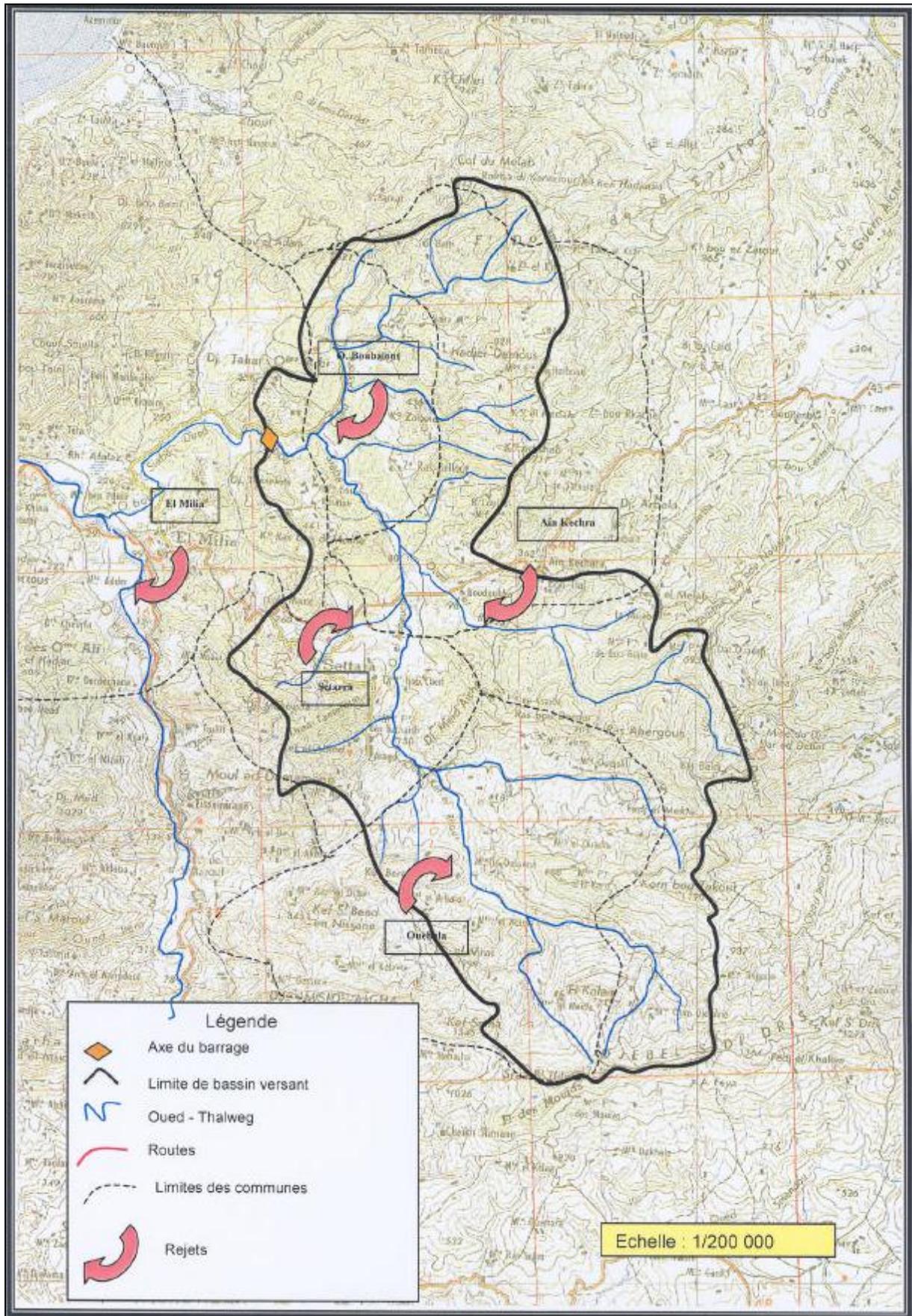


Figure. VIII.8 : Carte des rejets dans le bassin versant de l'oued Boussiaba.

VIII.2. Evaluation des impacts et des risques :

Les impacts prévisibles du projet de barrage de Boussiaba et du transfert d'eau vers le barrage de Beni Haroun sur l'environnement sont liés aux différentes phases de réalisation du projet. En effet, on distingue des effets en relation avec :

- les chantiers de construction des ouvrages, y compris carrières d'emprunts, canalisations...
- la création de la retenue de stockage d'eau,
- les usages de l'eau, c'est-à-dire l'utilisation de la ressource.

Certains effets sont essentiellement temporaires : il s'agit des impacts des chantiers dont la plupart prendront fin avec l'achèvement des ouvrages, par exemple : les nuisances pour les utilisateurs de la RN27 que doit longer la conduite de transfert.

D'autres effets sont permanents et définitifs : par exemple la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.

Enfin, certains effets sont qualifiés de permanents mais ils sont réversibles ou adaptables : il s'agit par exemple de la modification des débits (débits dérivés dans la conduite de transfert, affectés à l'eau potable, laissés à l'aval du barrage de Boussiaba) qui sont fonction des choix de modalités de gestion des ouvrages hydrauliques et des utilisations de l'eau.

L'autre caractéristique amène à différencier :

- les impacts positifs
- les impacts négatifs

Certaines actions ou situations pouvant d'ailleurs renfermer en même temps des aspects négatifs et des aspects positifs.

Les impacts négatifs font l'objet dans la troisième partie de propositions destinées à réduire ces effets, par exemple, la maîtrise des rejets domestiques en amont d'une retenue de façon à limiter les risques de détérioration de la qualité de l'eau stockée.

Pour simplifier la compréhension, les impacts ont été abordés selon deux angles d'approche :

- les impacts liés au barrage de Boussiaba et à son fonctionnement
- les impacts liés à la canalisation de transfert d'eau vers le barrage de Beni Haroun.

VIII.2.1. Les impacts en phase « Réalisation » :

Il s'agit avant tout des effets des chantiers. Ils concernent aussi bien le secteur du barrage que le secteur de la conduite de transfert.

• **Faune et flore :**

Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants. Ceci est principalement vrai pour les travaux du barrage, situé dans un environnement resté très naturel et fortement boisé.

Il en sera de même lors des défrichements nécessaires aux reconnaissances et implantations des ouvrages et lors de la mise en eau de la cuvette. La destruction de ces espaces naturels correspond pour la faune à une destruction d'habitats, c'est-à-dire à des zones de refuge, de nourrissage et/ou de reproduction.

En parallèle, la submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.

La présence d'une masse d'eau (lac) peut également créer un effet de coupure dans les dynamiques de déplacement des espèces animales.

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration... Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs de la retenue.

Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées – ou les moins opportunistes – et dans la limite des phénomènes de territoires.

En tout état de cause, cet impact s'avère limité dans le cas du projet de barrage de Boussiaba dans la mesure où :

- aucune espèce rare n'a été détectée sur le site à aménager ;
- l'Oued Boussiaba se situe dans un massif très fortement boisé et étendu, offrant ainsi de vastes zones de substitution aux espèces animales ;
- la surface de la retenue de Boussiaba occupera environ 700 ha (niveau normal des eaux – cote 74,30 NGA).

Concernant la conduite de transfert, en dehors du tronçon entre la vallée de l'oued Boussiaba et celle de l'oued El Kébir, le tracé suit la vallée de l'oued El Kébir, pour partie rocheuse et pour partie déjà aménagée par des infrastructures de communication.

- **Déplacement de population et foncier :**

Déplacement de Population :

La zone d'emprise de la cuvette du barrage de Boussiaba est très peu habitée. L'enquête parcellaire n'a pas identifié le nombre de personnes résidant de façon permanente dans la zone de la retenue. Une seule habitation a été recensée (parcelle n° 17) mais il n'est pas certain qu'elle fasse l'objet d'une occupation permanente. Du fait du changement d'affectation des lieux, les personnes éventuellement résidentes devront être déplacées.

Sur le tracé de la conduite de transfert, quelques bâtiments ont été répertoriés :

- zone d'habitat épars de Mechtat el Krouz à l'est d'El Milia
- habitation près de Sidi Maarouf
- caserne au sud d'El Milia

Le tracé de la conduite a été défini de façon à éviter au maximum les zones construites. Quelques habitations (2 ou 3 au maximum a priori) devraient être détruites et donc les familles déplacées.

Foncier :

78% de la zone d'emprise du barrage relèvent du Domaine public. Le reste devra être acquis auprès des propriétaires privés.

Pour la conduite de transfert, les deux tiers de la surface nécessaire relève de terrains domaniaux. Un peu plus de 36 ha devront être acquis auprès de propriétaires privés, pour une superficie moyenne de parcelle de 0,63 ha.

Les installations de chantier (base de vie, parc matériel, plates-formes...) seront implantées de préférence dans des terrains dépendant du Domaine public ou facilement maîtrisable par les Autorités, par exemple :

- secteur de l'ancienne carrière à l'aval du barrage
- partie sud de la zone franche de Belara pour les chantiers de la canalisation.

Les autorisations et indemnités prévues par la réglementation seront mises en œuvre pour la maîtrise des surfaces nécessaires aux ouvrages et en cas d'implantation sur des terrains privés.

• **Equipements et infrastructures :**

Au niveau du barrage, la retenue va interrompre les routes qui empruntent la cuvette et desservent les localités éparses. Ainsi, elle va noyer la route n°39 qui longe l'oued Asfour en direction du nord. Toutefois, cette ancienne route qui rejoignait Collo n'est plus praticable.

L'accès au barrage sera réalisé à partir d'El Milia et de la route nationale en empruntant la route qui traverse l'agglomération de Mechta Tenefdour. Au-delà, cette voie rejoint la vallée de l'oued Boussiaba et la longe par la rive droite.

L'impact sur les équipements et infrastructures concerne essentiellement la conduite de transfert.

Le descriptif détaillé du tracé réalisé lors de la mission du 09 au 13 octobre 2004 a permis de mettre en évidence :

- les secteurs où la conduite longera la RN27 ;
- les points de franchissement de la voie ferrée ;
- les points de franchissement de la RN 27 ;
- la proximité des pompes d'eau potable (El Milia, Sidi Maarouf) ;
- la présence de gazoduc, conduites d'eau.

Les principaux impacts possibles entraînés par la réalisation de la conduite sont :

- détérioration des ouvrages et des routes;
- interruption de la desserte eau potable, des communications routières
- nécessité d'une intervention en réparation ;
- nécessité de mettre en place des dispositifs de substitution pour assurer la continuité des services.

Pour le projet de Boussiaba et son transfert, les dispositions constructives adoptées permettent de réduire ces impacts.

Trois points d'accès pour l'approvisionnement des chantiers de la canalisation de transfert sont prévus :

- au nord, sera utilisée la route d'accès au chantier du barrage. Une piste devra toutefois franchir l'oued Boussiaba, par un gué à aménager,
- le tronçon de canalisation à construire à l'est d'El Milia pourra être approvisionné par la nouvelle route construite entre la route nationale 27 – au niveau des zones de captages d'eau potable – et la route qui relie El Milia et Settara
- le tronçon de canalisation à construire dans la vallée de l'oued El Kébir sera approvisionné par la route nationale 27. Des pistes de chantier seront ouvertes au fur et à mesure de l'avancement de la pose de la canalisation dans les terrains. Elles seront maintenues après les travaux comme pistes d'exploitation.

Le trafic camion engendrera inévitablement des détériorations des chaussées empruntées.

Par ailleurs, l'interruption de la circulation sur la route nationale 27 serait très préjudiciable aux échanges économiques entre la cote et l'arrière-pays et doit être évitée.

Le franchissement de la voie ferrée reliant Jijel à Ramdane Jamel est prévu en utilisant un pont existant. Il n'y aura donc pas d'impact des travaux sur cet ouvrage. Le trafic ferroviaire, par ailleurs très réduit sur cet axe, ne devrait pas être perturbé si ce n'est de façon très temporaire lors de l'ancrage de la canalisation sous le pont.

Les conduites d'eau, de gaz... ont été localisées et aucune coupure n'est à prévoir. De même ont été localisées les zones de captages d'eau potable et le tracé de la conduite a été étudié pour éviter ces zones sensibles.

- **Qualité des eaux :**

Les chantiers génèrent des risques de détérioration de la qualité des eaux de surface (en l'absence de mesures de précautions) au travers principalement de :

- pollutions par les hydrocarbures qui peuvent survenir à la suite de défaillances ou d'accidents impliquant les engins de chantier ou de manipulations défectueuses lors d'approvisionnement de ces engins,
- pollutions par les produits stockés sur site, nécessaires aux travaux,
- pollutions par les matières en suspension du fait :
 - des ruissellements sur les pentes dégagées pour les interventions de chantier telles que les zones défrichées de la cuvette du barrage ;
 - des ruissellements sur les remblais tels que plates-formes de chantier, stocks de déblais provenant des creusements de galeries... ;
 - de la mise en œuvre des matériaux nécessaires à l'édification des ouvrages (agrégats pour béton) ;
 - du maniement localisé de berges de l'oued Boussiaba et de l'oued El Kébir au niveau des franchissements par la conduite de transfert ;
 - des remaniements et stocks de déblais,

- pollutions par les produits de construction dans le secteur du barrage et de la station de pompage (laitance de ciments...).
- pollutions par les déchets laissés sur les zones de chantier.

La détérioration de la qualité des eaux se répercute en aval. Elle peut gêner ou empêcher des utilisations de l'eau (prélèvements d'eau de surface...) d'où la nécessité d'organiser les chantiers de façon à réduire ces risques. Elle entraîne des effets induits sur les milieux aquatiques liés aux cours d'eau.

L'oued Boussiaba aussi bien que l'oued El Kébir sont concernés par ces effets potentiels négatifs.

- **Nuisances pour les riverains :**

Comme tout chantier de construction, ceux-ci vont entraîner des nuisances pour les riverains :

- bruit
- poussière et pollution atmosphérique
- encombrement sur les routes d'accès
- modification des conditions de circulation
- interdiction d'accès à certaines zones

Le bruit :

Les principales sources de bruit provenant des chantiers sont :

- les travaux de défrichage de la zone de la cuvette et des parties à végétation dense dans la partie amont de la conduite de transfert
- les travaux de terrassements nécessaires à l'édification de plates-formes.
- le creusement des sols pour la pose de la canalisation de transfert
- le percement des trois galeries nécessaires au passage de la conduite de transfert le long de la vallée de l'oued El Kébir
- le flux de trafic routier pour l'approvisionnement des chantiers, l'évacuation des déblais, le transport des ouvriers.

En matière de bruit, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

- niveaux sonores de certains engins de chantier :
 - ∂ une pelle mécanique émet généralement des niveaux sonores de l'ordre de 100 dB(A) à 7 m, qui s'atténuent progressivement pour atteindre 82 dB(A) à 30 m ;
 - ∂ le passage d'un camion en charge mesuré à 30 m représente une puissance acoustique de 80 dB(A) ;
 - ∂ les niveaux sonores d'engins de terrassement peut atteindre 100 dB(A) à la source.
- la propagation du bruit se fait essentiellement par voie aérienne et son intensité décroît progressivement en fonction de la distance entre le point d'émission et les points de réception. On admet une atténuation de 6 dB(A) chaque fois que la distance double (si le bruit s'échappe dans toutes les directions en même temps). Mais le vent, la topographie, la végétation... modifient cette propagation.
- le bruit peut entraîner, pour les personnes qui y sont exposées, stress, troubles divers tels que perturbation du sommeil, fatigue, palpitations, agressivité, repli sur soi... . La dangerosité proprement dite n'est toutefois pas avérée pour les valeurs inférieures à 85 dB(A) d'exposition quotidienne.

L'OMS a donné les indications suivantes sur le bruit ambiant :

Tableau. VIII.13 : indication de l'OMS sur le bruit ambiant

		Niveau sonore en dB (A)	
Espaces extérieurs	Nuisance	50-55	16
Intérieur des habitations	Intelligibilité de la parole	35	16
Chambres à coucher	Troubles du sommeil	30	8
Salles de classe	Perturbation de la communication	35	Ponctuel
ZI et aires de circulation	Déficits auditifs	70	24

Une valeur de 50 dB(A) est considérée comme une moyenne acceptable.

Dans le cas des chantiers du barrage, les nuisances sonores seront essentiellement liées au trafic des camions dans la traversée de Tanefdour. Le site du barrage est à l'écart de toute agglomération.

Dans le cas des chantiers de la conduite de transfert, les nuisances sonores concerneront surtout la zone de Mechta El Krouz. Le reste du tracé traverse des zones peu habitées.

- **Poussière et pollution atmosphérique :**

Le passage des engins sur les pistes de chantiers ou dans les terrains, la manipulation des déblais/remblais, les tirs de mines ... seront à l'origine d'émission de poussières dans l'atmosphère, surtout lors d'intervention en conditions climatiques sèches. La direction et l'intensité du vent joueront un rôle dans la propagation et la dispersion de ces poussières.

Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants telles que :

- poudrage des végétaux et jardins - avec effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles ;
- poudrage des véhicules – effets induits sur la circulation, les transports ;
- inhalation des particules – effets induits sur la santé.

L'intensification du trafic peut être à l'origine d'une élévation du niveau de pollution atmosphérique de même que l'utilisation d'engins de chantier mal réglés, émetteurs de gaz d'échappement indésirables.

Cette intensification du trafic est liée :

- au transport quotidien des personnels sur les chantiers. On estime à 300/400 environ le nombre de personnes présentes en même temps pendant la période de pic d'activité. Tous types de véhicules participeront à ces rotations quotidiennes.
- aux transports courants des approvisionnements des chantiers en matériaux et en matériels. Les rotations moyennes sont estimées à une dizaine par jour.
- aux transports exceptionnels nécessaires à l'acheminement et au repliement des installations et des matériels les plus importants.

Trafic supplémentaire va s'ajouter, pour la zone de la conduite de transfert, au trafic intense de la route nationale 27.

Par contre, ni la vallée de l'oued El Kébir que doit emprunter cette conduite ni la cuvette de l'oued Boussiaba où doit être édifiée le barrage ne sont densément habitées. Il n'y aura donc que peu de personnes exposées en permanence à ces nuisances, hormis les ouvriers du chantier.

Tableau. VIII. 14 : Les nuisances liées aux pollutions atmosphériques

	Dioxyde de soufre (SO ₂)	Dioxyde d'azote (NO ₂)	Particules en suspension
Origine	Il provient essentiellement de la combustion de combustibles fossiles contenant du soufre : fuels, charbon,	Il provient des installations de combustion (centrales thermiques, chaudières,...) et de la circulation automobile.	Elles peuvent être d'origine naturelle (volcanisme, érosion éolienne,...) ou anthropique (combustions industrielles ou domestiques, véhicules ,...).
Pollutions générées	Dans l'air il peut former de l'acide sulfurique qui contribue au phénomène des pluies acides et à la dégradation de la pierre et des matériaux de certaines constructions.	Il intervient dans le processus de formation d'ozone dans la basse atmosphère. Il contribue également au phénomène des pluies acides par formation d'acide nitrique.	Les particules les plus fines (taille inférieure à 10 micromètres) peuvent transporter des composés toxiques (sulfates, métaux lourds, hydrocarbures, ...) et pénétrer profondément dans l'appareil respiratoire.
Effets sur la santé	C'est un gaz irritant et toxique qui est associé à diverses pathologies respiratoires. Il est notamment associé à des troubles asthmatiques et peut augmenter les symptômes respiratoires aigus chez l'adulte (toux, gêne respiratoire), et altérer la fonction respiratoire chez l'enfant.	Il peut altérer la fonction respiratoire et provoquer une hyper-réactivité bronchique chez l'asthmatique. Chez les enfants il peut augmenter la sensibilité des bronches aux infections microbiennes.	Les fines particules peuvent, surtout chez l'enfant et les personnes sensibles, altérer la fonction respiratoire. Certaines particules sont mutagènes et cancérogènes.

(Source : Agence pour la Maîtrise de l'Energie – France)

• **Santé publique :**

Les effets potentiels de la phase de réalisation des ouvrages sur la santé publique sont à mettre en relation avec les nuisances, telles que décrites ci-dessus, que vont occasionner les chantiers aux riverains.

Les chantiers peuvent également être à l'origine :

- d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
 - t sur la route
 - nationale 27 : circulation alternée, l'augmentation du trafic camions ;

- l'augmentation du trafic de véhicules liés aux transports des personnels ;
- les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- les modifications temporaires des conditions de circulation, notamment des camions sur la route, visibilité réduite par l'implantation de plates-formes ou le parage de véhicules de chantiers...,
- de dangers liés à la réalisation de tirs de mines pour creuser les galeries de la conduite de transfert, notamment les galeries n°1 et la n°3 qui se trouvent du même côté que la route ;
- de désordres consécutifs à l'introduction de maladies par des ouvriers des chantiers non autochtones.

La maîtrise de ces nuisances et les dispositions prises pour assurer la sécurité des personnes limiteront les risques et les effets négatifs.

- **Nappes phréatiques :**

L'impact des chantiers sur les nappes phréatiques supposerait que des infrastructures soient installées dans les terrains abritant ou alimentant ces nappes, ce qui pourrait provoquer leur altération.

Les trois zones de forages en nappe destinés à l'alimentation en eau potable ont été repérées et les ouvrages à construire n'empiéteront pas sur ces zones.

- **Paysages :**

Les travaux, installations de chantiers, présence d'engins... vont modifier considérablement le paysage local tant dans la cuvette du barrage que dans les tronçons de mise en place de la conduite de transfert.

Cette modification va être progressive, au fur et à mesure de l'avancement de l'implantation des plates-formes et de l'avancement des travaux proprement dits. Elle atteindra son point culminant pour la zone du barrage lors de l'édification de l'ouvrage.

L'impact est également amoindri par le fait que la cuvette du futur barrage est peu utilisée (peu habitée et peu empruntée comme voie de communication).

Pour la conduite de transfert, les chantiers vont se déplacer. Cette « mobilité » est de nature à atténuer l'impact global en le concentrant sur un secteur pendant une durée limitée.

Les impacts paysagers des chantiers sont toutefois temporaires et liés à la durée des travaux, à condition que les remises en état soient effectuées (élimination des déchets, nettoyage des plates-formes...).

VIII.2.2. Les impacts en phase « Exploitation » :

• **Micro climat :**

Il n'est pas impossible que des conditions favorables, dont l'absence de vent, puissent être à l'origine de la formation de brouillards au-dessus de la cuvette de Boussiaba.

L'expérience montre que ces brouillards restent généralement localisés entre les berges des retenues. La configuration de la retenue de Boussiaba, allongée et étroite, limitera donc fortement l'extension de ce phénomène s'il survenait

• **Erosion**

La retenue de Boussiaba va occuper une vallée étroite dans un massif fortement boisé et peu peuplée.

Aucune transformation sur la nature de l'occupation des sols de ses versants n'est à prévoir du fait de cette topographie et de la faible occupation humaine.

En conséquence, le projet de barrage n'aura pas d'effet aggravant sur les phénomènes d'érosion existants.

L'implantation de la conduite de transfert pourrait entraîner des phénomènes d'érosion localisés dans les tronçons où elle sera implantée en aérien sur une pente, en terrain rocheux, par exemple à l'occasion de fortes précipitations.

Le terrain arraché pourrait provoquer des désordres en contre-bas : altérer la qualité de l'oued El Kébir, encombrer les voies de communication.

Le souci d'assurer la stabilité pérenne de la conduite amène à prendre toutes les mesures utiles pendant la construction de l'ouvrage pour éviter ces phénomènes.

• **Qualité de l'eau :**

1. Le risque d'eutrophisation de la retenue :

Le processus d'eutrophisation :

Tout plan d'eau connaît une évolution naturelle de la qualité de ses eaux par enrichissement progressif en éléments nutritifs et développement consécutif de la biomasse qu'il renferme : c'est le phénomène d'eutrophisation qui conduit peu à peu au comblement du lac à une échéance lointaine.

Dans le cas des retenues artificielles, le même processus existe mais son évolution est accélérée, du fait des apports liés aux activités humaines sur les bassins versants concernés.

Le fonctionnement du plan d'eau s'articule autour de plusieurs étapes :

- l'installation d'une stratification thermique dans la retenue profonde qui disparaît avec les mélanges d'eau (brassage saisonnier ou par le vent) et qui peut être perturbée / atténuée par les lâchers ou soutirages d'eau, selon les modalités de restitution de l'eau stockée ;

- une désoxygénation plus ou moins intense des eaux de fond en fonction des conditions du milieu avec ses corollaires sur les communautés vivant dans le plan d'eau, les phénomènes chimiques d'oxydoréduction ;
- une variation dans le temps (sur un cycle annuel et aussi en interannuel) et dans l'espace (selon le niveau du plan d'eau, d'amont vers l'aval) des concentrations en matières nutritives pour les micro-organismes présents dans l'eau et donc de ces microorganismes eux-mêmes

Le risque d'eutrophisation de la retenue de Boussiaba :

Les eaux de l'oued Boussiaba, même si les principaux paramètres mesurés donnent une qualification « bonne à moyenne », sont relativement chargées en PO₄. Dans le cadre de la création du réservoir, cette concentration en PO₄ laisse présager une altération de la qualité de l'eau stockée, au travers du phénomène d'eutrophisation. Qui plus est, la mise en eau de la cuvette peut accentuer temporairement les apports par la végétation submergée, pendant les premières années de mise en service.

Dans le cadre de la présente étude d'impact, une approche prédictive de l'état trophique du réservoir a été réalisée à partir :

- des valeurs de concentration en PO₄
- du temps de résidence de l'eau dans la retenue
- l'estimation de la concentration prévisible en chlorophylle a et la probabilité d'atteindre l'un ou l'autre des niveaux trophiques.

Cette approche se réalise avec la concentration en Phosphore total (P tot). En l'absence de données sur ce point, nous avons pris la concentration en PO₄. Ce faisant, nous avons minimisé les conclusions dans la mesure où PO₄ ne correspond qu'à une fraction de P tot (en général : 1/3 à 2/3 selon l'environnement général, selon les rejets sur le bassin versant etc....).

Qu'est ce que la chlorophylle a ?

La chlorophylle a est le pigment le plus important chez les organismes capable de photosynthèse, notamment les algues microscopiques en suspension dans l'eau. Ce pigment donne aux végétaux leur couleur verte et leur permet de faire de la photosynthèse.

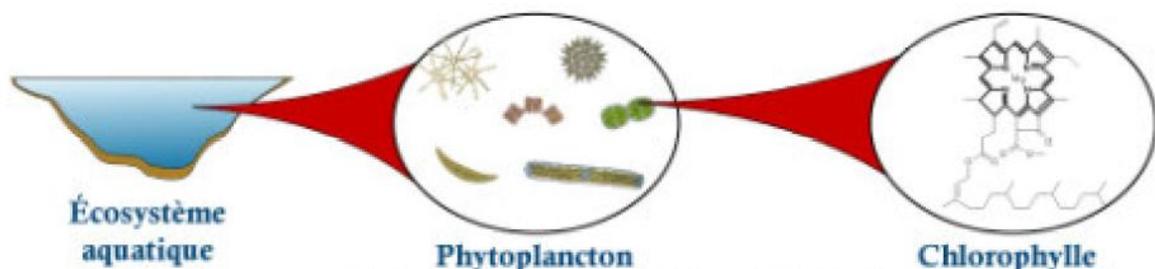


Figure. VIII.9 : Schéma présentatif de la chlorophylle dans un milieu aquatique

La mesure de la concentration de la chlorophylle a dans les eaux d'un lac c'est la mesure indirecte de la quantité des algues (biomasse phytoplanctonique) qui s'y trouve.

Et aussi la chlorophylle a est l'un des trois paramètres physico-chimiques qui permettent d'évaluer le niveau trophique d'un lac. La concentration de chlorophylle a est directement liée à la concentration de phosphore dans les eaux du lac.

Pour une concentration de PO₄ de 0,5 mg/l, on obtient une concentration probable de chlorophylle a de l'ordre de 28 mg/m³, ce qui conduit à un état très probablement eutrophe, voire hyper-eutrophe du plan d'eau de Boussiaba.

Pour une concentration moindre de PO₄, soit 0,1 mg/l, on obtient une concentration probable de chlorophylle a de l'ordre de 9 mg/m³ ce qui conduit également à un réservoir probablement eutrophe.

Sur ces bases, le réservoir évoluera donc très probablement vers un niveau eutrophe. Toutefois, le fort soutirage d'eau opéré pour le transfert vers le réservoir de Béni-Haroun d'une part et pour l'alimentation en eau potable de El Milia d'autre part va a priori améliorer le brassage de l'eau dans le barrage de Boussiaba, ce qui peut contrebalancer en partie l'apparition des symptômes de l'eutrophisation.

2. Les conséquences sur les usages en aval de la retenue :

L'altération de la qualité de l'eau stockée peut entraîner des perturbations :

- sur les ouvrages de pompages et/ou de lâchers d'eau au niveau du barrage (colmatage des organes, corrosion...);
- sur le cours d'eau en aval du barrage, et par effets induits
- sur des utilisations humaines de l'eau :
 - soit dans le cours d'eau, altéré, en aval ;
 - soit par rapport à l'eau prélevée dans le barrage.

Dans le cas présent, l'altération pourrait :

- affecter l'usage eau potable destiné à El Milia ;
- rendre plus complexe ou plus coûteux le traitement de potabilisation de l'eau ;
- altérer la qualité de l'eau stockée au barrage de Beni Haroun, destination principale des eaux stockées dans le barrage de Boussiaba. L'effet sur la qualité de l'eau du barrage de Beni Haroun devrait toutefois être faible eu égard à la contribution annuelle limitée (16%) de Boussiaba dans le remplissage de la retenue de Beni Haroun : 69 hm³ à comparer aux 435 hm³ en provenance de l'oued El Kebir.

3. Le risque de modification de la qualité de l'eau au cours du transfert :

A priori, un risque d'altération de la qualité de l'eau au cours du transfert ne devrait pas se produire non dans la mesure où :

- le transfert se fait en continu ; l'eau est en mouvement et il n'y a pas de stagnation d'eau dans la conduite pendant une durée supérieure à quelques heures ;
- la conduite est pour l'essentielle enterrée, ce qui réduit l'échauffement et les altérations consécutives éventuelles de l'eau.
- Des altérations pourraient survenir en cas :

- de corrosion interne de la conduite : on se prémunit de ce phénomène (risque sur le long terme) par l'utilisation de matériaux adaptés et de peintures
- d'entartrage, par des décollements des dépôts à l'occasion de variation de pression. Dans le cas présent, le risque de dépôt est limité car on se trouve avec une dureté moyenne de l'eau

- **Activités productives :**

Le projet de Boussiaba induira des effets positifs et des effets négatifs sur les activités productives, les aspects positifs l'emportant largement.

En effet, en matière d'effets négatifs on doit prendre en compte :

- la disparition de terres agricoles dans la cuvette de la retenue soit environ 230 ha mais dont la valorisation semble aléatoire et fonction des conditions locales de sécurité,
- d'éventuelles difficultés d'alimentation en eau d'irrigation pour les terres agricoles situées le long de l'oued Boussiaba entre la digue du barrage et le confluent avec l'oued El Kébir, la rivière ne transitant que le débit réservé laissé en aval du barrage soit 0,089 m³/s pour un débit moyen mensuel interannuel de 3,10 m³/s.
- d'éventuelles difficultés de production du forage d'eau potable desservant Tanefdour à partir de la nappe d'accompagnement de l'oued Boussiaba, si celle-ci est moins bien alimentée par la rivière.

Ces effets peuvent être en partie atténués par des mesures appropriées (voir troisième partie de l'étude d'impact).

Les effets positifs font références aux points suivants :

- mise à disposition d'une ressource en eau potable et en eau industrielle permettant de satisfaire les besoins d'une population en forte croissance et permettant le développement économique. On a vu au chapitre 2.3.1 que les besoins actuels de la ville d'El Milia sont tout juste satisfaits ;
- participation à l'alimentation du réservoir de Beni Haroun qui doit permettre à la fois de subvenir aux besoins domestiques et industriels de la région de Constantine en pleine expansion et de participer au développement de périmètres collectifs d'irrigation.

- **Santé publique :**

Le principal effet potentiel du projet est un effet fortement positif.

Quelques cas de typhoïde et de dysenterie sont signalés.

En satisfaisant mieux les besoins en eau potable de la population, on peut espérer une amélioration sanitaire globale, qui sera encore plus sensible si les efforts en matière d'assainissement se poursuivent.

Sur des maladies avec vecteur lié à l'eau - type paludisme, bilharzioses, leishmanioses, nous n'avons pas d'information sur l'existence ou non de cas signalés ou de classification de la

région de Boussiaba comme zone à risque, c'est-à-dire comme zone comportant les vecteurs de ces maladies (notamment Bilharzioses, Leishmanioses).

La création d'un plan d'eau constitue toutefois toujours un pôle de développement possible des moustiques.

- **Sécurité publique :**

La présence d'un barrage à peu de distance d'une agglomération de 70 000 habitants n'est pas sans poser la question de la sécurité et des risques encourus en cas de rupture du barrage.

Une étude d'onde de submersion a donc été réalisée pour évaluer l'incidence d'une rupture brutale du barrage lorsque la retenue est à la cote des Plus Hautes Eaux, soit 78,62 (NGA), ce qui représente un volume d'eau de 155,5 hm³.

La propagation de l'onde de submersion a été déterminée sur l'ensemble du cours d'eau entre le barrage et le débouché de l'oued El Kébir à la mer, ce qui représente un modèle d'une longueur totale de 35 kilomètres.

Les principaux résultats de cette étude sont les suivants :

- l'onde induite en aval aura une hauteur maximale comprise entre 28 mètres (à l'aval immédiat du barrage) et 6 mètres au point d'embouchure dans la mer ; au droit des principales zones urbanisées que sont El Milia et El Ancer, les hauteurs d'eau maximale seront de l'ordre de 17 mètres. Les débits maximums enregistrés sont extrêmement élevés : de l'ordre de 16 500 m³/s à la confluence des oueds Boussiaba et El Kebir et 9 300 m³/s à El Ancer.
- à partir de l'instant de la rupture, le front d'onde se propage très rapidement : en $\frac{3}{4}$ d'heure, il atteint les premiers faubourgs d'El Milia. La ville d'El Ancer est touchée moins de 3 heures après la rupture.
- l'inondation concerne une surface totale 52 km², soit près de 7 fois la surface de la retenue normale de Boussiaba. De nombreuses infrastructures (bâtiments, ponts, routes, voies ferrées etc....) seront détruites ou sérieusement endommagées et les pertes humaines seront sans doute importantes si des moyens de prévention ne sont pas mis en œuvre par les Autorités.

- **Paysages :**

La présence de la retenue de Boussiaba va modifier durablement le paysage de la vallée qu'elle va occuper.

L'appréciation en termes d'impact positif ou d'impact négatif relève d'un jugement de valeur plutôt subjectif, en fonction des critères individuels propres à chacun.

La canalisation de transfert, enterrée, va être invisible sur une grande partie de son tracé et sa perception visuelle sera limitée aux points de franchissement aériens, notamment la traversée de l'oued El Kébir au niveau de Hammam Beni Haroun.

• **Récapitulation des impacts principaux :**

Il en existe une infinité d'impacts sur l'environnement de ce projet de transfert, et le fait d'étudier l'impact du transfert sur l'environnement revient à l'étude de l'impact du barrage de Boussiaba lui aussi sur l'environnement et les habitants car, en effet cette retenue a été spécialement construite en majeure partie pour satisfaire les besoins en eaux de la ville d'El Milia et de combler de déficit en eau qu'il ya dans la retenue de Beni Haroun.

Il s'agit d'effets possibles négatifs en l'absence de mesures de précaution. Les effets positifs sont signalés comme tels.

Tableau.VIII. 15 : Les impacts principaux dans les différentes phases.

Domaine	En phase travaux	En phase exploitation
Faune - flore	Faible	Faible
Micro-climat	Néant	Faible limité à la vallée où sera implantée la réserve d'eau
Erosion	Moyen risque pour les surfaces décapées soit dans le secteur barrage soit dans le secteur conduite de transfert	Faible sur le tracé de la conduite de transfert, en des points localisés
Déplacement de population	Faible 1 famille dans la zone d'emprise du barrage et 2/3 maisons sur le tracé de la conduite de transfert	Néant
Infrastructures	Important vis à vis de la RN27	Néant
Paysage	Fort et temporaire concernant les chantiers et leurs installations	Fort mais appréciation positive ou négative subjective pour la retenue qui va se substituer à une vallée, Faible pour la conduite de transfert qui sera iessentiellement enterrée
Activités carrière	Favorable potentiel pour la fourniture de matériaux	Néant
Activité agricole	Moyen Disparition de 345 ha dans l'emprise de la cuvette Réduction potentielle de la ressource en eau pour irrigation en aval du barrage	Moyen Réduction potentielle de la ressource en eau disponible pour irrigation en aval du barrage Forte en période de remplissage (débit réservé = 1/40è du débit moyen)
Activité économique globale	Positif et fort présence des personnels affectés aux chantiers consommant de l'hébergement et de la restauration, contrats pour les entreprises	Positif et fort disponibilité en eau pour la population et l'activité à El Milia + contribution au développement économique lié au barrage de Beni Haroun
		Moyen

Domaine	En phase travaux	En phase exploitation
Qualité des eaux	Moyen à fort pollutions possibles sur l'oued Boussiaba et l'oued Kébir	altération possible de la qualité de l'eau stockée et conséquences sur les usages en aval de l'oued Boussiaba et sur l'eau potable à El Milia
Hydrologie	Néant	Fort Réduction du débit de l'oued Boussiaba en aval du barrage Effet sur l'oued Kébir Effets induits possibles sur - les usages en aval, - les petites crues, - le transport solide, - l'enfoncement du lit - le déplacement latéral des cours d'eau, - la qualité de l'eau (réduction des apports de dilution de l'oued Boussiaba à l'oued Kébir
Riverains	Moyen à fort nuisances diverses	Néant
Santé publique	Faible car impact surtout lié aux nuisances pour les riverains qui sont peu nombreux	Positif: meilleure desserte de la population en eau potable à El Milia
Sécurité publique	Moyen liés à l'accessibilité des chantiers et aux interventions sur les axes de communication	Très fort mais très improbable en cas de rupture du barrage
Nappes phréatiques	Faible deux zones de forages pour l'eau potable ont été pris en compte dans la définition du tracé de la conduite de transfert	Moyen pour le forage AEP dans l'oued Boussiaba : perturbation possible de l'alimentation de la nappe

VIII.3. Les Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels :**VIII.3.1.Présentation :**

Les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation du barrage de Boussiaba et du transfert d'eau vers le barrage de Beni Haroun sont liés aux problèmes suivants :

- déplacement des populations touchées par la mise en eau de la retenue et par la construction de la conduite de transfert,
- nuisances de voisinage liées aux chantiers,
- proximité de diverses infrastructures par rapport au tracé de la conduite de transfert d'eau
- modification des paysages locaux par les pistes et la création des retenues,
- destruction de végétaux et d'habitats de faune sauvage,
- réduction du débit transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage, et conséquences sur l'agriculture située entre la digue et le confluent de l'oued El Kébir et sur la nappe de l'oued Boussiaba utilisée pour un forage desservant en eau potable la localité de Tanefdour
- risque de dégradation de la qualité des eaux dans la retenue et en aval via l'eau lâchée, effet potentiel sur l'alimentation en eau potable d'El Milia que doit renforcer l'eau disponible au barrage.

Certains effets ou l'apparition des risques peuvent être réduits par la mise en œuvre de mesures de précautions, qui sont décrites et recommandées ci-dessous.

VIII X.3.2.Déplacement de la population :

Cette mesure vise à reloger les personnes dont les habitations se trouveront dans l'emprise de la retenue de Boussiaba ou qui se trouvent sur le tracé ou à proximité immédiate de la conduite de transfert d'eau.

L'enquête parcellaire a recensé une seule habitation dans l'emprise de la retenue du barrage mais son occupation permanente n'est pas avérée et le nombre de personnes n'a pas été mentionné.

Les conditions de déplacement, relogement, indemnisation sont de la responsabilité des autorités algériennes.

Les pertes de production liées à la disparition de 345 ha de terres potentiellement mis en valeur par l'agriculture devront trouver une compensation.

En outre, si 78% de l'emprise de la retenue correspondent à des parcelles relevant du Domaine public, 22% appartiennent à des propriétaires privés (avec une taille moyenne de 1,72 ha par parcelle).

Les conditions d'achat seront établies par les autorités selon les règles en vigueur.

Le tracé définitif de la conduite de transfert peut également nécessiter le déplacement de quelques habitations (2 ou 3 maximum a priori) et nécessite l'achat de 36 ha de surface appartenant à des particuliers.

VIII.3.3.Nuisance au voisinage du chantier:

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population.

On rappelle que peu de population permanente est susceptible de subir les nuisances de type bruit, poussière, pollution atmosphérique due aux chantiers. Les plus concernés par le trafic camion sont les habitants de Tanefdour (approvisionnement du barrage).

La station de pompage sera à la fois éloignée des lieux habités (au pied du barrage) et installée dans les locaux fermés, limitant les émergences sonores.

A titre d'information, la réglementation française admet une émergence diurne (c'est-à-dire une différence entre le niveau sonore ambiant avant intervention et le niveau sonore émanant des ouvrages et matériels en fonctionnement) de l'ordre de + 5 dB et + 3dB en période nocturne.

Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

- de retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.
- de localiser les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités. Ce sera le cas pour le barrage.
- Pour la zone du transfert, cette base pourrait être implantée par exemple dans la partie sud de la zone franche de Belara (disponibles : route d'accès, eau et électricité à proximité, espace hors crue de l'oued Kébir...).
- d'utiliser des engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- d'installer, si nécessaire, les bâtiments provisoires de chantier de façon à faire écran par rapport aux habitations (cas éventuels pour les chantiers mobiles de la conduite de transfert).
- d'informer la population sur les travaux et leur avancement.

En matière de circulation routière, il est possible :

- d'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants ;
- d'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire ;
- de procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;

- de remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- d'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès ;
- d'adopter une signalisation performante pour :
 - signaler les points d'entrées/sorties de camions et d'engins sur les routes principales, notamment la route nationale 27 ;
 - assurer la sécurité des usagers de la route lors des opérations de circulation alternée ;
 - assurer la sécurité des usagers lors des opérations de tirs de mines.

VIII.3.4.Interruption d'infrastructures:

Routes et lignes électriques et téléphoniques, interrompues par la mise en eau de la retenue, doivent être rétablies pour maintenir les dessertes.

Pour les autres ouvrages, gazoduc, voie ferrée, conduites d'eau, la conduite de transfert sera implantée de façon à ne pas occasionner de désordres et les ouvrages devant être déplacés le seront avant le chantier principal pour assurer la continuité du service.

VIII.3.5.Paysages:

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc..., susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

La traversée de l'oued Kébir au niveau de Hammam Beni Haroun sera réalisée en veillant à l'aspect esthétique du dispositif retenu, de façon à atténuer l'impact visuel de la conduite dans le site.

VIII.3.6.Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages :

Pour éviter l'assèchement de l'oued Boussiaba et ses conséquences sur le milieu et sur les usages en aval, il est prévu de maintenir en permanence à l'aval du barrage un débit correspondant à 1/40^e des apports moyens annuels de la rivière.

Ceci devrait permettre d'assurer les prélèvements pour l'irrigation présente dans la vallée de l'oued Boussiaba à l'aval du futur barrage.

En effet, en prenant comme surface potentiellement irriguée la moitié de la zone potentiellement agricole de la plaine alluviale soit de l'ordre de 150 ha, un débit fictif continu d'irrigation de 0,6 l/s/ha représente 90 l/s soit la valeur du débit réservé prévu.

En aval du confluent « o. Boussiaba / o. El Kébir », c'est le débit réservé laissé par le barrage de Beni Haroun qui influencera fortement la disponibilité en eau dans l'oued El Kébir.

Ce débit réservé ne permettra pas par contre de contrebalancer les effets de concentration de produits dans l'oued Kébir, du fait de la réduction des apports de « dilution » de l'oued Boussiaba.

Concernant les perturbations éventuelles de la nappe et donc des capacités de production du forage pour l'alimentation en eau potable de la localité de Tanefdour, deux hypothèses peuvent être envisagées :

- la profondeur du captage (55 m) rend la productivité relativement indépendante de la rivière, de sorte qu'il n'y aura pas de conséquences dommageables : c'est l'hypothèse la plus probable.
- la productivité est altérée, auquel cas la localité devra être raccordée au réseau collectif d'El Milia dont le barrage de Boussiaba va renforcer la ressource.

Pour régler le problème de l'alimentation de cette localité pendant la phase de premier remplissage du réservoir de Boussiaba soit une desserte temporaire devra alors être mise en place soit, de préférence, le transfert prévu pour l'AEP devra être assuré pendant cette période.

VIII.3.7.Dégradation de la qualité des eaux de surface:

- **Présentation :**

Une dégradation significative de la qualité de l'eau stockée entraînerait des désordres locaux et à l'aval qui ont été précisés dans la deuxième partie du présent dossier et dont l'inconvénient majeur est lié à l'usage AEP à El Milia prévu pour cette ressource.

- **La retenue de Boussiaba en phase exploitation :**

Plusieurs mesures relatives à la retenue de Boussiaba peuvent éviter ou limiter ces phénomènes de dégradation de la qualité de l'eau stockée, en phase d'exploitation de la retenue :

1. Surveiller la qualité des apports et réduire l'arrivée de matières nutritives dans la cuvette :

Ceci concerne les apports par le bassin versant immédiat de la retenue. Il s'agira ici de proposer des solutions d'assainissement efficace aux localités qui rejettent leurs eaux usées dans ce bassin versant, particulièrement la localité de Settara qui compte 4200 habitants au chef-lieu.

Pour ce faire, il sera nécessaire de procéder au préalable à l'identification précise des sources de pollutions de façon à pouvoir quantifier les flux déversés dans le bassin versant de l'oued Boussiaba et de proposer des solutions adaptées à la fois au type de pollution à traiter et aux moyens des collectivités concernées.

La démarche peut être conduite de la façon suivante :

- identifier et quantifier précisément les rejets : volumes et variation, composition des rejets (domestiques, activités artisanales ou industrielles, élevage...), localisation des points de rejet ;
- proposer des systèmes de collecte et de traitement adaptés, notamment en fonction :
 - de l'éparpillement ou non de la population en cause,
 - du relief,
 - du type de rejet
 - de ses variations en composition ou/et en débit dans l'année
 - des capacités locales à faire fonctionner, surveiller, entretenir le dispositif de traitement

- de la prise en charge et de la répercussion des coûts d'investissement et de fonctionnement sur la population locale

Ces éléments permettraient de proposer les filières les plus appropriées : systèmes rustiques et/ou extensifs (type lagunage), réutilisation après traitement, infiltration, systèmes compacts...

Une autre solution, celle d'acheminer les rejets hors du bassin versant, peut être envisagée pour des rejets qui se situeraient en limite du bassin versant de l'oued Boussiaba. Toutefois, elle ne ferait que reporter les altérations de qualité des eaux de surface vers d'autres régions, ce qui ne paraît pas souhaitable comme solution définitive.

Le bassin versant est en grande partie boisé, de sorte que des mesures en matière de surveillance des pratiques agricoles ne semblent pas s'imposer.

2. Connaître l'évolution de la qualité de l'eau de la retenue :

En raison du futur usage eau potable, il s'agit ici de mettre en place un suivi de la qualité de l'eau qui pourrait porter sur :

- la transparence ;
- l'oxygène dissous ;
- les formes de l'azote et du phosphore ;
- la "chlorophylle a" comme indicateur de l'activité biologique ;
- éventuellement des déterminations algales, notamment en cas de fort développement de ces micro-organismes. En effet certaines, comme les cyanobactéries, peuvent être toxiques dans certaines conditions. Dans le cas d'un usage eau potable, l'eau est traitée avant distribution, ce qui élimine le risque de toxicité mais la présence d'algues peut gêner les dispositifs.

Ce suivi porterait sur des mesures régulières, pendant les premières années de mise en service, pour apprécier l'opportunité d'intervention sur les localités situées en amont et pour prévoir d'éventuels dispositifs de traitements complémentaires pour les systèmes de potabilisation de l'eau.

3. Adapter la gestion de la retenue :

La gestion de la retenue doit être conduite de façon à éviter l'alimentation par la prise d'eau de fond en période de crues, pour limiter les apports en matières en suspension, c'est-à-dire :

- arrêter le transfert vers Beni Haroun pendant la crue
- utiliser une prise d'eau surélevée pour l'alimentation en eau potable, qui ne pourra pas être arrêtée plus de 24 heures.

• L'oued El Kébir en phase exploitation du barrage de Boussiaba :

Limitier les risques de pollution des cours d'eau (oued Boussiaba et oued El Kébir) pendant les chantiers de construction.

Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas, d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

Et voici donc les recommandations à tenir en compte vis-à-vis de la conduite de transfert :

- Le passage à gué sur l'oued Boussiaba, aménagé sur la piste assurant les approvisionnements de la canalisation de transfert dans la partie la plus proche du barrage, sera renforcé / empierré pour limiter le départ de particules fines
- Les travaux nécessitant un franchissement de l'oued Kébir (conduite posée sous la rivière) seront réalisés en période de basses eaux. Par ailleurs, un batardage par moitié permettra de travailler à sec.
- Les berges seront consolidées dans ces tronçons par la mise en place de gabions ou enrochements, qui les protégeront des effets des crues.
- La "base de vie" sera aménagée sur un site adapté (par exemple la partie sud de la zone franche de Belara) et pourvue des équipements utiles, de même que le parc de matériels.
- Sur les bases relais des chantiers mobiles, des consignes seront fournies aux entreprises pour limiter les risques de pollution, en interdisant le stationnement et le réapprovisionnement des engins à proximité immédiate de la rivière.
- Les déblais issus du creusement des galeries seront utilisés sur place pour édifier les remblais, ou mis en dépôts sur des zones appropriées, comme le délaissé entre l'ancienne et la nouvelle nationale au niveau de la galerie n°3. Ces déblais seront soigneusement compactés pour assurer leur stabilité. Leur aspect final les fera assimiler à des éboulis rocheux.

VIII.3.8.Sécurité publique:

- **Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :**

Toutes les précautions seront prises pour réduire le risque de rupture du barrage de Boussiaba à une probabilité infinitésimale.

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation.

1. au stade des travaux :

- s'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;
- s'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;

- suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés.

2. au stade de l'exploitation :

- surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.
- mettre en service et gérer une station hydrométrique en amont de la retenue, au droit des oueds Boussiaba et Asfoura, pour permettre les prévisions de crues et anticiper la vidange de la retenue ;
- avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir ;
- mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

Compte tenu de l'ampleur de l'onde de submersion, aucun moyen artificiel (type digues) n'est économiquement réalisable pour cantonner l'eau dans le lit des oueds et réduire les dégâts potentiels.

Ainsi faudrait-il édifier une digue de 10 à 15 mètres de haut de part et d'autre du lit de l'oued de Boussiaba dans la traversée de El Milia, sur une longueur de 5 km et d'une dizaine de mètres de haut en moyenne en RD de l'oued El Kebir une longueur de 4 km.

En ce qui concerne la zone franche de Bellara, il faudrait édifier une digue de 5 mètres de hauteur maximale sur tout le périmètre de la surface inondable, soit sur une longueur de 3 km.

Ces dispositifs de protection contre l'onde de submersion auraient par ailleurs comme conséquence de réduire l'emprise de l'onde de submersion et d'augmenter le débit en remontant la ligne d'eau.

- **Précautions lors des travaux :**

- **précautions vis-à-vis des personnels :**

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

- **précautions vis-à-vis des tiers :**

Elles concernent surtout les risques engendrés par :

- la circulation de camions, notamment dans la traversée de Tanefdur
- le travail le long de la route nationale 27

- l'utilisation d'explosifs pour les tirs de mine.

La signalisation routière sera établie en concertation avec les autorités compétentes et les personnels chargés d'assurer l'alternance de circulation devront disposer des équipements de communication adéquats.

Le stockage et la manipulation des explosifs seront assurés par des entreprises accréditées, dans le respect des réglementations s'y appliquant. Les plans de tirs concernant les galeries de la conduite de transfert seront organisés en tenant compte des flux de circulation sur la route nationale 27.

Des dispositifs anti-intrusion seront mis en place pour les chantiers sensibles.

Conclusion :

L'étude d'impact sur l'environnement du transfert des eaux du barrage de Boussiaba vers le barrage de Beni Haroun doit impérativement tenir compte du rôle et de l'impact que va jouer la retenue de Boussiaba sur l'environnement, En effet la retenue de Boussiaba a été spécialement construite pour subvenir aux besoins du transfert, effectivement lors de l'étude de ce chapitre on a évoqué les différents impacts que provoquait la conduite de transfert ainsi que le barrage

Les différents impacts ont été cités dans l'étude et plusieurs recommandations ont été proposées afin de minimiser les conséquences ainsi que modérer les pertes.

Sur la base d'une comparaison des impacts positifs et des impacts négatifs du projet, et en considérant les mesures environnementales et sociales d'accompagnement du projet (qui permettront de réduire et compenser globalement les impacts négatifs) et que le Maître d'ouvrage ANBT doit veiller à leur application, il ressort que le projet de transfert Boussiaba / Beni Haroun soit acceptable sur le plan environnemental et social.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude du transfert du barrage de Boussiaba vers le barrage de Beni Haroun, soit l'étude de la station de pompage, les réservoirs, traitant au passage tout les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son impact sur l'environnement.

Nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude q' un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

De ce projet, nous pouvons dire que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc il est indispensable de prévoir des protection contre des problèmes telle que le coup de bélier et la corrosion.

Et afin de pallier à un éventuelle disfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable de faire appelle, dans la mesure du possible, aux produit et aux matériaux locaux.

Nous recommandant aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accorde une importante à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.

BIBLIOGRAPHIE

ANDRE DUPONT [1] « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles (Paris)

M.CARLIER [2] « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972 Eyrolles (Paris)

A. LENCASTRE [3] « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-Editions, 2000

M. MEUNIER [4] « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION » Edition Dunod, Paris, 1950

Walter Graft [5] « HYDRAULIQUE FLUVIALE » école polytechnique fédérale de Lausanne.

G.DEGOUTTE [6] « AIDE MEMOIRE D'HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE »

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION [7] « DESIGN OF SMALL DAMS » A Water Resources Technical Publication Third Edition, 1987.

Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters [8] «Hydraulics of Pipeline Systems »

DAVID P. LAWRENCE [9] « ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENT Practical Solutions to Recurrent Problems » A JOHN WILEY & SONS, INC., PUBLICATION

Nomenclature

PK : Point kilométrique

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de frottement.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Q : Débit à refouler (m^3/s).

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite.

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

η : rendement de la station de pompage (70 %).

- E : énergie consommée pendant une année (Kwh).
- P : puissance de pompage (Kw) .
- t : temps de pompage par jour (h).
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
- A : Frais d'amortissement (DA).
- i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.
- R_e : Nombre de Reynolds.
- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).
- V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m^3/h**
(C'est un volume minimum).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir
(%).
- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).
- S : section du réservoir (m^2).
- h : hauteur utile optimale d'eau (m).
- H : hauteur totale du réservoir (m).
- R : revanche (m).
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).
- $\eta_{inst}^{ap,van}$: Rendement de l'installation après le vannage (%).
- $\eta_{inst}^{av,van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%).
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).
- h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée.

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

R' : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage..

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

r : marge de sécurité.

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).

H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Δh_{asp} : Pertes de charge totale du coté aspiration.

Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire à l'aspiration (m).

l_r : longueur de la conduite de refoulement,

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s).

n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m).

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s).

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).

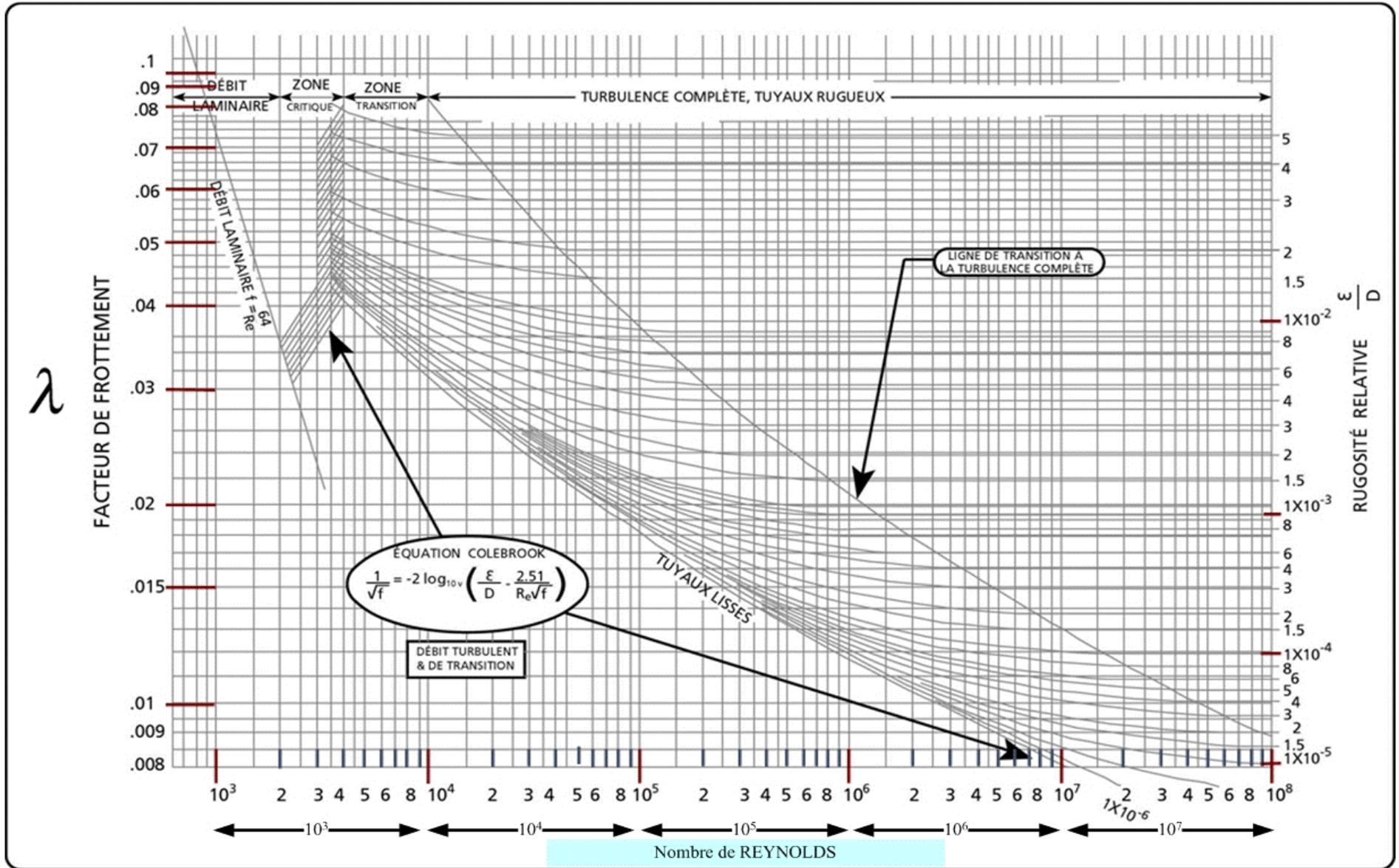
h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).
 r : marge de sécurité.
 l : largeur de la fouille (m).
 L : longueur de la fouille (m).
 h : profondeur de la fouille (m).
 S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe.
 b : petite base de la tranchée.
 B : grande base de la tranchée.
 V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives.
 L : distance entre deux coupes consécutives.
 V_s : volume du lit de sable (m^3).
 L : longueur de la tranchée (m).
 S_c : section de la conduite (m^2).
 V_c : volume de la conduite (m^3) .
 V_r : volume du remblai.
 V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).
 V_{cond} : volume occupé par la conduite.
 V_s : volume du lit de sable.
 C : célérité d'onde (m/s) .
 e : épaisseur de la conduite (mm).
 V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).
 P : La hauteur de pelle (m)
 H_0 : La charge déversante (m)
 Fr : Nombre de Froude

ANNEXES

ANNEXE.II.1

Graphique de Moody pour le calcul du coefficient λ



ANNEXE. III.1.
Fiche technique de la station de Pompage

N°	Désignation	Quantité	unité	Destination
1	<p style="text-align: center;"><u>Prise d'eau :</u></p> <p>Type : conduite munie de crépine incorporé dans le corps du barrage</p> <p>Dimensions : - Côte</p> <p>-Diamètre</p> <p>-Longueur L.</p> <p>-nombre crépines</p> <p>-Finesse de filtration</p>	<p>45,85</p> <p>2</p> <p>59m</p> <p>4</p> <p>10</p>	<p>U</p> <p>m</p> <p>m</p> <p>U</p> <p>mm</p>	Acheminement des eaux du barrage de Boussiaba
2	<p style="text-align: center;"><u>Station de pompage en charge</u></p>			Refoulement des eaux vers le réservoir tampon
3	<p style="text-align: center;"><u>Type de pompe :</u></p> <p>Pompe à centrifuge à axe horizontal</p> <p>Pompe prototype de marque KSB</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre de pompe. ○ Débit d'une pompe Q_c. ○ Hauteur manométrique (HMT). ○ Puissance absorbée P_2. ○ Rendement de la pompe η_p. ○ Nombre de tour par minute N_p ○ Longueur de la pompe ○ NPSH r 	<p>2</p> <p>1,735</p> <p>243,9</p> <p>3322</p> <p>80</p> <p>3500</p> <p>2,13</p> <p>18</p>	<p>U</p> <p>m^3/s</p> <p>m</p> <p>KW</p> <p>%</p> <p>tr/mn</p> <p>m</p> <p>m</p>	Aspiration et refoulement des eaux de la rivière vers le réservoir de stockage
4	<p style="text-align: center;"><u>Collecteur d'aspirations :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur d aspiration ○ Diamètre d aspiration 	<p>349</p> <p>2000</p>	<p>m</p> <p>mm</p>	
5	<p style="text-align: center;"><u>Collecteur de refoulement :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur de refoulement ○ Diamètre de refoulement 	<p>7323</p> <p>1400</p>	<p>m</p> <p>mm</p>	
6	<p style="text-align: center;"><u>Type du moteur :</u></p> <p><u>(triphase 50Hz) 200 L 4 - 30</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre ○ Rendement η_m ○ Tension U. ○ Puissance P_1. ○ Vitesse nominale N_m. 	<p>2</p> <p>95</p> <p>400</p> <p>5735</p> <p>3300</p>	<p>U</p> <p>%</p> <p>Volt</p> <p>KW</p> <p>tr/min</p>	Entraînement de la roue de la pompe.

7	<p><u>Equipement en amont d une pompe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nbr de tulipe d aspiration ○ Convergent : Da <ul style="list-style-type: none"> ○ da ○ Lconv 	<p>2 1200 700 1,75</p>	<p>U mm mm m</p>	<p>accessoires de l'installation</p>
8	<p><u>Equipement en aval :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Tubulure de refoulement <ul style="list-style-type: none"> ○ d_r ○ Divergeant D_r <ul style="list-style-type: none"> ○ L_{div} 	<p>2 600 800 1,5</p>	<p>U mm mm m</p>	<p>accessoires de l'installation</p>
9	<p><u>Ouvrage d'arrivée :</u></p> <p>réservoir tampon</p> <ul style="list-style-type: none"> - Diamètre - Profondeur - Volume 	<p>27 6 3243</p>	<p>m m m³</p>	<p>La liaison entre l'adduction en refoulement et l'adduction gravitaire</p>

ANNEXE.V.1

Détail des profils et abaques de dimensionnement des barrages déversoirs

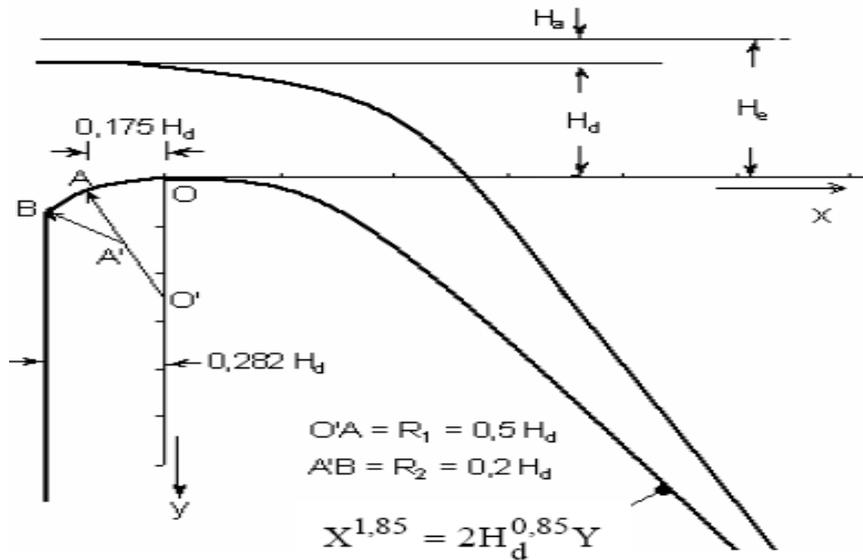
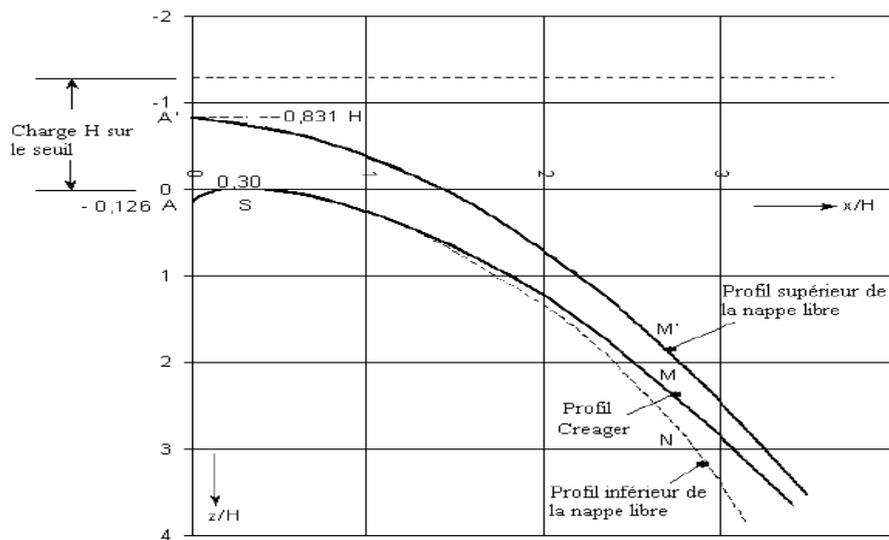


Figure. 1 : Barrage déversoir ; profil WES et quelques autre profils.



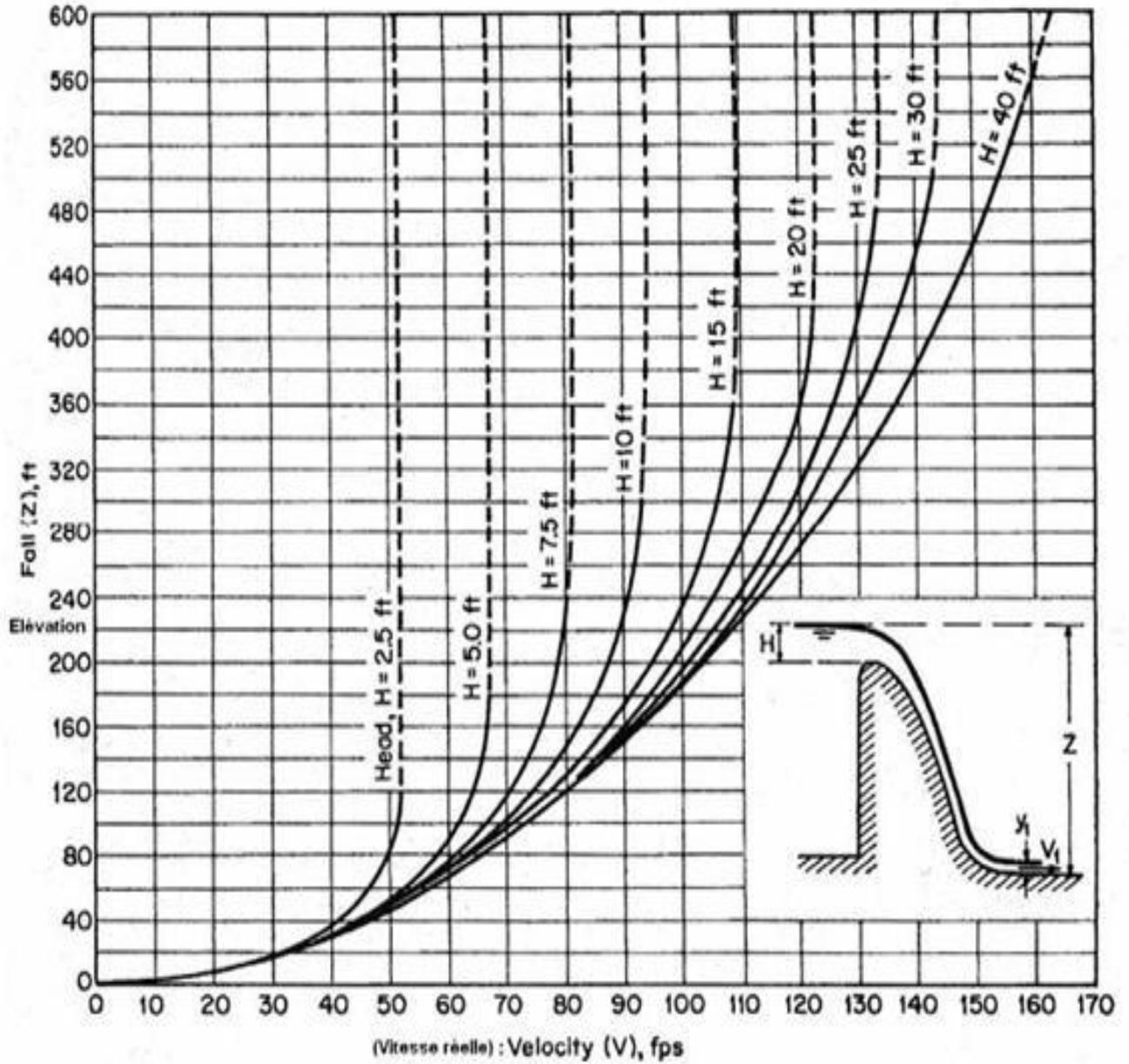
Profil du barrage		Surface libre
x/H	z/H	z'/H
0,0	0,126	- 0,831
0,1	0,036	- 0,803
0,2	0,007	- 0,772
0,3	0,000	- 0,740
0,4	0,007	- 0,702
0,6	0,060	- 0,620
0,8	0,147	- 0,511
1,0	0,256	- 0,380
1,2	0,393	- 0,219
1,4	0,565	- 0,030
1,7	0,873	0,305
2,0	1,235	0,693
2,5	1,960	1,500
3,0	2,824	2,500
3,5	3,818	3,660
4,0	4,930	5,000
4,5	6,22	6,540

h/H	q débits linéaires m ³ /s/m	Cd coefficients de débit
0,10	0,075	
0,20	0,180	0,448
0,30	0,340	
0,40	0,500	0,459
0,50	0,725	
0,60	0,975	0,468
0,70	1,250	
0,80	1,550	0,480
0,90	1,900	
1,00	2,220	0,501

Figure. 2 : Critères du profil CREAGER

ANNEXE. V.2 :

Les vitesses au pied du barrage déversoir

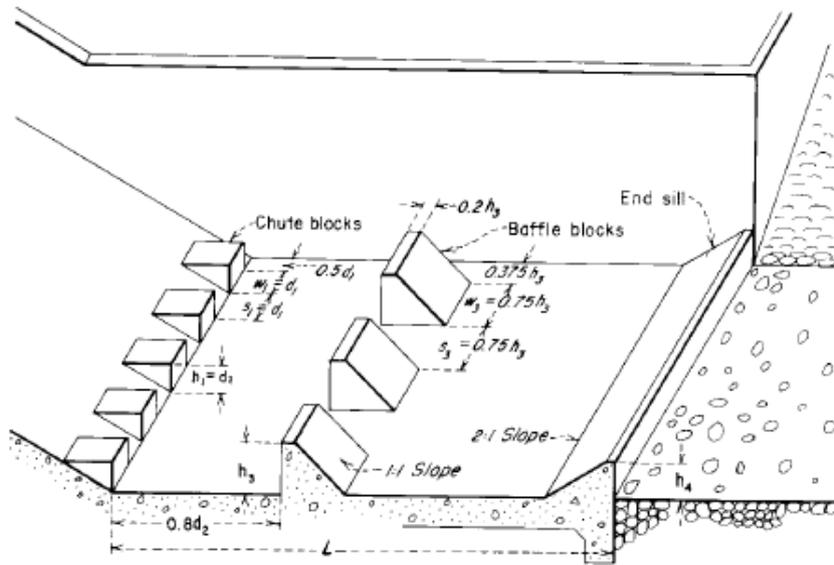


Variation des vitesses réelles au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir

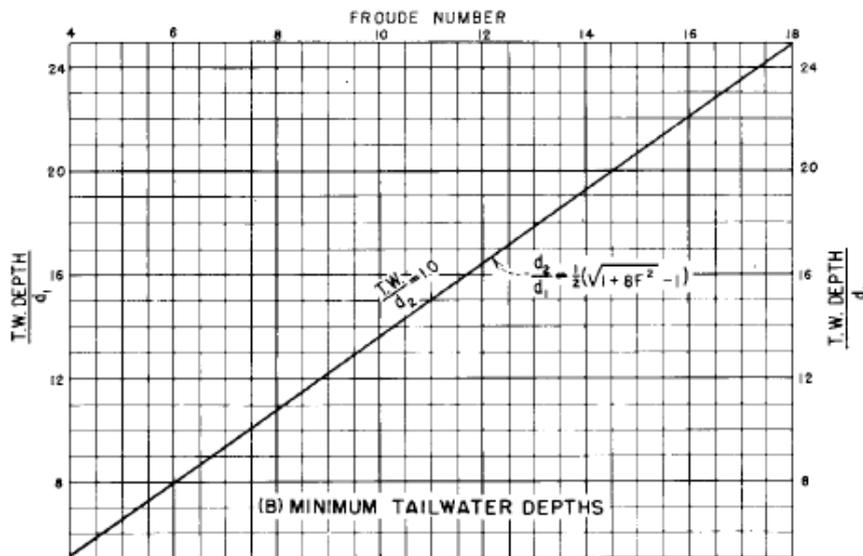
Figure.1 : Abaque des variations des vitesses au pied aval du barrage.

ANNEXE.V.3

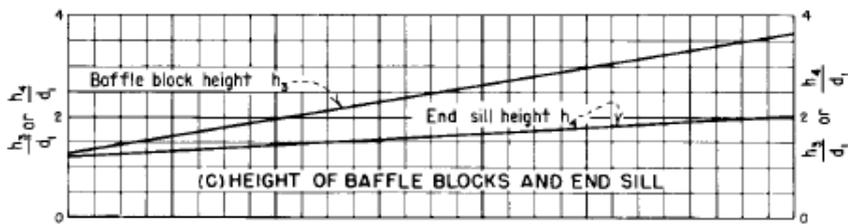
Caractéristique du bassin USBR type III



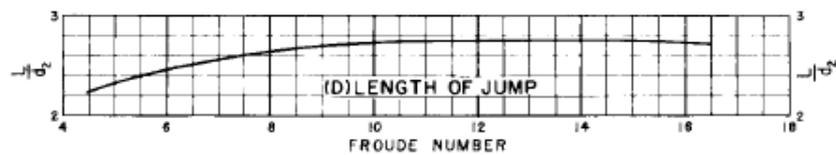
(A) TYPE III BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS



(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

Figure.1 : Abaqués de dimensionnement du bassin de dissipation USBR type III

ANNEXE.VI.2
Les pièces spéciales

Tableau.1 : Les pièces spéciales

Numéro pièce	X (m)	Y (m)	Z (m NGA)	PMS bars	PMF m	Organe	coefficient K de perte de charge singulière	perte de charge singulière (mce)
C.1a	795 848,73	4 076 428,83	38,30	23,42	266,7	Purgeur	0,01	0,003
C.1b	795 839,93	4 076 424,82	37,30	23,52	267,7		0,05	0,013
C.1c	795 828,93	4 076 411,51	35,52	23,69	269,5	Accès	0,01	0,004
C.2a	795 764,15	4 076 333,18	34,39	23,77	270,6		0,01	0,003
C.2b	795 741,86	4 076 306,23	30,86	24,11	274,1	vidange 25 bars	0,01	0,003
C.3a	795 710,40	4 076 268,19	31,54	24,03	273,5		0,10	0,025
C.3b	795 692,95	4 076 268,37	31,78	24,01	273,2		0,02	0,007
C.3c	795 671,77	4 076 268,60	37,05	23,48	268,0		0,02	0,006
C.4a	795 608,12	4 076 269,28	39,69	23,21	265,3		0,02	0,005
C.4b	795 580,86	4 076 269,57	45,68	22,62	259,3		0,03	0,008
C.4c	795 569,10	4 076 273,27	48,38	22,35	256,6		0,02	0,004
C.5a	795 510,23	4 076 291,75	52,28	21,95	252,7	Purgeur clapet 25 bars	0,01	0,003
C.5b	795 478,51	4 076 301,72	50,78	22,09	254,2		0,03	0,007
C.6a	795 353,89	4 076 309,59	45,17	22,61	259,8		0,05	0,012
C.7a	795 318,87	4 076 295,93	43,48	22,76	261,5		0,01	0,003
C.7b	795 298,12	4 076 287,83	39,79	23,12	265,2		0,05	0,012
C.7c	795 283,51	4 076 272,89	36,34	23,45	268,7	vidange 25 bars	0,03	0,007
C.8a	795 240,80	4 076 229,23	40,44	23,04	264,6		0,07	0,019
C.8b	795 226,62	4 076 214,73	40,66	23,01	264,3		0,03	0,007
C.9a	795 188,38	4 076 147,34	41,50	22,91	263,5		0,06	0,014
C.9b	795 160,82	4 076 130,52	41,86	22,87	263,1	Purgeur 25 bars	0,04	0,011
C.11a	794 944,83	4 075 998,72	35,99	23,38	269,0		0,04	0,010
C.12a	794 904,10	4 075 947,57	34,47	23,51	270,5	vidange 25 bars	0,05	0,014
C.13a	794 851,21	4 075 881,16	40,04	22,94	265,0		0,06	0,016
C.14a	794 788,69	4 075 802,66	41,76	22,75	263,2	Purgeur Clapet 25 bars	0,05	0,014
C.15a	794 726,85	4 075 725,01	39,37	22,96	265,6		0,05	0,012

C.15b	794 703,03	4 075 697,27	38,49	23,04	266,5		0,02	0,006
C.16a	794 641,02	4 075 625,06	34,38	23,42	270,6		0,10	0,025
C.16b	794 630,05	4 075 610,14	33,59	23,49	271,4	vidange 25 bars	0,02	0,005
C.17a	794 614,78	4 075 589,37	37,17	23,13	267,8		0,01	0,004
C.17b	794 587,13	4 075 551,77	37,67	23,07	267,3		0,04	0,011
C.19a	794 552,72	4 075 410,56	39,24	22,88	265,8		0,04	0,010
C.19b	794 550,39	4 075 407,18	39,29	22,88	265,7		0,03	0,007
C.19c	794 542,13	4 075 395,18	43,02	22,51	262,0		0,03	0,007
C.19d	794 536,89	4 075 387,57	43,14	22,49	261,9	Purgeur 25 bars	0,02	0,004
C.19e	794 517,01	4 075 358,70	38,10	22,98	266,9		0,05	0,014
C.20a	794 514,63	4 075 337,56	35,71	23,21	269,3	vidange 25 bars	0,03	0,007
C.20b	794 511,38	4 075 308,23	38,80	22,90	266,2		0,02	0,004
C.20c	794 511,82	4 075 298,56	39,82	22,80	265,2		0,09	0,025
C.21a	794 515,38	4 075 220,81	42,12	22,55	262,9		0,02	0,006
C.22a	794 519,19	4 075 137,42	46,20	22,13	258,8		0,02	0,006
C.23a	794 524,87	4 075 013,34	49,82	21,74	255,2	Purgeur Clapet 25 bars	0,02	0,005
C.23b	794 524,89	4 075 012,83	49,75	21,75	255,2		0,03	0,008
C.23c	794 510,12	4 074 953,61	41,27	22,57	263,7	vidange 25 bars	0,02	0,004
C.24a	794 500,43	4 074 914,77	41,78	22,51	263,2		0,06	0,016
C.24b	794 523,90	4 074 846,75	42,70	22,40	262,3		0,01	0,003
C.26a	794 558,26	4 074 747,17	43,16	22,33	261,8		0,05	0,013
C.27a	794 601,59	4 074 603,41	43,82	22,23	261,2		0,02	0,005
C.27b	794 603,18	4 074 589,96	43,88	22,22	261,1		0,02	0,005
C.28a	794 607,26	4 074 555,41	44,52	22,15	260,5		0,04	0,012
C.28b	794 627,32	4 074 520,73	45,25	22,06	259,7		0,00	0,001
C.29a	794 665,38	4 074 454,97	46,89	21,89	258,1		0,01	0,002
C.29b	794 669,90	4 074 447,15	47,02	21,87	258,0		0,01	0,003
C.30a	794 718,27	4 074 338,62	48,73	21,67	256,3		0,07	0,019
C.30b	794 720,17	4 074 334,36	49,07	21,64	255,9		0,03	0,007
C.31a	794 734,35	4 074 258,86	54,64	21,07	250,4		0,02	0,006

C.31b	794 734,80	4 074 257,79	54,73	21,06	250,3		0,07	0,018
C.31c	794 761,35	4 074 195,10	55,95	20,93	249,0		0,06	0,016
C.32a	794 762,92	4 074 191,87	56,02	20,92	249,0		0,03	0,007
C.32b	794 782,74	4 074 150,88	57,77	20,74	247,2	Purgeur Clapet 25 bars	0,07	0,018
C.32c	794 788,38	4 074 139,21	57,55	20,76	247,4		0,02	0,006
C.32d	794 795,35	4 074 110,24	57,04	20,80	248,0		0,01	0,004
C.32e	794 797,40	4 074 101,71	55,75	20,92	249,3		0,01	0,003
C.33a	794 804,86	4 074 080,80	52,48	21,24	252,5		0,02	0,004
C.34a	794 828,02	4 074 015,94	52,05	21,26	253,0		0,07	0,019
C.35a	794 776,04	4 073 858,74	51,03	21,32	254,0		0,01	0,002
C.35b	794 775,86	4 073 858,18	51,03	21,32	254,0	vidange 25 bars	0,02	0,006
C.35c	794 766,61	4 073 830,22	57,30	20,70	247,7		0,02	0,004
C.37a	794 705,82	4 073 646,36	67,50	19,65	237,5	Purgeur 25 bars	0,10	0,026
C.38a	794 688,71	4 073 594,62	66,09	19,78	238,9		0,05	0,014
C.38b	794 676,85	4 073 558,76	63,57	20,02	241,4		0,01	0,003
C.38c	794 676,57	4 073 557,91	63,41	20,03	241,6		0,07	0,019
C.39a	794 684,09	4 073 537,70	59,55	20,40	245,5	vidange 25 bars	0,03	0,007
C.39b	794 689,79	4 073 522,39	60,56	20,30	244,4		0,01	0,003
C.39c	794 694,95	4 073 508,53	63,09	20,05	241,9		0,00	0,000
C.39d	794 708,60	4 073 471,84	65,55	19,80	239,5		0,05	0,013
C.40a	794 703,26	4 073 424,99	68,51	19,50	236,5		0,05	0,013
C.40b	794 695,69	4 073 358,59	75,06	18,84	224,9		0,01	0,003
C.41a	794 693,94	4 073 343,23	75,16	18,82	224,8		0,05	0,014
C.43a	794 567,95	4 073 166,83	76,59	18,63	223,4		0,05	0,013
C.43b	794 567,87	4 073 166,32	76,59	18,63	223,4		0,01	0,003
C.43c	794 559,74	4 073 115,66	82,61	18,03	217,4		0,04	0,010
C.45a	794 535,93	4 072 967,20	95,77	16,70	204,2		0,07	0,019
C.46a	794 514,14	4 072 831,38	100,03	16,25	200,0	Purgeur	0,01	0,003
C.46b	794 508,12	4 072 793,82	97,73	16,46	202,3		0,02	0,006
C.47a	794 504,91	4 072 773,85	91,88	17,03	208,1	vidange	0,04	0,009

						25 bars		
C.47b	794 504,40	4 072 770,66	92,02	17,02	208,0		0,08	0,022
C.47c	794 500,57	4 072 753,87	92,76	16,94	207,2		0,02	0,004
C.47d	794 494,51	4 072 727,30	98,00	16,42	202,0		0,02	0,004
C.48a	794 479,73	4 072 662,47	101,06	16,10	198,9	Purgeur 25 bars	0,02	0,006
C.49a	794 448,19	4 072 524,21	96,17	16,55	203,8		0,07	0,019
C.51a	794 412,48	4 072 367,63	94,16	16,70	205,8		0,02	0,006
C.51b	794 411,54	4 072 363,50	93,18	16,80	206,8		0,04	0,009
C.51c	794 412,10	4 072 358,09	91,92	16,92	208,1	vidange 25 bars	0,03	0,009
C.51d	794 413,22	4 072 347,24	92,72	16,84	207,3		0,02	0,005
C.51e	794 415,61	4 072 324,03	98,67	16,25	201,3		0,02	0,005
C.51f	794 417,43	4 072 306,44	100,16	16,10	199,8		0,05	0,013
C.52a	794 411,92	4 072 291,77	101,49	15,97	198,5		0,06	0,017
C.53a	794 380,36	4 072 207,71	113,63	14,75	186,4		0,09	0,023
C.54a	794 341,56	4 072 104,35	120,99	14,00	179,0		0,02	0,006
C.55a	794 310,25	4 072 020,96	145,45	11,58	154,5		0,04	0,010
C.55b	794 292,81	4 071 974,50	160,66	10,08	134,3		0,04	0,012
C.55c	794 269,92	4 071 950,57	170,81	9,07	124,2		0,02	0,006
C.56a	794 234,03	4 071 913,06	175,13	8,64	119,9		0,03	0,008
C.56b	794 192,71	4 071 869,88	178,59	8,28	116,4		0,02	0,005
C.57a	794 153,52	4 071 828,91	182,79	7,86	112,2		0,11	0,028
C.58a	794 093,23	4 071 765,89	196,69	6,47	98,3		0,01	0,003
C.58b	794 090,68	4 071 763,22	196,88	6,45	98,1		0,06	0,017
C.58c	794 048,48	4 071 753,54	199,05	6,23	95,9		0,01	0,004
C.59a	793 996,20	4 071 741,53	209,00	5,24	81,0	Purgeur	0,02	0,006
C.60a	793 934,60	4 071 727,39	206,51	5,47	83,5		0,02	0,005
C.60b	793 893,71	4 071 718,00	197,09	6,38	92,9		0,05	0,013
C.60c	793 880,64	4 071 707,48	193,32	6,75	96,7		0,06	0,016
C.61a	793 820,55	4 071 659,12	172,09	8,81	117,9		0,04	0,009
C.62a	793 766,97	4 071 573,84	144,37	11,50	145,6		0,04	0,011
C.62b	793 736,84	4 071 552,35	134,18	12,49	150,8		0,06	0,016

C.63a	793 645,51	4 071 487,18	108,88	14,95	176,1		0,11	0,028
C.63b	793 643,97	4 071 486,27	108,48	14,98	176,5		0,10	0,026
C.64a	793 579,02	4 071 447,80	97,58	16,04	187,4		0,10	0,027
C.64b	793 575,67	4 071 445,82	96,69	16,12	188,3		0,07	0,018
C.64c	793 564,75	4 071 421,39	91,94	16,58	193,1	vidange 25 bars	0,01	0,003
C.65a	793 560,18	4 071 411,16	90,60	16,71	194,4		0,04	0,010
C.65b	793 557,22	4 071 404,54	92,20	16,55	192,8		0,01	0,003
C.65c	793 541,24	4 071 355,80	103,75	15,40	181,3		0,06	0,016
C.66a	793 529,89	4 071 321,16	113,66	14,42	171,3		0,01	0,002
C.66b	793 522,75	4 071 290,56	122,20	13,58	157,8		0,01	0,004
C.66c	793 510,33	4 071 237,39	129,57	12,84	150,4		0,05	0,013
C.67a	793 520,95	4 071 192,31	135,82	12,23	144,2		0,04	0,012
C.67b	793 517,92	4 071 175,83	138,08	12,01	141,9		0,01	0,002
C.68a	793 507,82	4 071 120,76	145,94	11,24	134,1		0,03	0,008
C.68b	793 504,43	4 071 102,28	148,09	11,03	131,9		0,07	0,017
C.68c	793 519,35	4 071 069,52	152,22	10,62	127,8		0,03	0,007
C.69a	793 534,87	4 071 035,46	157,33	10,12	122,7		0,03	0,007
C.69b	793 547,30	4 071 008,18	168,86	8,99	111,1		0,03	0,007
C.69c	793 554,35	4 070 992,70	170,66	8,81	109,3		0,02	0,005
C.69d	793 557,09	4 070 982,01	171,83	8,70	108,2		0,06	0,016
C.70a	793 586,28	4 070 868,02	189,91	6,92	85,1		0,01	0,004
C.71a	793 592,90	4 070 842,19	197,80	6,15	77,2		0,05	0,013
C.71b	793 602,80	4 070 830,39	202,36	5,70	72,6		0,01	0,003
C.71c	793 618,23	4 070 812,01	212,30	4,73	62,7		0,03	0,009
C.71d	793 637,38	4 070 789,18	215,06	4,46	59,9		0,12	0,031
C.71e	793 635,40	4 070 784,34	215,55	4,41	59,5		0,03	0,007
C.72a	793 612,82	4 070 729,20	235,71	2,43	39,3		0,02	0,004
C.72b	793 592,73	4 070 680,16	254,43	0,60	20,6		0,03	0,009
C.73a	793 587,81	4 070 668,14	254,85	0,55	20,2	cheminée diam 500	0,01	0,004
C.74a	793 551,41	4 070 605,49	257,18	0,33	17,8		0,00	0,000

C.74b	793 550,74	4 070 604,34	257,22	0,32	17,8	Réservoir tampon		
							somme de pertes singulières	1,414

ANNEXE .VI.3

Abaque de Vuibert

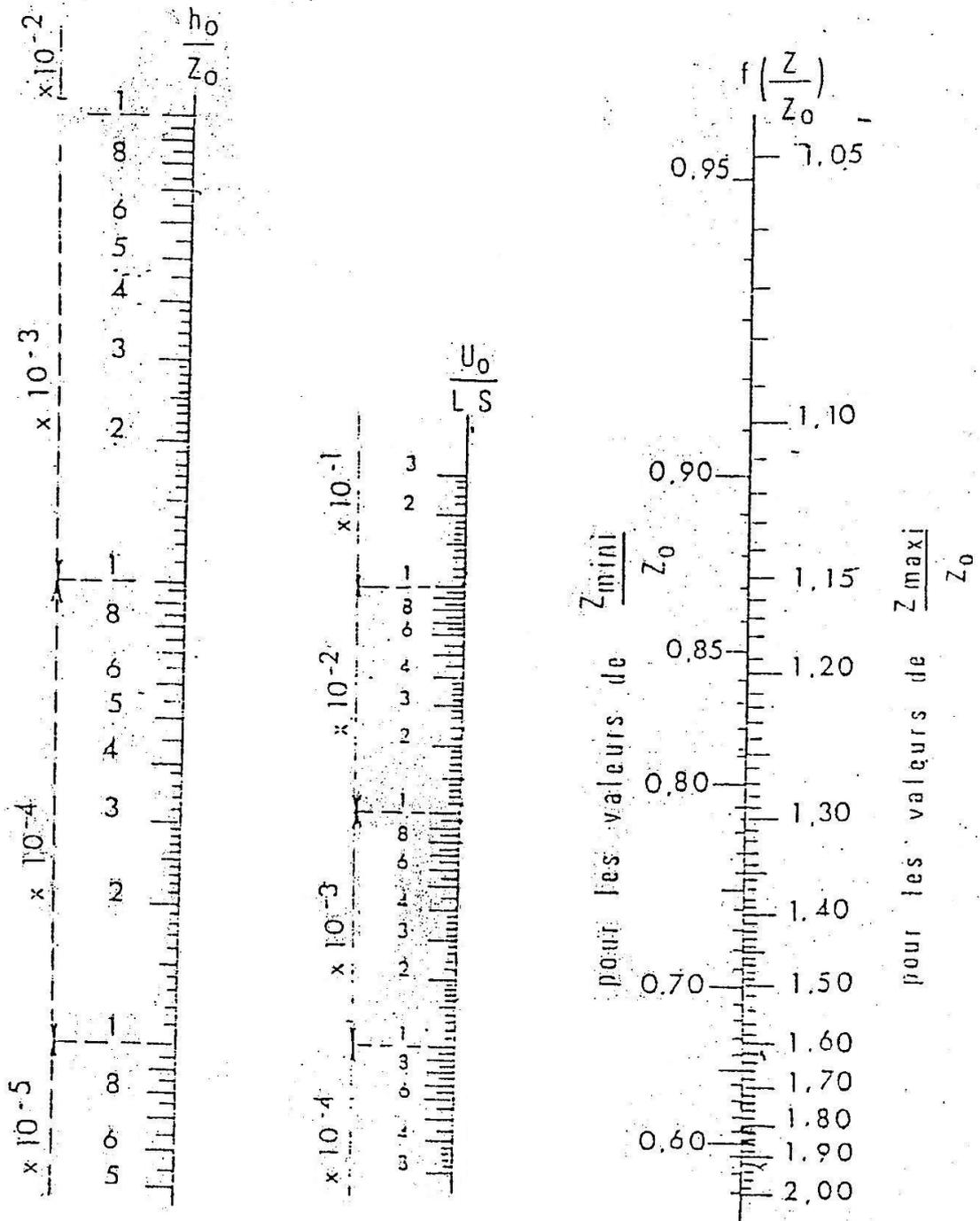


Figure.1 : Abaque de Vuibert pour le calcul du volume du réservoir d'air

ANNEXE.VIII.1

Grilles de référence qualité de l'eau :

Grille de classification des eaux superficielles (ANRH, 2001)

Paramètres	Classe			
	Bonne	Moyenne	Polluée	Très polluée
DBO5 (mg/l)	< 5	5 - 10	10 - 15	> 15
DCO (mg/l)	< 20	20 - 40	40 - 50	> 50
M.O. (mg/l)	<5	5 -10	10 - 15	> 15
NH4 (mg/l)	0 - 0,01	0,01 - 0,1	0,1 - 3	> 3
NO2 (mg/l)	0 - 0,01	0,01 - 0,1	0,1 - 3	> 3
NO3 (mg/l)	< 10	10 - 20	20 - 40	> 40
PO4 (mg/l)	0 - 0,01	0,01 - 0,1	0,1 - 3	> 3

ANNEXE.VIII.2

GRILLE D'INTERPRETATION DES QUALITES - SEQ-Eau Agences de l'Eau en France :

QUALITE PHYSICO-CHEMIQUE

Matières organiques et oxydables						
classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge	
oxygène dissous (mg/l)	8	6	4	3		
taux sat. O ₂ (%)	90	70	50	30		
DBO5 (mg/l O ₂)	3	6	10	25		
DCO (mg/l O ₂)	20	30	40	80		
KMnO ₄ (mg/l O ₂)	3	5	8	10		
COD (mg/l C)	5	7	8	12		
NH ₄ ⁺ (mg/l NH ₄ ⁺)	0,5	1	1,5	4		
NKJ (mg/l N)	1	2	4	6		
Matières azotées						
classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge	
NH ₄ ⁺ (mg/l NH ₄ ⁺)	0,1	0,5	2	5		
NKJ (mg/l N)	1	2	4	10		
NO ₂ ⁻ (mg/l NO ₂ ⁻)	0,03	0,1	0,5	1		
Nitrates						
classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge	noir
NO ₃ ⁻ (mg/l NO ₃ ⁻)	2	10	25	50	75	
Matières phosphorées						
classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge	
Phosphore total (mg/l)	0,05	0,2	0,5	1		
PO ₄ ³⁻ (mg/l PO ₄)	0,1	0,5	1	2		
Phytoplancton						
classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge	
taux sat. O ₂ (%)	110	130	150	200		
pH	8,0	8,5	9,0	9,5		
Chlorophylle a + phéopigments (ug/l)	10	60	120	240		

Remarque : pH et taux de saturation doivent être pris en compte simultanément

QUALITE BIOLOGIQUE

classes de qualité	bleu	vert	jaune	orange	rouge
IBGN (indice biologique global normalisé)	20 à 17	16 à 13	12 à 9	8 à 5	4 à 0

ANNEXE.VIII. 3.

Grille de référence de qualité pour l'eau potable (France) :

décret du 10 avril 1990

unités	valeurs limites pour	
	ressource	eau distribuée

paramètres organoleptiques

couleur	mg/Platine	200	15
turbidité	unité Jackson		2
odeur	taux dilution		2 à 12°C; 3 à 25°C
saveur	taux dilution		2 à 12°C; 3 à 25°C

paramètres physico-chimiques

température	°C	25	25
pH		5,5 à 9	6,5 à 9
conductivité (G)	µs/cm à 20°C	1000	
chlorures	mg/l	200	200
sulfates	mg/l	250	250
MES (G*)	mg/l	25	
DBO5 (G)	mg/l	<7	
DCO (G)	mg/l	30	
magnésium	mg/l		50
sodium	mg/l		150
potassium	mg/l		12
aluminium total	mg/l		0,2
résidus secs	mg/l		1500
oxygène dissous saturation	%	≥ 30%	

substances indésirables

NO3	mg/l	50	50
NO2	mg/l		0,1
NH4	mg/l	4	0,5
azote Kjeldhal	mg/l	3	1
oxydabilité au KMO4	mg/l	10	5
H2S	mg/l		non détectable à l'odeur
hydrocarbures dissous	µg/l	1000	10
phénols	µg/l	100	0,5
bore (G)	mg/l	1	
détergents anioniques	µg/l	500	200
fer	µg/l	2 000	200
manganèse	µg/l	1 000	50
cuivre	mg/l	1	1
zinc	mg/l	5	5
P2O5	mg/l	0,7	5
fluore	mg/l	0,7 à 1,7	1,5
baryum	mg/l	1	
argent	µg/l		10

décret du 20 décembre 2001

valeurs limites pour	
ressource	eau distribuée

20 à 200 (l)	15
	0,5 NFU ou 1
3 à 20	3 à 25°C
	3 à 25°C

25	25
5,5 à 9	6,5 à 9
1000	entre 180 et 1000
200	
250	250
25	
<7	
30	
200	200
	200 µg/l
>30%	

50	50
	0,5
4	0,1
3	
10	5,0
1 mg/l	
0,1 mg/l	
1	1
(0,5 mg/l)	
2 mg/l	200 µg/l
1 mg/l	50 µg/l
1 mg/l	1 ou 2*
1 (ou 5)	
0,7	
0,7 à 1,7	1,5 Fluorures
1	0,7

substances toxiques

arsenic	µg/l	100	50
cadmium	µg/l	5	5
cyanures	µg/l	50	50
chrome total	µg/l	50	50
mercure	µg/l	1	1
nickel	µg/l		50
plomb	µg/l	50	50
antimoine	µg/l		10
sélénium	µg/l	10	10
hydrocarbures aromatiques	µg/l	1	0,2
pesticides	µg/l		

50 (ou 100)	10
1 (ou 5)	5
50	50
50	50
0,5 (ou 1)	1
	20
50	10
	5
10	10
1	0,1
5 et 2	0,1 et 0,5

paramètres microbiologiques

coliformes thermotolérants	N/100 ml	20 000	0
streptocoques fécaux	N/100 ml	10 000	0

50000	0
20000	0
10000	0

colifom. totaux à 37°C
Escherichia coli
 enterocoques
 salmonelles

en écriture droite valeurs impératives

en écriture italique valeurs guide

(G) uniquement valeur guide

(G*) valeurs guides pour le système de potabilisation à partir d'une eau la moins bonne

interviennent aussi des critères "d'alerte" tels que Ca > 100 mg/l ou COT en augmentation...

1 ou 2* 2è chiffre : §1,2 témoins de fonctionnement des installations

1e chiffre : §1,2 eaux douces utilisées ou destinées à l'AEP

1 (ou 5) 2è chiffre : valeur limite de l'annexe III

pas d'odeur	chlore libre
0,2	chlorites
250	chlorures

ANNEXE.VIII. 4.

Reportage photographique



Photo.1. Prise lors des travaux de piquetage



Photo.2. Prise lors des travaux de décapage



Photo.3. Prise lors des travaux de terrassement



Photo.4. Prise lors des travaux de terrassement



Photo.5. tracé du transfert et la construction aux alentours



Photo.6. Aménagement de la station de pompage



Photo.7. moyens matériels sur le chantier



Photo.8. le chantier à l'aval du barrage de Boussiaba

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes D'Alimentation en eau potable.

THEME :

**Etude du transfert du barrage de Boussiaba
(W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila)**

Présenté par :
M^r ABDI ISHAK

Promotrice :
M^{me} .DERNOUNI. F

Devant le jury composé de :

Présidente : M^{me} H. MEDDI

Examineurs: M^r M.DJELLAB

M^r A. RASSOUL

M^{me} M. KAHLERRAS

M^{me} S. HOULI

Octobre 2011