

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 d'adduction pour l'alimentation en eau potable et industrielle des differentes localites situees sur le couloire Acbou-Bejaia à partir du barrage de Tlitchy-Haf.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-11

APA Citation (توثيق APA):

Chikh, Ali (2011). Etude d'adduction pour l'alimentation en eau potable et industrielle des differentes localites situees sur le couloire Acbou-Bejaia à partir du barrage de Tlitchy-Haf[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة 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 DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ETUDE D'ADDUCTION POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET INDUSTRIELLE DES DIFFERENTES LOCALITES SITUEES SUR LE
COULOIR AKBOU-BEJAIA A PARTIR DU BARRAGE DE TICHY-HAF**

Présenté par :

M^r : CHIKH Ali

Promotrice :

M^{me} : F.DERNOUNI

Devant le jury composé de :

Président: M^r B.SALAH

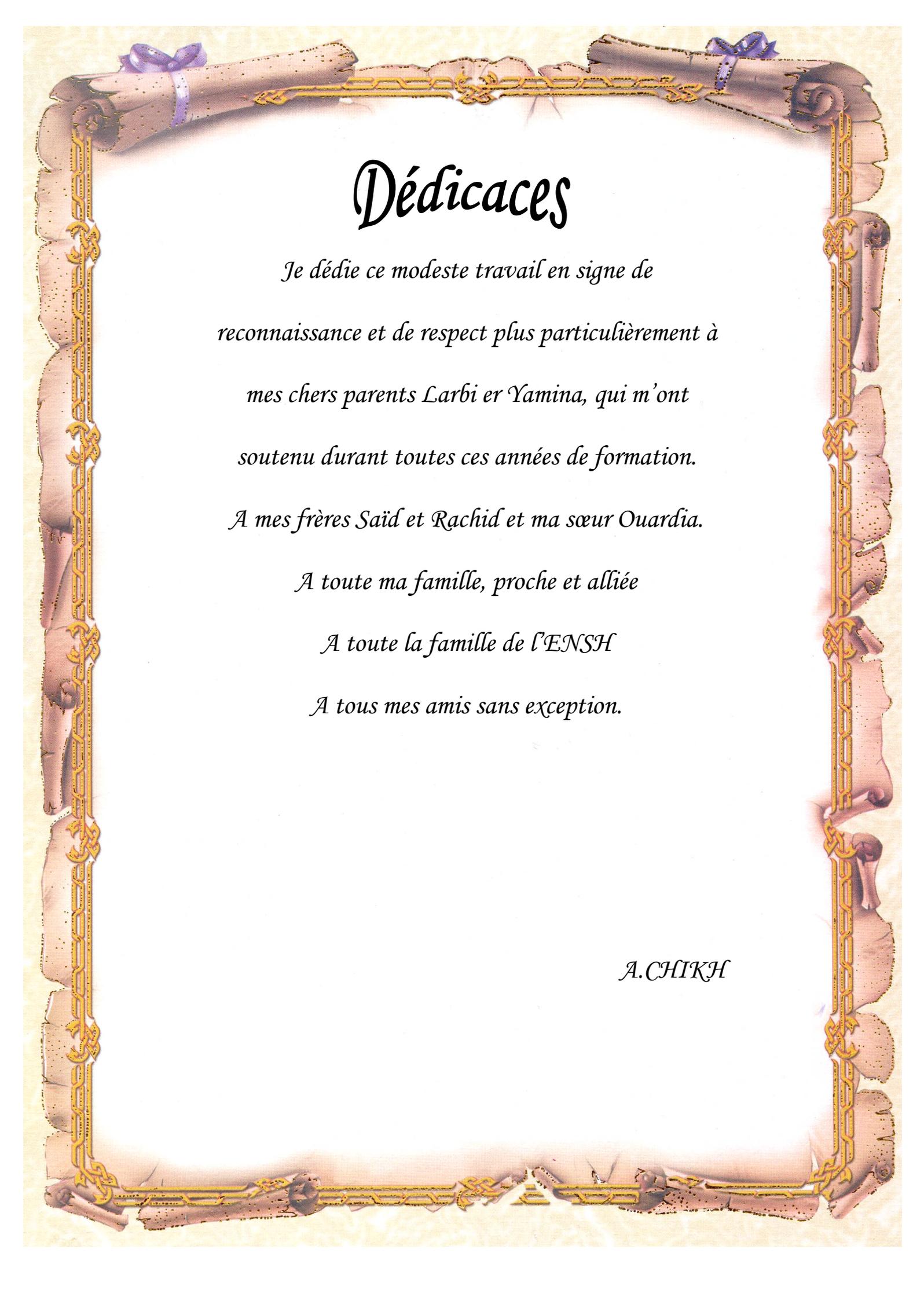
Examineurs: M^{me} W.MAHMOUDI

M^r A.HACHEMI

M^{me} S.BELLABAS

M^r M.BOUZIANE

Octobre 2011



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissance et de respect plus particulièrement à
mes chers parents Larbi et Yamina, qui m'ont
soutenu durant toutes ces années de formation.
A mes frères Saïd et Rachid et ma sœur Ouardia.*

A toute ma famille, proche et alliée

A toute la famille de l'ENSH

A tous mes amis sans exception.

A. CHIKH

Remerciements

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame DERNOUNI FOUZIA pour son aide et ses conseils instructifs et précieux, et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.

Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de l'ANBT d'Alger pour leurs aides.

Je profite l'occasion à remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin m'ont généreusement offert leurs concours à l'élaboration de ce modeste travail, trouvant ici l'expression de ma profonde sympathie.

A. CHIKH

ملخص:

نظرا لمشكل نقص المياه الذي تعاني منه ولاية بجاية، والذي يترجم بنقص الموارد المستغلة، الهدف من هذه الدراسة لشبكة الربط هو التزويد بالمياه الصالحة للشرب و الصناعية لمختلف المناطق المتواجدة على طول طريق أقبو و بجاية و هذا ابتداء من سد تيشي حاف. الدراسة في عامتها تتكون في أول الأمر من تقديم المنطقة التي نحن في صدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء ، نختبر البديل الأفضل من الناحية التقنية و الإقتصادية. التحويل يتطلب وسيلة من وسائل حماية الأنابيب من الظاهرة الانتقالية (المطرقة المائية) لهذا الغرض قمنا بحساب أبعاد مختلف الخزانات الهوائية. لغرض تحسين قدرات الإنتاج و ضمان التزويد الملائم بالماء الشروب، نتطرق إلى التعرف على جميع الهياكل و المعدات اللازمة و طريقة إنجازها.

Résumé :

Vu le problème d'insuffisance en eau dont souffre la wilaya de Bejaia, qui se traduit par un manque de ressources exploitables, l'objectif de la présente étude d'adduction est l'approvisionnement en eau potable et industrielle des différentes localités situées sur le couloir Akbou-Bejaia à partir du barrage de Tichy-Haf.

L'étude dans sa globalité renferme en premier lieu la présentation de la zone d'étude, ensuite l'estimation de ses besoins en eau, nous examinerons alors la meilleure variante du point de vue technico-économique.

Le transfert nécessite des moyens de protection des conduites contre le phénomène transitoire (coup de bélier) pour cela, nous avons dimensionné les réservoirs d'air.

Afin d'améliorer les capacités de production et d'assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, on est appelé à définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires et la méthodologie de leur mise en œuvre.

Abstract:

Considering the problem of insufficiency out of water whose the wilaya suffers from Bejaia, which results in a lack of exploitable resources, the objective of this study is to supply drinking water and industrial various localities on the corridor from Bejaia Akbou-dam-TichyHaf.

The study in its entirety contains the first presentation of the study area, then the estimate of water needs, then we will consider the best variant in terms of adequate technical and economic.

The transfer requires the means to protect pipes against the transient (water hammer) by the size of the different air balloons.

To improve production capacity and ensure an adequate supply of drinking water, it is called to define all the necessary books and equipment and methodology of implementation.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation du site d'étude des localités à alimenter

Figure I-1: Répartition des lots d'études dans la wilaya de Bejaïa.....	04
Figure I-2: Répartition des habitants des localités à desservir	08
Figure I-3: Barrage de Tichy-Haf	10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Evolution de la population.....	18
Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers des différentes localités.....	21
Figure II-3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2030.....	28

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Emplacement du réservoir	32
Figure III-2 : Equipements hydrauliques d'un réservoir	46

Chapitre IV: Etude de variantes des adductions

Figure IV-1 : Tracé de la variante pour les stations de pompage.....	50
Figure IV-2.a : Tracé de la variante N°01, (Partie amont).....	52
Figure IV-2.b : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 01 (Partie avale).....	53
Figure IV-2.c: Tracé de la variante N°01, tronçon N° 02 (Partie avale).....	54
Figure IV-2.d : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 03 (Partie avale).....	55
Figure IV-3.a : Tracé de la variante N°02, (Partie amont).....	56
Figure IV-3.b: Tracé de la variante N°02, tronçon N°01 (Partie avale).....	57
Figure IV-3.c : Tracé de la variante N°02, tronçon N°02 (Partie avale).....	58
Figure IV-3.d : Tracé de la variante N°03, tronçon N°03 (Partie avale).....	59

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge	82
Figure V-2 : couplage en parallèle	83
Figure V-3 : Couplage en série	83
Figure V-4: Courbes caractéristiques de la pompe type PM80/5A	86
Figure V-5: Courbes caractéristiques de la pompe type HMU40-2/5B	87
Figure V-6 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/8A	88
Figure V-7 : Courbes caractéristiques de la pompe type HMU50-2/5C	89
Figure V-8 : Détermination de point de fonctionnement	90
Figure V-9 : Point de fonctionnement des pompes de la SP (Piton).....	90
Figure V-10 : Point de fonctionnement des pompes de la SR1.....	92
Figure V-11 : Point de fonctionnement des pompes de la SP(Piton).....	93
Figure V-12 : Point de fonctionnement des pompes de la SR2.....	94
Figure V-13 : Mode de réglage de la SP (Piton).....	95
Figure V-14 : Mode de réglage de la SR1.....	99

Figure V-15 : Mode de réglage de la SP (Piton).....	101
Figure V-16 : Mode de réglage de la SR2.....	103
Figure V-17 : Graphe des courbes NPSH.....	105
Figure V-18: Encombrement de la pompe Caprari PM80/5A	105

Chapitre VI: Protection des canalisations

Figure VI-1 : Réservoir d’Air anti bélier.....	117
Figure VI-2 : Cheminée d’équilibre sur une conduite de refoulement	118
Figure VI-3 : Schéma d’un réservoir d’air.....	122
Figure VI-4 : Corrosion interne dans une conduite.....	124
Figure VI-5 : Corrosion externe dans une conduite.....	125
Figure VI-6 : Installations de tuyaux recouverts d’une protection en polyéthylène.....	126

Chapitre VII: Pose de canalisations et accessoires

Figure VII-1 : Pose de canalisation.....	128
Figure VII-2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	128
Figure VII-3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé	129
Figure VII-4 : Pose de canalisation en galerie	130
Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente	130
Figure VII-6 : Butées et Amarrages	131
Figure VII-7 : Construction d’un regard	132
Figure VII-8 : Traversée d’une rivière	133
Figure VII-9 : Traversée d’Oued Soummam	134
Figure VII-10 : Mise en place de la conduite	135
Figure VII-11 : Traversée de gazoduc et oléoduc	136
Figure VII-12 : Robinet vanne papillon	137
Figure VII-13 : Robinet vanne à opercule	138
Figure VII-14 : Clapet anti retour	139
Figure VII-15 : Ventouse à trois fonctions	140
Figure VII-16 : Bouche d’incendie	141
Figure VII-17 : Crépine	141
Figure VII-18 : Réducteur de pression	142
Figure VII-19 : Joints pour canalisations en fonte	143
Figure VII-20 : Différents types de débitmètres	144
Figure VII-21 : Manomètre	145

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation du site d'étude des localités à alimenter

Tableau I-1: Liste des agglomérations de la wilaya de Bejaïa concernées par l'étude des adductions secondaires.....	5
Tableau I-2: Les débits de pointes des crues pour les différentes fréquences.....	6
Tableau I-3 :Tableau de répartition de la population par communes en 2008	7
Tableau I-4 : Qualité de l'eau brute du barrage de Tichy-Haf	11
Tableau I-5 : Normes de qualité de l'eau potable	12
Tableau I-6 : Caractéristiques après traitement	13
Tableau I-7 : production actuelle en eau	15

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2030)	17
Tableau II- 2: Tableau récapitulatif des consommations journalières	20
Tableau II- 3: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	23
Tableau II- 28: Tableau des déficits à combler à l'an 2030.....	27

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III -01: Fonctions d'un réservoir	31
Tableau III -02: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Akbou	36
Tableau III -03: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouzellaguen	37
Tableau III -04: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Aich et El Flaye	38
Tableau III -05: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Timezrit	39
Tableau III -06: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Kseur	40
Tableau III -07: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Amizour	41
Tableau III -08: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bejaia et Oued ghir	42
Tableau III -09: Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs	43
Tableau III -10: Equipements des réservoirs	44

Chapitre IV: Etude de variantes des adductions

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	65
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction	65
Tableau IV-3: Altitudes des différents points de l'adduction	66
Tableau IV-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites secondaires	69
Tableau IV-5: Diamètres normalisés pour les différents tronçons de la conduite <i>principale</i>	71
Tableau IV-6: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	72
Tableau IV-7: Calcul de la HMT du tronçon réservoir d'Akbou-SR1	75
Tableau IV-8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon réservoir d'Akbou-SR1.....	75
Tableau IV-9: Calcul des frais d'exploitation du tronçon réservoir d'Akbou-SR1	75
Tableau IV-10: Bilan du tronçon réservoir d'Akbou-SR1.....	76

Tableau IV-11: Calcul de la HMT du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne	76
Tableau IV-12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne	76
Tableau IV-13: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne	77
Tableau IV-14: Bilan du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne	77
Tableau IV-15: Calcul de la HMT du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2).....	77
Tableau IV-16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2).....	78
Tableau IV-17: Calcul des frais d'exploitation du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2).....	78
Tableau IV-18: Bilan du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2)....	78
Tableau IV-19: Calcul de la HMT du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi Ali	79
Tableau IV-20: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi Ali	79
Tableau IV-21: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi	79
Tableau IV-22: Bilan du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi	80

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre:.....	84
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :.....	84
Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :.....	85
Tableau V-4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :.....	85
Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir SR1) :.....	91
Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Réservoir SR1- Réservoir d'Ex caserne).....	92
Tableau V-7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- Réservoir SR2)	93
Tableau V-8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Réservoir SR2 – Réservoir de Sidi Ali):.....	94
Tableau V-9: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	106
Tableau V-10: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	112

Chapitre VI: Protection des canalisations

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement....	120
Tableau VI-2: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement..	120
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	121

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Profil en long (Départ El kseur – Départ Amizour).W.Bejaia.

Planche N°2 : Profil en long (STTR – Départ Akbou).W.Bejaia.

Planche N°3 : Profil en long (Adduction secondaire Ouzellaguen).W.Bejaia.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site d'étude des localités à alimenter

Introduction.....	3
I.1. Description générale de la zone d'étude	3
I.2. Description de la zone du projet	3
I.3. Situation géographique	4
I.4. Situation géologique et géotechnique	5
I.5. Situation climatologique	6
I.6. Situation hydrologique	6
I.7. Sismicité	7
I.8. Population	7
I.9. Présentation du barrage de Tichy-Haf	8
I.9-1. Consistance actuelle du projet	9
I.9-2. Fiche synoptique du projet	9
I.9-2-1. Données générales	9
I.9-2-2. Caractéristiques hydrauliques	9
I.9-2-3. Caractéristiques principales de la retenue	9
I.9-2-4. Caractéristiques principales du barrage	9
I.10. Présentation de la station de traitement	10
I.10-1. Technologie de traitement	11
I.10-2. Composition de la station de traitement	11
I.11. Situation hydraulique existante	13
I.12. Consommateurs	14
I.12-1. Consommateurs domestiques	14
I.12-2. Consommateurs industriels	14
I.13. Ressources	15
Conclusion.....	16

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	17
II.1. Evaluation de la situation démographique	17
II.2. Evolution de la consommation moyenne journalière	19
II.2-1. Besoins domestiques	19
II.2-2. Besoins industriels	19
II.2-3. Besoins publics	19
II.2-4. Besoins touristiques	19
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière	20
II.3-1. Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2030	20
II.4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières ...	22
II.4-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	22
II.4-2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	22
II.5. Variation des débits horaires	23

II.6. Calcul de déficit de consommation	27
Conclusion.....	29

Chapitre III : Les Réservoirs

Introduction.....	30
III.1. Définition	30
III.2. Fonction générales des réservoirs	30
III.3. Avantages des réservoirs	31
III.4. Emplacement des réservoirs	32
III.5. Classification des réservoirs	33
III.6. Capacité des réservoirs	34
III.6-1. Méthode analytique	34
III.6-2. Méthode graphique	35
III.7. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	35
III.7.1. Dimensionnement du réservoir d'Akbou	36
III.7-2. Dimensionnement du réservoir d'Ouzellaguen	37
III.7-3. Dimensionnement du réservoir de Sidi Aich et El Flaye	38
III.7-4. Dimensionnement du réservoir de Timezrit	39
III.7-5. Dimensionnement du réservoir d'El Kseur	40
III.7-6. Dimensionnement du réservoir d'Amizour	41
III.7-7. Dimensionnement du réservoir de Bejaia et Oued ghir	42
III.8. Equipements des réservoirs	43
Conclusion.....	47

Chapitre IV : Etude de variantes des adductions

Introduction.....	48
IV.1. Définition	48
IV.2. Classification	48
IV.2-1. Adduction gravitaire	48
IV.2-2. Adduction par refoulement	48
IV.2-3. Adduction mixte	48
IV. 3. Types d'écoulement	48
IV.3-1. Ecoulement à surface libre	48
IV.3-2. Ecoulement en charge	48
IV.4. Etude des variantes	49
IV.5. Proposition des variantes	49
IV.5-1. Variante N°01.....	49
IV.5-2. Proposition de variantes des tracés	51
- Variante N°01.....	51
- Variante N°02.....	51
IV.6. Choix de variantes	60
IV.7. Choix du matériau des conduites	61
IV.7-1. Conduites en acier	61
IV.7-2. Conduites en fonte	61
IV.7-3. Conduites en plastique	62
IV.7-3-1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle)	62
IV.7-3-2. Conduites en polyéthylène (PE)	63

IV.7-4. Conduites en amiante ciment	63
Conclusion.....	64
IV.8. Calcul hydraulique	64
IV.8-1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires	64
IV.8-1-1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons	65
IV.8-1-2. Altitudes des différents points	66
IV.8-1-3. Dimensionnement des différents tronçons	67
IV.8-1-3-1. Tronçon (Barrage de Tichi-Haf – Station de traitement STTR)	67
IV.8-1-3-2. Tronçon (Départ de la conduite secondaire Akbou – Réservoir d’Akbou).....	67
IV.8-1-3-3. Tronçon (Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen – Réservoir d’Ouzellaguen).....	68
IV.8-1-3-4. Tronçon (STTR – Départ de la conduite secondaire Akbou)	70
IV.8-1-3-5. Tronçon (Départ de la conduite secondaire Akbou - Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen)	70
IV.8-2. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	72
IV.8-2-1. Calcul des pertes de charge	72
IV.8-2-1-1. pertes de charge linéaires	73
IV.8-2-1-2. pertes de charge singulières	73
IV.8-2-1-3. pertes de charge totales	74
IV.8-2-2. Calcul de la hauteur manométrique totale	74
IV.8-2-3. Puissance absorbée par la pompe	74
IV.8-2-4. Energie consommée par la pompe	74
IV.8-2-5. Frais d'exploitation	74
IV.8-1-6. Frais d'amortissement	74
Conclusion.....	80

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	81
V.1. Définition	81
V.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques	81
V.2-1. Les pompes volumétriques	81
V.2-2. Les turbopompes	81
V.3. Choix du type de pompe	82
V.4. Couplage des pompes	82
V.4-1. Couplage en parallèle	82
V.4-2. Couplage en série	83
V.5. Choix du nombre de pompes	83
V.5-1. Refoulement SP (Station de pompage) - SR1 (Station de reprise)	84
V.5-2. Refoulement SR1 (Station de reprise) – Réservoir d’Ex caserne	84
V.5-3. Refoulement SP (Station de pompage) - SR2 (Station de reprise)	85
V.5-4. Refoulement SR2 (Station de reprise) – Réservoir de Sidi Ali	85
V.6. Courbes caractéristiques des pompes	85
V.8. Encombrement de la pompe	89
V.7. Points de fonctionnement des pompes	90
V.8-1. Courbes caractéristiques de la conduite	91
V.8-2. Refoulement : SP - Réservoir SR1	91
V.8-3. Refoulement : Réservoir SR1 – Réservoir d’Ex caserne	92
V.8-4. Refoulement : SP – Réservoir SR2	93

V.8-5. Refoulement : Réservoir SR2 – Réservoir de Sidi Ali	94
V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	95
V.9-1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé	95
V.9-2. Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé	97
V.9-3. Application des types de réglage	97
V.9-3-1. Refoulement SP - SR1	97
a) Vannage.....	97
b) Diminution du temps de pompage.....	98
c) Rognage	98
V.9-3-2. Refoulement SR1 – Réservoir d’Ex Caserne	99
a) Vannage.....	99
b) Diminution du temps de pompage.....	100
c) Rognage	100
V.9-3-3. Refoulement SP – SR2.....	101
a) Vannage.....	101
b) Diminution du temps de pompage.....	102
c) Rognage	102
V.8-3-4. Refoulement SR2 – Réservoir de Sidi Ali	103
a) Vannage.....	103
b) Diminution du temps de pompage.....	104
c) Rognage	104
V-10-. Etude du phénomène de cavitation	105
V-10-1. Refoulement SP – SR1	107
V-10-2. Refoulement SR1 – Réservoir Ex caserne	108
V-10-3. Refoulement SP – SR2	109
V-10-4. Refoulement SR2 – Réservoir de Sidi Ali	110
V-11. Choix du moteur électrique	111
V-11-1. Critères de choix du moteur électrique	111
V-11-2. Vitesse de rotation du moteur	111
V-11-3. Puissance fournie par le moteur	111
V-11-4. Refoulement SP – SR1.....	112
V-11-5. Refoulement SR1 – Réservoir d’Ex caserne	112
V-11-6. Refoulement SP – SR2	112
V-11-7. Refoulement SR2 – Réservoir de Sidi Ali	113
Conclusion.....	113

Chapitre VI : Protection des canalisations

Introduction.....	114
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	114
VI.1-1. Définition	114
VI.1-2. Causes du coup de bélier	114
VI.1-3. Les risques dus aux coups de bélier	114
VI.1-3-1. Risque de forte pression	115
VI.1-3-2. Pression négative	115
VI.1-3-3. Fatigue des conduites	115
VI.1-4. Description des phénomènes physiques	115
VI.1-5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	116
VI.1-6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	117

a) Réservoir d' Air	117
b) Cheminée d'équilibre.....	117
c) Soupape de décharge	118
d) Volant d'inertie	118
VI.1-7. Calcul des réservoirs d' air	118
a) Méthode de VIBERT.....	119
b) Méthode de BERGERON.....	119
VI.1-8. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	119
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	123
VI.2-1. Définition	123
VI.2-2. Les différentes formes de corrosion	123
a) Corrosion chimique.....	123
b) Corrosion électrochimique.....	123
c) Corrosion biologique.....	123
VI.2-3. Les facteurs de la corrosion	123
VI.2-4. Protection des conduites contre la corrosion interne	124
VI.2-4-1. Corrosion interne	124
VI.2-5. Protection des conduites contre la corrosion externe	124
VI.2-5-1. Corrosion externe	124
VI.2-5-2. Les revêtements	125
Conclusion.....	126

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Introduction.....	127
VII.1. Pose de canalisation	127
VII.1-1. Principe de pose de canalisation	127
VII.1-1-1. Pose en terre	127
VII.1-1-2. Pose de canalisations dans un mauvais terrain	128
a) Cas d'un terrain peu consistant	128
b) Cas d'un terrain mouillé.....	129
VII.1-1-3. Pose de canalisation en galerie	129
VII.1-1-4. Pose de canalisation en pente	130
VII.1-1-5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude	131
VII.1-2. Constructions des regards	132
VII.1-3. Traversée d'une rivière	132
VII.1-4. Traversée de l'oléoduc et du gazoduc	136
VII.1-5. Traversée de la voie ferrée	137
VII.2.. Accessoires	137
VII.2-1. Robinets vannes	137
VII. 2-1-1. Robinets vannes papillon	137
VII.2-1-2. Robinets vannes à coin (à opercule)	138
VII.2-2. Clapet anti retour	139
VII.2-3. Ventouses	139
VII.2-4. Vannes de décharge	140
VII.2-5. Conduite by-pass	140
VII.2-6. Poteaux ou bouches d'incendie	140
VII.2-7. Crépines	141
VII.2-8. Réducteurs de pression	142

VII.2-9. Joints de raccordements	142
VII.3. Organes de mesure	143
VII.3-1. Mesure de débit	143
VII.3-2. Mesure de pression	144
VII.4. Organes de raccordement	145
VII.4-1. Coudes	145
VII.4-2. Cônes	145
VII.4-3. Tés	146
VII.4-4. Joints de démontage	146
Conclusion.....	146
Conclusion générale.....	147

Introduction générale :

Il n'est pas nécessaire de dissenter bien long temps sur les usages de l'eau pour mettre en évidence le rôle prépondérant que joue cet élément dans le développement de la vie matérielle des peuples. Indispensable à la vie des hommes et des animaux, utile à l'agriculture et à l'industrie, l'eau n'est moins nécessaire à la salubrité des villes et à la préservation de leurs monuments contre l'incendie.

Malgré les coûteux investissements consentis en plusieurs années par l'état, la satisfaction des besoins restait insuffisante. Face à cette situation, l'Algérie a érigé le secteur de l'eau comme une priorité nationale.

Le but de ce travail est donc de faire l'étude d'un projet d'adduction pour l'approvisionnement en eau potable et industrielle des localités situées sur le couloir Akbou-Bejaia à partir du barrage de Tichy-Haf. La dite étude comporte trois grandes composantes hydrauliques disposées en série :

- Le tronçon amont débutant à partir du barrage de Tichy-Haf vers la station de traitement ;
- La station de traitement (STTR) qui commence par une cascade d'aération et se termine par un réservoir d'eau traitée ;
- Le tronçon aval qui débute à l'aval du réservoir d'eau traité de la STTR, se ramifie ensuite en six branches dérivées et se termine au réservoir de Bejaia. Six piquages équipés de vannes sont également prévus au long du tronçon aval pour l'alimentation des réservoirs futurs, et une station de chloration dont la capacité est de $75000 \text{ m}^3/\text{j}$ prévue au niveau de Timezrit et qui permet de faire l'appoint en matière de chlore (chlore gazeux, puisque étant le plus efficace).

Pour atteindre l'objectif fixé, l'étude s'organise en quatre parties nécessaires :

- ✓ La première est consacrée pour les deux premiers chapitres suivants :

1. Présentation du site d'étude des localités à alimenter : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

2. Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

- ✓ La seconde partie est consacrée pour la définition de l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal des localités concernées. Elle englobe les trois chapitres suivants:

1. Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).
 2. Etude de variantes des adductions : Dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
 3. Etude du pompage : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications
- ✓ Au cours de la troisième partie, nous nous intéresserons aux protections des canalisations à savoir :
1. Le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les surpressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.
 2. La protection des conduites contre la corrosion: la corrosion est la conséquence d'un processus chimique ou électrochimique des conduites; il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière. Pour y remédier, quelques protections seront proposées durant cette étude.
- ✓ La dernière partie est consacrée pour le chapitre pose de canalisation et accessoires :

Elle traite l'exécution et l'aménagement de la tranchée, la pose des conduites, le remplissage des conduites et l'essai hydraulique.

Introduction :

Ce chapitre condense en quelques pages la présentation du site d'étude des localités à alimenter des différents points de vue à savoir :

Du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I-1. Description générale de la zone d'étude :

La wilaya de Bejaia occupe une région montagneuse coupée en deux parties par la vallée de la Soummam, elle est limitée par :

- La wilaya de Jijel à l'est (les Babors)
- La wilaya de Bouira et de Tizi Ouzou à l'ouest (Djurdjura)
- La wilaya de Bordj Bouarreridj et de Sétif au sud (les Bibans)
- La mer méditerranée au nord sur une longueur de 95 Km

Le relief de la wilaya se compose de trois zones bien distinctes:

- La plaine côtière sur une longueur de 30 Km et qui s'étend de l'embouchure de l'oued Soummam à l'ouest à l'embouchure de l'oued Agrioun à l'est.
- La vallée de la Soummam sur une longueur de 80 Km, une largeur ne dépassant guère les 4 Km et qui sépare les deux ensembles de montagnes Biban - Babour à l'est et Akfadou - Gouraya à l'ouest.
- La zone montagneuse occupe les 3/4 de la superficie de la wilaya et présente partout des pentes supérieures à 25 %.

I-2. Description de la zone du projet :

Le projet est situé dans la vallée de l'oued Soummam entre les villes d'Akbou et de Bejaia. Se jetant dans la mer au sud de Bejaia, l'oued Soummam dont le bassin versant est de 9125 Km² résulte de la jonction en amont d'Akbou de deux oueds importants; l'oued Sahel et l'oued Bouselam sur lequel est implanté le barrage Tichi Haf.

La vallée de la Soummam est une plaine de basse terrasse alluviale qui apparaît comme une étroite bande sinueuse orientée sud ouest, nord est de Tazmalt à Bejaia.

Elle est insérée entre l'ensemble Djurdjura et Chellata - Akfadou et Gouraya au nord, et la chaîne des Bibans au sud.

La longueur de la vallée, au niveau de son lit majeur entre Tazmalt et Bejaia est de 65 Km pour une dénivellation de 166 m (soit une pente moyenne de 1.85 ‰).

Elle est relativement étroite en amont. En aval en particulier à partir de Sidi Aich, elle s'élargit jusqu'au golf de Bejaia.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

La largeur du fond de la vallée varie entre 100 m (Sidi-Aich et Takrietz) et 5 Km (région d'El Kseur et la plaine de Bejaia).

I-3. Situation géographique :

Conformément aux termes de références l'étude des adductions secondaires est répartie géographiquement en 5 lots, comme suit :

- LOT 1: SUBDIVISION AKBOU
- LOT 2: SUBDIVISION SEDOUK
- LOT 3: SUBDIVISION SIDI AICH
- LOT 4: SUBDIVISION AMIZOUR
- LOT 5: SUBDIVISION BEJAIA

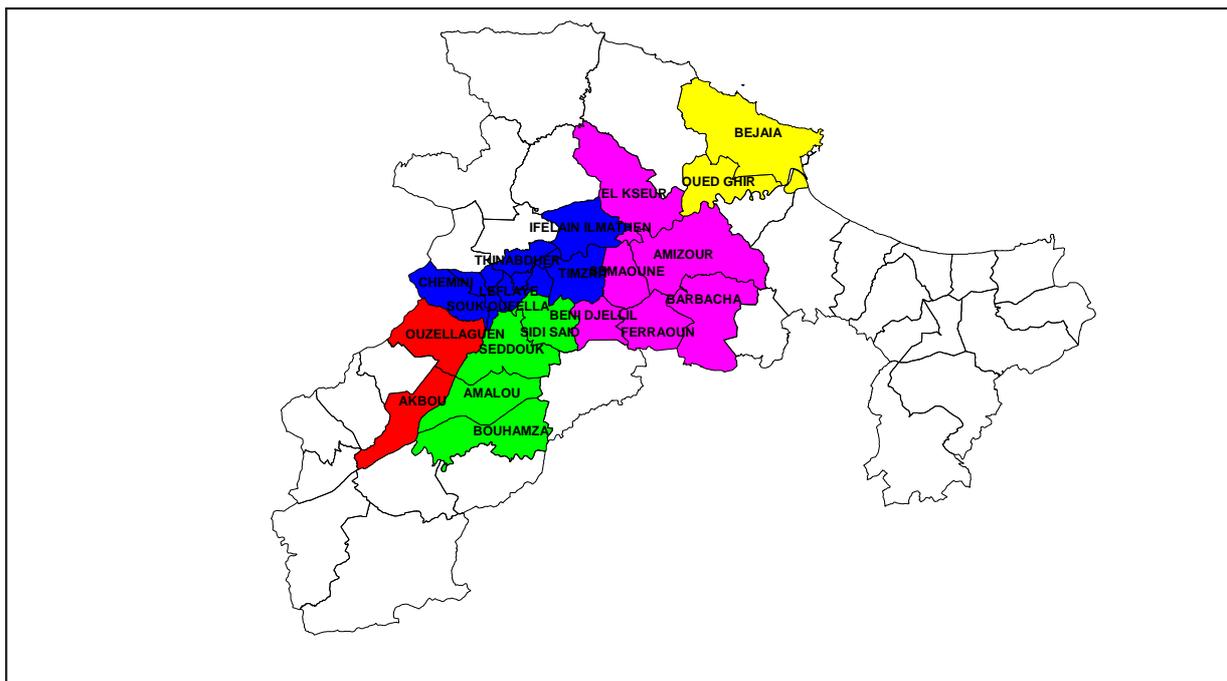


Figure I.1 : Répartition des lots d'études dans la wilaya de Bejaïa.

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

La partie transitant par la station de traitement d'Akbou ira alimenter, par l'intermédiaire d'une conduite principale, le couloir Akbou – Béjaïa dans la vallée de l'Oued Soummam. De cette conduite partiront des adductions secondaires vers les réservoirs d'arrivées d'Akbou, Ouzzelaguen, Sidi-Aich, Timezrit, El-Kseur, Amizour et Béjaïa.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

Ces adductions secondaires permettront de satisfaire les besoins en eau des 23 agglomérations sur les 52 existantes dans la wilaya de Béjaïa:

Tableau I.1 : Liste des agglomérations de la wilaya de Bejaïa concernées par l'étude des adductions secondaires.

N° de commune	N° du Lot	Daira	Communes
1	1	AKBOU	Akbou
2			Ouzzelaguen
3	2	SEDDOUK	Seddouk
4			M'cisna
5			Amalou
6			Bouhamza
7	3	SIDI AICH	Sidi-aïch
8			El flaye
9			Timezrit
10			Chemini
11			Souk oufella
12			Tibane
13			Tinebder
14			Sidi-ayad
15	Il-Maten		
16	4	AMIZOUR	Amizour
17			Beni-Djellil
18			Semaoun
19			Barbacha
20			Feraoun
21	El-Kseur		
22	5	BEJAIA	Béjaïa
23			Oued-ghir

I-4. Situation géologique et géotechnique :

Du point de vue géologique, la vallée de la Soummam est un bassin structural et stratigraphique complexe.

En ce qui concerne la lithologie des roches on peut constater que:

- Les plaines de la vallée de l'oued Soummam sont constituées essentiellement d'alluvions.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

- Les versants sud et est de la vallée de la Soummam sont en général, schisteux (mauvaises conditions pour l'emmagasinement de l'eau). On trouve par endroit des formations marno-calcaires de faible étendue.

Les versants ouest et nord de la vallée sont constitués de grès, flysch, marne et argile (le grès plus au moins perméable alimente les sources, son étendue est cependant très réduite).

D'autres formations comme calcaires, gypses, dolomies sont également présentes.

I-5. Situation climatologique :

Le climat de la région est typiquement méditerranéen, caractérisé par l'alternance très régulière d'une saison relativement froide et humide avec une saison chaude et sèche.

Au nord, la région haute est humide, dans les zones basses, les températures hivernales sont douces. En altitude, le gel est de grêle pendant l'hiver. Au sud, la région est nettement plus sèche, les pluies sont arrêtées par les hauts reliefs situés au nord.

La wilaya de Bejaia reçoit en moyenne 600 à 1100 mm de pluie par an.

Les vents dominants sont les vents du nord ouest (marin) qui s'engouffrent facilement dans la vallée de la Soummam.

I-6. Situation hydrologique :

Le débit moyen de l'oued Soummam est estimé à 25 m³/s environ. Au niveau de Sidi-Aich, l'apport annuel moyen est évalué à 600 millions de m³. À l'embouchure, cette valeur peut être estimée à 700 millions de m³.

D'après les études hydrologiques, précédemment élaborées, les débits de pointes des crues de différentes fréquences étaient estimés à Sidi-Aich aux valeurs données dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 : Les débits de pointes des crues pour les différentes fréquences

Fréquences (ans)	Q_{pointe} (m³/s)
10	3000
25	4200
100	6000
1000	8000

Source : (Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bejaia « DHW »)

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

I-7. Sismicité :

Selon le ministère de l'équipement (1991), la wilaya de Bejaia est classée en zone sismique II qui se définit ainsi: la secousse sismique est modérée, les études d'aménagement doivent procurer la rigidité et la résistance nécessaire à une protection acceptable contre des dommages corporels et des désordres structuraux importants.

I-8. Population :

La situation démographique des agglomérations situées dans le couloir Akbou - Bejaia, est estimée à 555 219 habitants (statistiques RGPH 2008).

Cette population est répartie comme le montre le tableau I.3 : (D.P.A.T de la Wilaya de Bejaia)

Tableau I.3 : Tableau de répartition de la population par communes en 2008

Communes	Masculin	Féminin	Taux d'accroissement	Total
Akbou	26932	26350	1,8	53282
Ouzzelaguen	11580	11139	0,5	22719
Seddouk	10447	10126	0,8	20573
M'cisna	4009	3932	-0,6	7941
Amalou	4395	4207	-0,6	8602
Bouhamza	4747	4376	-1,7	9123
Sidi-aïch	7097	6678	2,0	29842
El flaye	3279	3155	-0,3	6433
Timezrit	13500	12353	1,5	25853
Chemini	7780	7494	-0,1	15274
Souk oufella	4657	4273	-0,9	8931
Tibane	2561	2499	-0,6	5059
Tinebder	3057	2758	-0,5	5815
Sidi-ayad	2859	2557	0,7	5416
Il-Maten	6109	5716	-0,1	11825
Amizour	19301	18261	1,0	37562
Beni-Djellil	3949	3846	-1,4	7795
Semaoun	6941	6675	0,4	13616
Barbacha	8562	8339	-0,9	16901
Feraoun	7843	739	-0,1	15482
El-Kseur	15410	14432	1,1	29842
Béjaia	90435	87553	1,7	177988
Oued-ghir	10001	9343	2,1	19345
Total	275451	256801	-	555 219

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

DPAT : Direction de la Planification et de l'Aménagement du Territoire

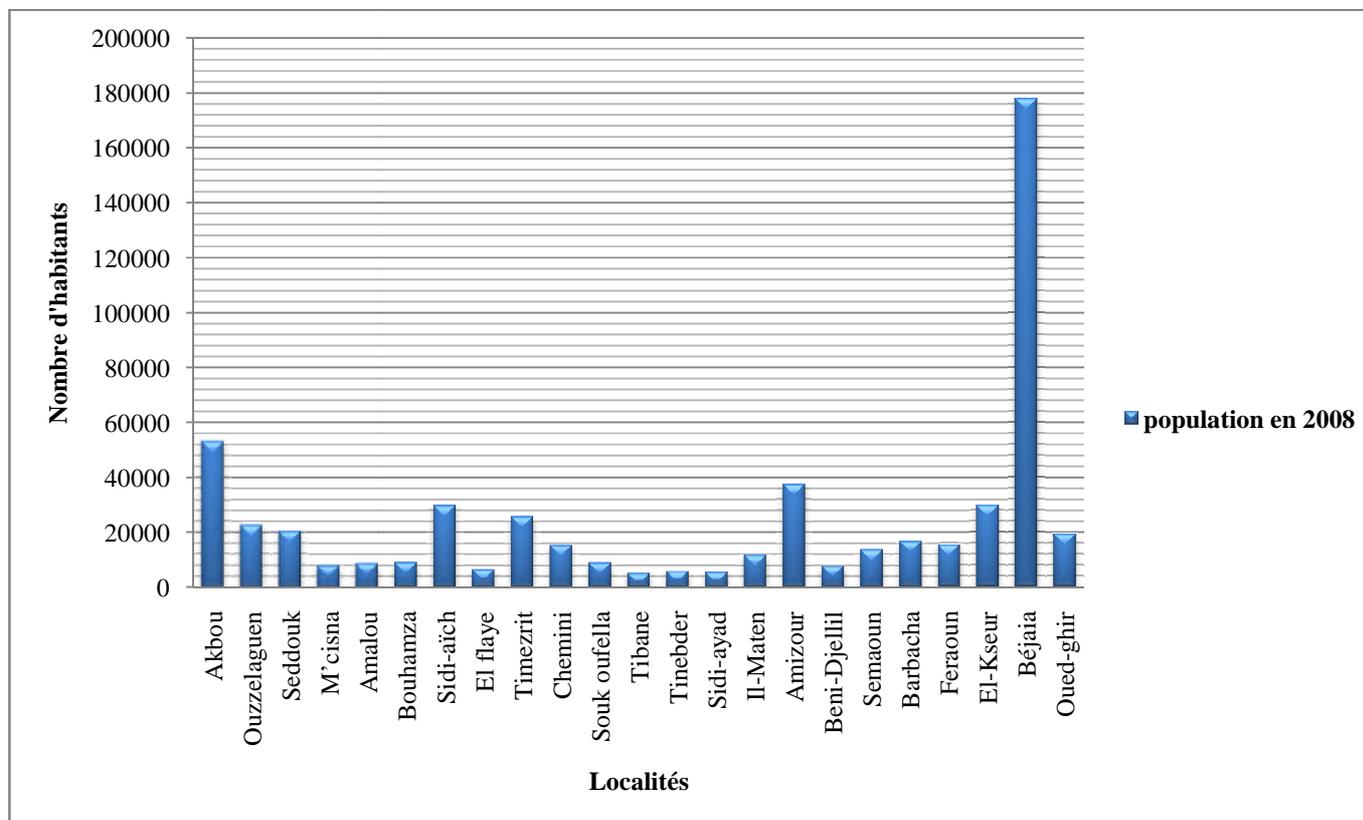


Figure I.2 : Répartition des habitants des localités à desservir

I-9. Présentation du barrage de Tichy-Haf :

L'aménagement du barrage Tichi Haf est un aménagement à but multiple qui entre dans le cadre du plan général de maîtrise des ressources en eau de l'Algérie.

Il se situe dans l'ouest de la petite Kabylie, à une dizaine de kilomètres au nord est de l'agglomération de Sidi Yahia, sur l'oued Bouselam qui est un affluent de l'oued Soummam.

L'aménagement est destiné à:

- Satisfaire la demande en irrigation des périmètres du Sahel et de la basse Soummam.
- L'alimentation en eau potable et industrielle des agglomérations situées sur le couloir Akbou - Bejaia
- Ecrêter les crues de l'oued Bouselam et participer ainsi à la protection du cours de l'oued Soummam.

I-9-1. Consistance actuelle du projet :

L'aménagement Tichi Haf comprend:

- Un barrage voûte à double courbure (appuyé en rive droite sur un fort massif de renforcement en béton), qui supporte la vidange de fond et les organes de dévasement.
- Un système d'étanchement et de drainage de la fondation du barrage, à partir de galeries.
- Une digue de col qui est un barrage de type poids en béton.
- Un évacuateur de crues à seuil libre équipé d'un large coursier incliné et d'une cuiller de lancement du jet en saut de ski.
- Une prise d'eau qui alimente une conduite et une galerie de restitution.

I-9-2. Fiche synoptique du projet :

I-9-2-1). Données générales :

- Cours d'eau: Oued Bouselam
- Situation: X = 67520.00 ; Y = 249451.00 (50 Km au sud ouest de Bejaia)
- Destination: irrigation, eau potable, eau industrielle et écrêtement des crues.

I-9-2-2). Caractéristiques hydrauliques :

- Aire du bassin versant: 3890 Km² (dont 2020 Km² contrôlés par le barrage Ain Zada)
- Apport annuel moyen de la rivière: 185 Hm³/an (5.9 m³/s).
- Débit des crues maximales: Q₁₀₀₀ = 4300 - 5000 m³/s. Q₁₀₀₀₀ = 8200 m³/s.
- Volume des crues maximales: V₁₀₀₀ = 335 - 369 Hm³.
- Apport solide: de 3 à 3.5 Hm³/an.

I-9-2-3). Caractéristiques principales de la retenue :

- Altitude de la retenue normale: 294.50 m
- Altitude de la retenue maximale: 305.00 m
- Aire de la retenue au niveau normal: de 485 Ha à 685 Ha (PHE).
- Capacité totale de la retenue: 147 Hm³.
- Capacité utile de la retenue: 75 Hm³.
- Garde d'envasement: 5 Hm³.

I-9-2-4). Caractéristiques principales du barrage :

- Type: barrage voûte à double courbure.
- Terrain de fondation: calcaire dolomitique jurassique, marne crétacée à l'amont.
- Hauteur: 83.50 m sur fond de fouilles.
- Longueur en crête: 275 m.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

- Largeur en crête: 6m.
- Largeur maximale: 18m à la base (33m en rive droite).
- Rayon de courbure: 138m en crête, 25m à la base.
- Altitude de la crête: 305.50m
- Volume du barrage: 120 000 m³ (plus 40 000 pour le renforcement de la rive droite).



Figure I.3 : Barrage de Tichy-Haf

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

I-10. Présentation de la station de traitement:

La station de traitement de Tichi Haf se situe, à une distance de 2.5 km (à vol d'oiseau) du barrage, à une côte de 222 m sur la rive gauche de l'Oued Boussellam.

Ce site a été choisit selon les critères suivants :

- Disponibilité d'une assiette de 5 ha au moins.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

- Possibilité d'atteindre les agglomérations à un niveau piézométrique favorable du point de vue hydraulique.
- Le terrain, devant servir d'assiette pour la station, est constitué du point de vue géologique de marnes consolidées et altérées par endroit de présence de calcite.

I-10-1. Technologie de traitement :

D'après les ouvrages préconisés à la station de traitement, on constate que le traitement de l'eau se fera comme suit:

- Mélange de l'eau avec un adjuvant pour la coagulation. Floculation
- Décantation
- Aération
- Filtration
- Désinfection
- Enfin, acheminement vers les réservoirs d'eau traitée.

I-10-2. Composition de la station de traitement :

La station de traitement, dont la capacité est de 120'000 m³/jour d'eau traitée, soit 1'390 l/s. Elle se compose:

- D'un mélangeur de 336 m³ qui a un temps de rétention de 2mn.
- De quatre flocculateurs d'une capacité de 839 m³ qui a un temps de rétention de 20mn.
- De deux décanteurs à circulation de boue d'une capacité de 10 063 m³ chacun, de 27 m de rayon et d'un temps de rétention de 3 heures.
- Un aérateur d'une capacité d'environ 1000 m³ et avec un temps de rétention de 6mn.
- De 16 filtres qui ont un volume d'environ 105 m³.
- Un bassin de désinfection d'une capacité d'environ 3350 m³.
- De 3 bassins d'eau brute d'une capacité d'environ 12600 m³.
- De 3 bassins d'eau traitée d'une capacité d'environ 12600 m³.

Tableau I.4 : Qualité de l'eau brute du barrage de Tichy-Haf

PARAMETRES	UNITE	MINIMUM	MAXIMUM	MOYENNE
PH	-	7.8	8.5	8.1
MES	Mg/L	2.0	5.0	2.6
Turbidité	NFU	0.4	2.7	1.5
Conductivité	µs/cm	855.0	1500.0	1309.5
Température	°C	13.7	16.1	14.9
Ammonium	Mg/L	0.1	0.1	0.1
Nitrite	Mg/L	0.1	0.1	0.1
Nitrate	Mg/L	2.0	6.0	3.2

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

Tableau I.4 : Qualité de l'eau brute du barrage de Tichy-Haf (suite)

PARAMETRES	UNITE	MINIMUM	MAXIMUM	MOYENNE
HCO ₃	Mg/L	150.3	220.8	185.5
TAC	°F	12.7	18.1	15.3
Potassium	Mg/L	2.0	3.1	2.4
Calcium	Mg/L	84.0	134.0	112.5
Magnésium	Mg/L	28.6	67.0	52.2
Sodium	Mg/L	56.4	128.0	101.4
Chlorure	Mg/L	60.0	142.0	112.8
Sulfate	Mg/L	230.0	460.0	389.7
Ortho phosphate	Mg/L	0.0	0.0	0.0
Fer (total)	µg/L	10.0	22.0	14.3
Manganèse (total)	µg/L	2.0	21.0	8.4
Oxydabilité KMnO ₄	Mg/L	1.0	2.5	1.6
COT	Mg/L	1.7	2.8	2.1
DCO	Mg/L	□ 30		
Algues	Cell/L	7.6 E +04	7.9 E +06	1.6 E +06
PFTHM	µg/L	49.0	202.0	119.7

Tableau I.5 : Normes de qualité de l'eau potable

PARAMETRES	UNITE	Norme Algérienne		Norme OMS	
		CR	CMA	CR	CMA
PH	-	6.5/8.5		7/8.5	6.5/9.2
Température	°C	20	25	-	-
Conductivité	µs/cm	-	2800	-	-
Résidu sec à 105°C	Mg/l	-	2000	500	1500
Turbidité	NTU	1	2	1	5
Dureté totale (TH)	Mg/l	100	500	100	500
Calcium	Mg/l	75	200	-	-
Magnésium	Mg/l	-	150	-	150
Sodium	Mg/l	-	200	-	-
Potassium	Mg/l	-	20	-	-
Sulfate	Mg/l	200	400	-	250
Chlorure	Mg/l	200	500	200	250
Nitrate	Mg/l	-	50	-	50
Nitrite	Mg/l	-	0.1	-	0.1

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

Tableau I.5 : Normes de qualité de l'eau potable (suite)

PARAMETRES	UNITE	Norme Algérienne		Norme OMS	
		CR	CMA	CR	CMA
Aluminium	Mg/l	-	0.2	-	0.2
Ammonium	Mg/l	0.05	0.5	-	0.5
Phosphate	Mg/l	-	0.5	-	-
Matières Organiques	Mg/l	-	3	-	-
Métaux lourds	Mg/l	0.05	0.3	0.05	
Fer	Mg/L	-	0.3	0.1	0.3
Manganèse	Mg/L	-	0.5	0.05	0.1
Coliformes totaux	N 1ml	□10		□10	
E-Coli	N 1ml	□10		□10	

Tableau I.6 : Caractéristiques après traitement

Paramètres	Valeurs applicables
PH	6,5 – 8,5 (ou légèrement au-dessus du PHs)
Couleur (Pt-Co mg/l)	15
Turbidité (NTU)	0,4
Fer (mg/l)	0,1
Manganèse (mg/l)	0,05
Aluminium (mg/l)	0,1
Goût et odeur	Taux de dilution < 1
Coliformes (MPN/100 ml)	0
Algues (cél. de 20µm/ml)	100
Chlore libre résiduel (mg/l)	0,2 – 0,5 (au premier consommateur)
Autres paramètres (norme OMS)	< CMA

Source : (Station de traitement de Tichy-Haf)

I-11. Situation hydraulique existante :

A l'heure actuelle, l'alimentation en eau potable et industrielle du territoire faisant l'objet de notre étude se fait à partir de plusieurs ressources, notamment:

- Des forages et des puits, au nombre de 47 environ, implantées dans les alluvions de l'oued Soummam.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

- Depuis les sources captées essentiellement sur les versants hauts' au pied karstique du Djurdjura (commune d'Ouzellaguen, Chemini, Chellata, Akfadou, en premier lieu).
- A partir des forages et des puits implantés dans les alluvions des oueds à l'est de Bejaia (oued Djemaa, Zitouna, Agrioun, adduction pour Bejaia).

En ordre de grandeur, les débits exploités sont les suivants :

- 72000 m³/jour à partir des forages (puits) de la vallée de la Soummam.
- 9000 m³/jour à partir des sources.
- 30000 m³/jour depuis les forages des zones d'exhaure est, qui donnent un total de 111000 m³/jour.

I-12. Consommateurs :

Pour déterminer les besoins en eau spécifiques, nous avons consulté les archives existantes au niveau de la DHW, selon nos observations, les consommations suivantes sont, en générale, prises en considération dans les dotations adoptées:

- Consommation domestique : 55 - 60 %.
- Consommation non domestique: 20 - 25 % (administrations, collectivités, établissements industriels en tissu urbains, enseignements).

I-12-1. Consommateurs domestiques :

La dotation moyenne de la wilaya de Bejaia est de 130 l/hab./jour. Le taux de branchement pour toute la wilaya est de 78 %.

Ces chiffres moyens présentent la consommation des grandes et petites villes, des agglomérations rurales et des zones éparses.

Le document du groupement CNAT- SAUR Afrique (diagnostic d'entreprise ou d'établissement, EDEMIA- Bejaia) comprend également la constatation que les volumes d'eau produits et distribués ne sont pas mesurés mais estimés.

Dans les zones desservies de la ville de Bejaia, les besoins spécifiques moyens sont évalués par ce document à 123.8 l/hab/jour.

I-12-2. Consommateurs industriels :

Pour enregistrer les consommateurs industriels, nous avons utilisés les informations obtenues de la DPAT, de l' EDEMIA, des APC, de la DHW et de ses subdivisions, de l' ANAT, et de l'ANPE.

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

I-13. Ressources:

La production actuelle des ressources (forages, puits et sources) en eau potable et industrielle de notre zone d'étude est rapportée dans le Tableau I.7.

Tableau I.7 : production actuelle en eau :

N° de commune	N° du Lot	Daïra	Communes	Production estimée (m ³ /j)
1	1	AKBOU	Akbou	10200
2			Ouzzelaguen	5350
3	2	SEDDOUK	Seddouk	4530
4			M'cisna	2010
5			Amalou	2040
6			Bouhamza	1250
7	3	SIDI AICH	Sidi-aïch	6300
8			El flaye	1195
9			Timezrit	5000
10			Chemini	2300
11			Souk oufella	2148
12			Tibane	1000
13			Tinebder	1100
14			Sidi-ayad	1900
15	Il-Maten	2500		
16	4	AMIZOUR	Amizour	9500
17			Beni-Djellil	2080
18			Semaoun	3100
19			Barbacha	4000
20			Feraoun	4800
21			El-Kseur	7300
22	5	BEJAIA	Béjaia	25697
23			Oued-ghir	5700
Total				111000

Source : (Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bejaia « DHW »)

CHAPITRE I PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE DES LOCALITÉS À ALIMENTER

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de cerner les données nécessaires des différents points de vue concernant la zone d'étude. La connaissance de la situation hydraulique existante, nous servira de base pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable et industrielle.

Introduction :

Une bonne conception du projet commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

L'objectif est la mise en évidence de l'évolution de la population ainsi que leur mode de vie et les infrastructures existantes et cela à l'horizon d'étude.

II -1. Evaluation de la situation démographique :

La situation démographique des agglomérations situées dans le couloir Akbou - Bejaia, est estimée à 555 219 habitants.

Notre étude consiste à répondre aux besoins en eau potable et industrielle de cette population jusqu'à l'horizon 2030, en tenant compte de:

- L'accroissement démographique.
- L'amélioration du niveau de vie.
- L'extension des agglomérations.

On estime la population à l'horizon 2030 par la relation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n \quad (\text{II-1})$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2030);

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2008 ;

α : taux d'accroissement démographique, $\alpha = 1.08\%$; (Source DHW de la Wilaya de Bejaia)

n : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (22 ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2030)

Communes	Nombre d'Habitants en (2008)	Taux d'accroissement(%)	Nombre d'Habitants en (2030)
Akbou	53282	1.08	67487
Ouzzelaguen	22719		28776
Seddouk	20573		26058
M'cisna	7941		10058
Amalou	8602		10896
Bouhamza	9123		11556
Sidi-aïch	29842		37798
El flaye	6433		8148
Timezrit	25853		32746
Chemini	15274		19346

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2030), (suite)

Communes	Nombre d'Habitants en (2008)	Taux d'accroissement(%)	Nombre d'Habitants en (2030)	
Souk oufella	8931	1.08	11312	
Tibane	5059		6408	
Tinebder	5815		7366	
Sidi-ayad	5416		6860	
Il-Maten	11825		14978	
Amizour	37562		47576	
Beni-Djellil	7795		9874	
Semaoun	13616		17246	
Barbacha	16901		21407	
Feraoun	15482		19610	
El-Kseur	29842		37798	
Béjaia	177988		225438	
Oued-ghir	19345		24503	
Total	555 219			703 245

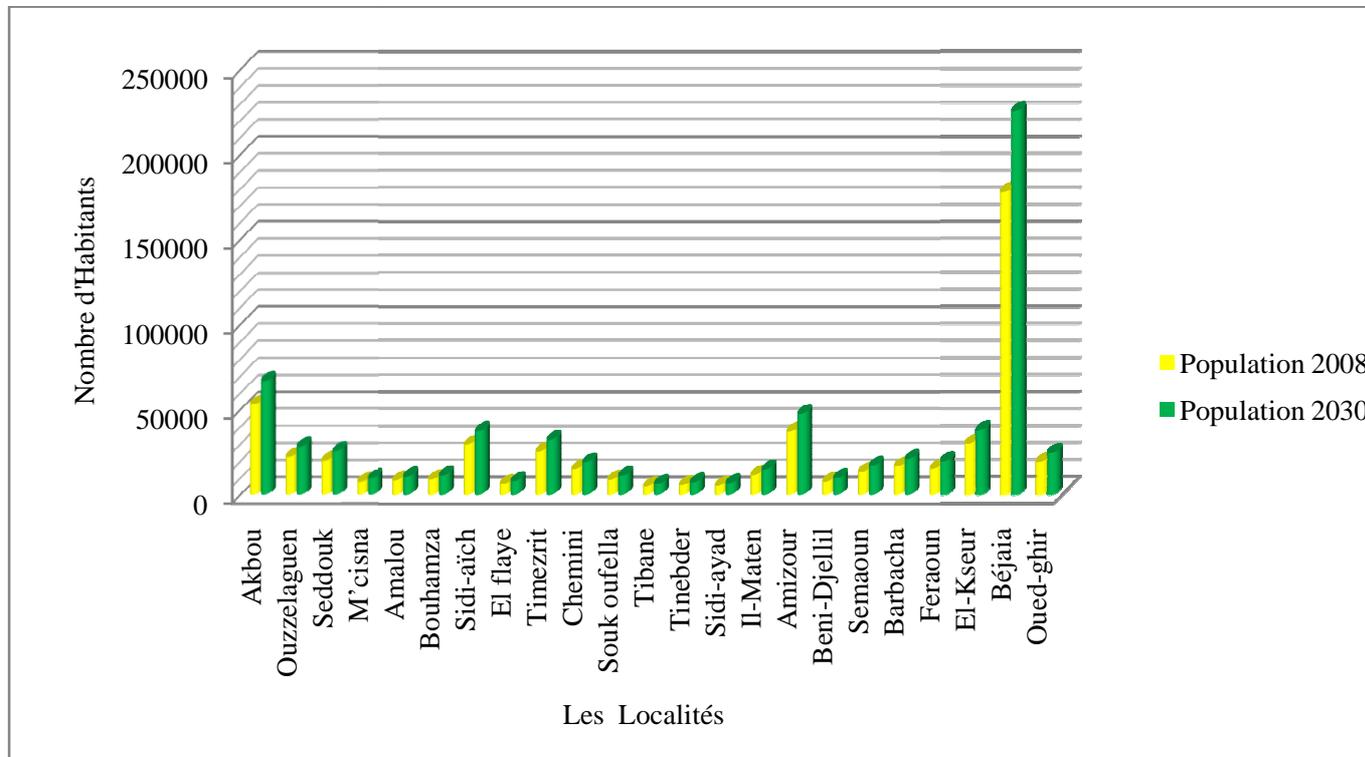


Figure II.1 : Evolution de la population

II-2. Evolution de la consommation moyenne journalière :(SOUHA BAHLOUS ELOUAFI)

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins:

- Domestiques
- Industriels
- Publics
- Touristiques, etc.

II-2-1.Besoins domestiques :

Ceci concerne les utilisations au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Ceci peut aussi inclure les usages productifs à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile.

Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

II-2-2.Besoins industriels :

Ils concernent les utilisations d'eau qui sont liées à des activités économiques.

La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé :

Les grandes industries sont parfois isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

Exemples : cimenterie (voie liquide) : 2m^3 /tonne de ciment ;

Sucrierie : 100 l/kg de sucre ;

Fromagerie : 5 l/l de lait.

II-2-3. Besoins publics :

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100 l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600l/j/lit) (selon le plan directeur d'assainissement de la ville de Kairouan.)

II-2-4. Besoins touristiques :

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe.

II-3. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

On constate que les agglomérations, concernées par notre étude, sont majoritairement urbaines.

La norme de consommation sera tablée sur les bases ci-après:

- Villes de 5000 —→ 20000 habitants.....150 - 200 l/hab. /j.
- Villes de 20000 —→ 100000 habitants.....200 - 300 l/hab. /j.
- Au dessus de 100000 habitants.....300-400 l/hab. /j.

Dans notre cas, on a des villes de 20000 à 1 00000 habitants, donc on optera pour une norme de consommation de 200 l/hab. /j.

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

Vu l'insuffisance de la consommation domestique en eau potable, due au redressement du niveau de vie et le progrès d'hygiène, on prendra une marge de sécurité sur les quantités requises, afin d'assurer une bonne distribution.

La dotation sera donc de : 240 l/j/hab. Source (A.D.E Wilaya de Bejaia et ANBT)

II-3-1-Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2030 :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(II-2)}$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j)

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II-2: Tableau récapitulatif des consommations journalières :

Communes	Nombre d'Habitants en (2030)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Akbou	67487	240	16196.88
Ouzzelaguen	28776	240	6906.24
Seddouk	26058	240	6253.92
M' cisna	10058	240	2413.92

Tableau II-2: Tableau récapitulatif des consommations journalières : (suite)

Communes	Nombre d'Habitants en (2030)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Amalou	10896	240	2615.04
Bouhamza	11556	240	2773.44
Sidi-aïch	37798	240	9071.52
El flaye	8148	240	1955.52
Timezrit	32746	240	7859.04
Chemini	19346	240	4643.04
Souk oufella	11312	240	2714.88
Tibane	6408	240	1537.92
Tinebder	7366	240	1767.84
Sidi-ayad	6860	240	1646.4
Il-Maten	14978	240	3594.72
Amizour	47576	240	11418.24
Beni-Djellil	9874	240	2369.76
Semaoun	17246	240	4139.04
Barbacha	21407	240	5137.68
Feraoun	19610	240	4706.4
El-Kseur	37798	240	9071.52
Béjaia	225438	240	54105.12
Oued-ghir	24503	240	5880.72
Total	703 245	-	168 778.8

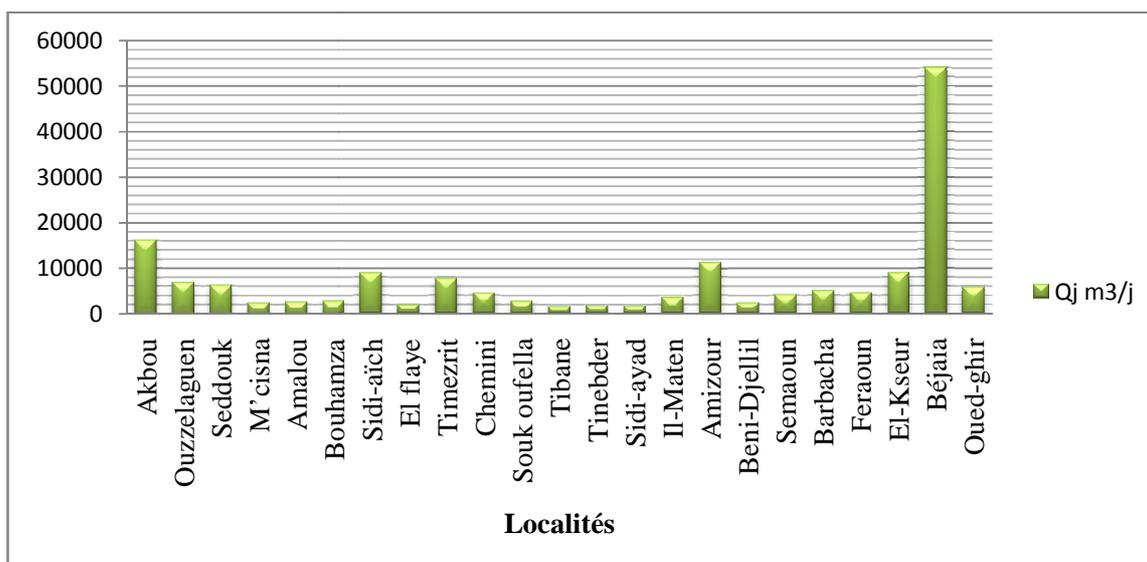


Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers des différentes localités

II-4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières : (ABRAMOV.N)

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$K_{max j}$: consommation maximale journalière.

$K_{min j}$: consommation minimale journalière.

II-4-1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \quad (II-3)$$

$Q_{max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)

$Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Avec : $K_{max j} \in [1,1 - 1,3]$

On prend $K_{max j}=1,3$.

$$D'où : \quad Q_{max j}=1,3*Q_{moy j} \quad (II-4)$$

II-4-2- Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j} \quad (II-5)$$

$Q_{min j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

$Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Avec : $K_{min j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{min j}=0,9$

$$D'ou : Q_{\min,j} = 0.9 * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-3 :

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min,j}$; $Q_{\text{moy},j}$; $Q_{\max,j}$:

Localités	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
Akbou	16196.88	0.9	14577.21	1.3	21055.94
Ouzzelaguen	6906.24	0.9	6215.62	1.3	8978.11
Seddouk	6253.92	0.9	5628.53	1.3	8130.10
M' cisna	2413.92	0.9	2172.53	1.3	3138.10
Amalou	2615.04	0.9	2353.54	1.3	3399.55
Bouhamza	2773.44	0.9	2496.10	1.3	3605.47
Sidi-aïch	9071.52	0.9	8164.37	1.3	11792.98
El flaye	1955.52	0.9	1759.97	1.3	2542.18
Timezrit	7859.04	0.9	7073.14	1.3	10216.75
Chemini	4643.04	0.9	4178.74	1.3	6035.95
Souk oufella	2714.88	0.9	2443.39	1.3	3529.34
Tibane	1537.92	0.9	1384.13	1.3	1999.30
Tinebder	1767.84	0.9	1591.06	1.3	2298.19
Sidi-ayad	1646.4	0.9	1481.76	1.3	2140.32
Il-Maten	3594.72	0.9	3235.25	1.3	4673.14
Amizour	11418.24	0.9	10276.42	1.3	14843.71
Beni-Djellil	2369.76	0.9	2132.78	1.3	3080.69
Semaoun	4139.04	0.9	3725.14	1.3	5380.75
Barbacha	5137.68	0.9	4623.91	1.3	6678.98
Feraoun	4706.4	0.9	4235.76	1.3	6118.32
El-Kseur	9071.52	0.9	8164.37	1.3	11792.98
Béjaia	54105.12	0.9	48694.61	1.3	70336.66
Oued-ghir	5880.72	0.9	5292.65	1.3	7644.94
Total	168 778.8	-	151900 .94	-	219412.44

II-5- Variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire (horizon 2030) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Dans la présente étude, la détermination du débit de pointe se repose sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans diverses communes en se basant sur le tableau II-4 de l'annexe II.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau II.4: Répartition horaire du débit maximum journalier (voir annexe II)

Etant donné que la zone d'étude comprend vingt trois localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2030:

- Les cinq communes à savoir El flaye, Tibane, Tinebdar, Sidi ayad et Beni djellil dont le nombre d'habitant de chaque une est inférieur à 10000 correspondent à la première colonne de répartition.
- Les seize communes suivantes : Ouzellaguen, Seddouk, M'cisna, Amalou, Bouhamza, Sidi-aïch, Timezrit, Chemini, Souk oufella, Il-Maten, Amizour, Semaoun, Barbacha, Feraoun, El-Kseur et Oued-ghir dont le nombre d'habitants de chaque une est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.
- La seule commune d'Akbou dont le nombre d'habitants est entre 50000 et 100000 correspond à la troisième colonne de répartition.
- La dernière commune de Bejaia dont le nombre d'habitants est supérieur à 100000 correspond à la quatrième colonne de répartition.

Tableau II-5 : Variation du débit horaire pour la commune d' El flaye: (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' El flaye est de **177.95 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-6 :Variation du débit horaire pour la commune de Tibane : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Tibane est de **139.95 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-7 : Variation du débit horaire pour la commune de Tinebdar : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Tinebdar est de **160.87 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-8 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi ayad : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Sidi ayad est de **149.82 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-9 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni djellil : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Beni djellil est de **215.65 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-10 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ouzellaguen : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Ouzellaguen est de **561.13m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-11 : Variation du débit horaire pour la commune de Seddouk : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Seddouk est de **508.13m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-12 : Variation du débit horaire pour la commune de M'cisna : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de M'cisna est de **196.13m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-13 : Variation du débit horaire pour la commune d'Amalou:(voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Amalou est de **212.47 m³/h** et survient entre 8h et midi.

TableauII-14:Variation du débit horaire pour la commune de Bouhamza : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Bouhamza est de **225.34m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-15 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi-aïch : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Sidi-aïch est de **737.06 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-16 : Variation du débit horaire pour la commune de Timezrit: (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Timezrit est de **638.55 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-17 : Variation du débit horaire pour la commune de Chemini : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Chemini est de **466,26 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-18 : Variation du débit horaire pour la commune de Souk oufella : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Souk oufella est de **220.58 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-19 : Variation du débit horaire pour la commune d'Il-Maten : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Il-Maten est de **292.07 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-20 : Variation du débit horaire pour la commune d'Amizour : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Amizour est de **927.73 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-21 : Variation du débit horaire pour la commune de Semaoun : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Semaoun est de **336.30 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-22 : Variation du débit horaire pour la commune de Barbacha : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Barbacha est de **417.44 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-23 : Variation du débit horaire pour la commune de Feraoun : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Feraoun est de **382.40 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-24 : Variation du débit horaire pour la commune d'El-Kseur : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'El-Kseur est de **737.06 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-25 : Variation du débit horaire pour la commune d'Oued-ghir : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Oued-ghir est de **477.81 m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-26 : Variation du débit horaire pour la commune d'Akbou : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'Akbou est de **1179.13 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

Tableau II-27 : Variation du débit horaire pour la commune de Bejaia : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Bejaia est de **3657.51 m³/h** et survient entre 8h et 9h.

II-6. Calcul de déficit de consommation :

Dans le but de satisfaire les besoins en eau des localités à l'horizon d'étude (2030), il faudra déterminer le déficit en eau à combler par la mobilisation d'autres ressources comme les eaux du barrage de Tichy-Haf.

Le déficit est défini par la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Tableau II-28: Tableau des déficits à combler à l'an 2030:

Localité	Besoins en eau à l'an 2030 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Akbou	21055.94	10200	10855.94
Ouzzelaguen	8978.11	5350	3628.11
Seddouk	8130.10	4530	3600.10
M'cisna	3138.10	2010	1128.10
Amalou	3399.55	2040	1359.55
Bouhamza	3605.47	1250	2355.47
Sidi-aïch	11792.98	6300	5492.98
El flaye	2542.18	1195	1347.18
Timezrit	10216.75	5000	5216.75
Chemini	6035.95	2300	3735.95
Souk oufella	3529.34	2148	1381.34
Tibane	1999.30	1000	999.30
Tinebder	2298.19	1100	1198.19
Sidi-ayad	2140.32	1900	240.32
Il-Maten	4673.14	2500	2173.14
Amizour	14843.71	9500	5343.71
Beni-Djellil	3080.69	2080	1000.69
Semaoun	5380.75	3100	2280.75
Barbacha	6678.98	4000	2678.98
Feraoun	6118.32	4800	1318.32
El-Kseur	11792.98	7300	4492.98
Béjaia	70336.66	25697	44639.66
Oued-ghir	7644.94	5700	1944.94
Total	219412.44	111000	108412.44

L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.

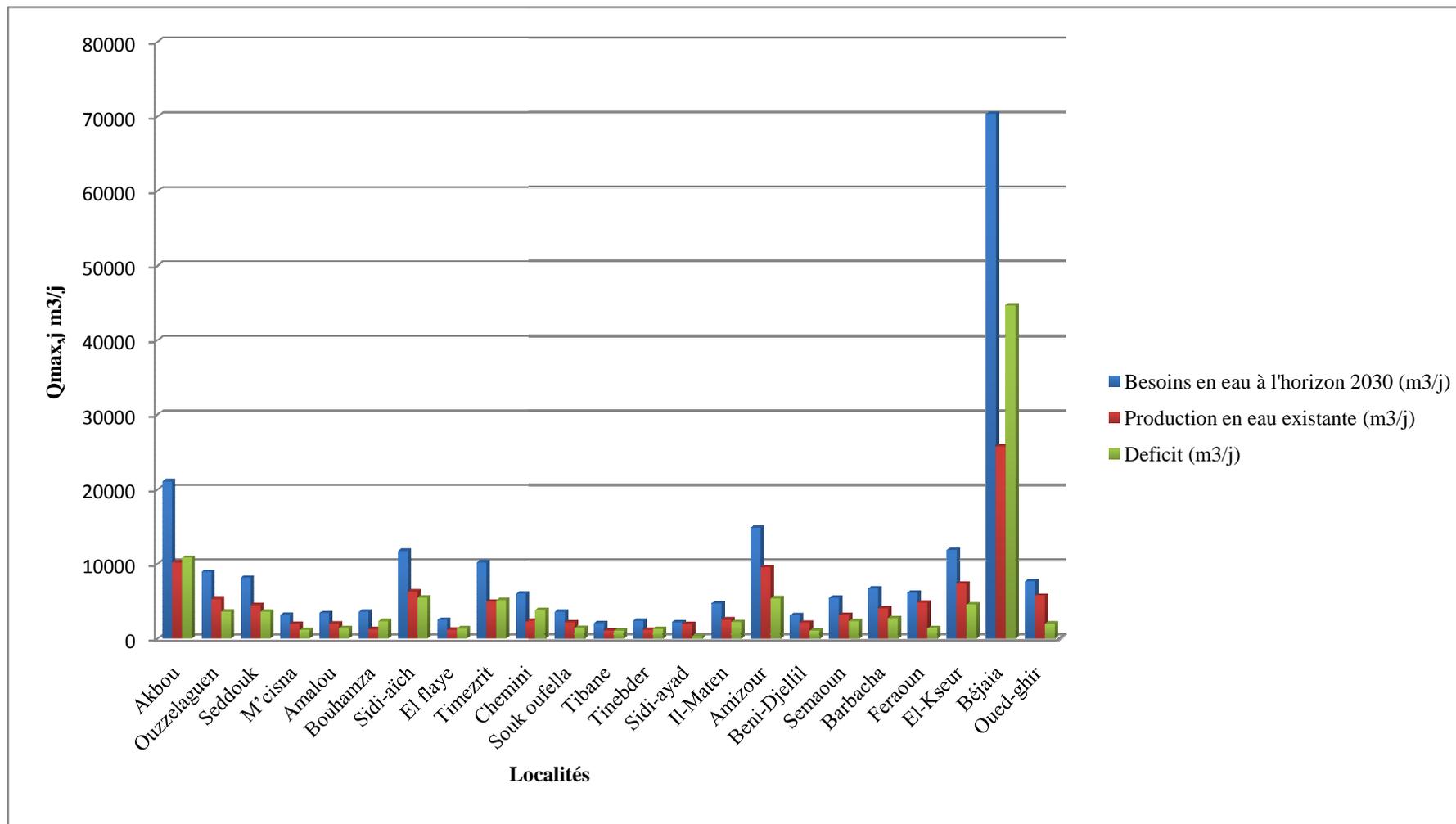


Figure II.3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2030

Conclusion :

L'estimation des besoins en eau, nous a permis d'estimer le déficit en eau potable et d'évaluer la quantité d'eau à mobiliser du barrage de Tichy-Haf pour satisfaire les besoins futurs.

Introduction :

Après avoir calculé les déficits en eau pour chaque localité concernée par l'étude, nous avons à dimensionner sept réservoirs qui prendront en charge la sécurité d'approvisionnement.

III -1. Définition:

Le réservoir est un élément important du réseau de distribution. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

III -2.Fonction générales des réservoirs : (François Valiron)

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (Tableau III -1)

- **Du point de vue technique**, les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq:
 - Tout d'abord, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.
 - En second lieu, le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origines diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
 - La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charges près, la cote piézométrique sur le réseau de distribution.
 - La quatrième fonction technique réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...

- En fin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

- **Du point de vue économique**, outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements - distributions, ...).
Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

Tableau III -1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none">- Régulation des débits- Sécurité d'approvisionnement- Régulation de la pression- Simplification de l'exploitation- Réacteur participant au traitement	<ul style="list-style-type: none">- Réduction des investissements sur les ouvrages de production- Réduction des investissements sur le réseau de distribution- Réduction des dépenses d'énergie

III -3. Avantages des réservoirs :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

- Réserve d'incendie garantie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

III -4.Emplacement des réservoirs :

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer.

En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment les questions foncières, l'aspect économique, les conditions topographiques et d'inscription dans le site.

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

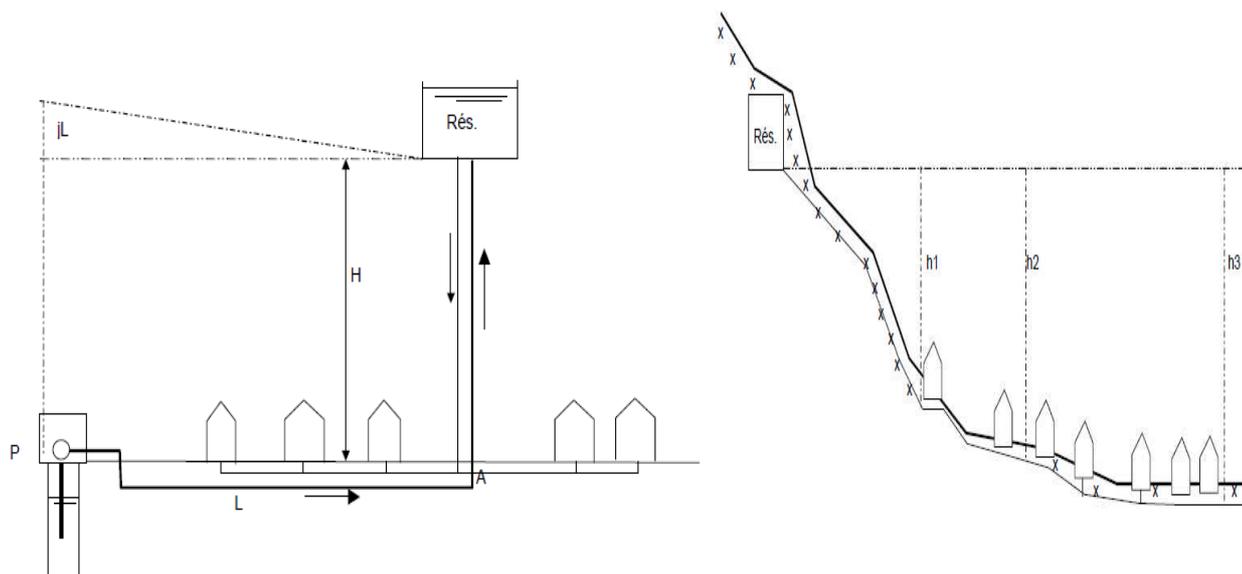


Figure III -1 : Emplacement du réservoir

III-5. Classification des réservoirs : (François Valiron)

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

- **Situation par rapport à la distribution :**
 - Réservoir en charge sur le réseau
 - Réservoir nécessitant une surpression
- **Disposition par rapport au sol :**
 - Souterrain
 - Semi-enterré
 - Au sol
 - Sur élevé (ou château d'eau)
- **Rôle joué :**
 - Réservoir principal
 - Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
- **Pression d'air au-dessus du plan d'eau :**
 - Pression atmosphérique
 - Contre -pression d'air
- **Matériaux de construction utilisés :**
 - Maçonnerie
 - Béton armé ou précontraint
 - Acier

En combinant certains de ces critères, on considère généralement quatre types de réservoirs :

- **Réservoirs au sol** (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
 - **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression;
 - **Réservoirs surélevés**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
 - **Réservoirs sous-pression** où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.
- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir:**
- Conditions topographiques de la région à desservir,
 - Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,
- **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:**
- les facteurs économiques,
 - la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
 - les possibilités d'adaptation au réseau,
 - les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

III-6. Capacité des réservoirs :

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III-6-1.Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-1})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_j : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-2})$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

- **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

III-6-2. Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad (III-3)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (m^3)$$

III-7. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Dans cette présente étude, sept réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_j : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (m^3)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

Remarque :

Toutes les conduites d'arrivée vers les réservoirs sont du type gravitaire.

III-7-1..Dimensionnement du réservoir d'Akbou :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'Akbou est donnée dans le tableau III -2.

Tableau III-2. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Akbou

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	03	1.17	-	2.04
1-2	4.17	3.2	0.97	-	3.01
2-3	4.17	2.5	1.67	-	4.68
3-4	4.17	2.6	1.57	-	6.25
4-5	4.17	3.5	0.67	-	6.92
5-6	4.17	4.1	0.07	-	6.99
6-7	4.17	4.5	-	0.33	6.66
7-8	4.17	4.9	-	0.73	5.93
8-9	4.17	4.9	-	0.73	5.20
9-10	4.17	5.6	-	1.43	3.77
10-11	4.17	4.8	-	0.63	3.14
11-12	4.17	4.7	-	0.53	2.61
12-13	4.17	4.4	-	0.23	2.38
13-14	4.17	4.1	0.07	-	2.45
14-15	4.17	4.2	-	0.04	2.41
15-16	4.17	4.4	-	0.24	2.17
16-17	4.17	4.3	-	0.14	2.03
17-18	4.17	4.1	0.07	-	2.10
18-19	4.17	4.5	-	0.34	1.76
19-20	4.17	4.5	-	0.34	1.42
20-21	4.17	4.5	-	0.34	1.08
21-22	4.17	4.8	-	0.64	0.44
22-23	4.17	4.6	-	0.44	0,00
23-24	4.17	3.3	0.87	-	0.87
Total	100%	100%	7.13	7.13	-

Calcul de la capacité du réservoir d'Akbou :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6.99 * 10855.94}{100} \Rightarrow V_r = 758.83 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 758.83 + 120 \Rightarrow V_t = 878.83 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III-7-2..Dimensionnement du réservoir d'Ouzellaguen :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouzellaguen est donnée dans le tableau III -3.

Tableau III-3. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouzellaguen

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.5	2,67	-	8.85
1-2	4.17	1.5	2,67	-	11.52
2-3	4.17	1.5	2,67	-	14.19
3-4	4.17	1.5	2,67	-	16.86
4-5	4.17	2.5	1,66	-	18.52
5-6	4.17	3.5	0,67	-	19.19
6-7	4.17	4.5	-	0.33	18.86
7-8	4.17	5.5	-	1.33	17.53
8-9	4.17	6.25	-	2.08	15.45
9-10	4.17	6.25	-	2.08	13.37
10-11	4.17	6.25	-	2.08	11.29
11-12	4.17	6.25	-	2.08	9.21
12-13	4.17	05	-	0.83	8.38
13-14	4.17	05	-	0.84	7.54
14-15	4.17	5.5	-	1.34	6.20
15-16	4.17	06	-	1.84	4.36
16-17	4.17	06	-	1.84	2.52
17-18	4.17	5.5	-	1.34	1.18
18-19	4.17	05	-	0.84	0.34
19-20	4.17	4.5	-	0.34	0,00
20-21	4.17	04	0.17	-	0.17
21-22	4.17	03	1.17	-	1.34
22-23	4.17	02	2.17	-	3.51
23-24	4.17	1.5	2.67	-	6.18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir d'Ouzellaguen :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 3628.11}{100} \Rightarrow V_r = 696.23 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 696.23 + 120 \Rightarrow V_t = 816.23 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III-7-3..Dimensionnement du réservoir de Sidi Aich et El Flaye :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Aich et El Flaye est donnée dans le tableau III -4.

Tableau III-4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Aich et El Flaye

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.5	2,67	-	8.85
1-2	4.17	1.5	2,67	-	11.52
2-3	4.17	1.5	2,67	-	14.19
3-4	4.17	1.5	2,67	-	16.86
4-5	4.17	2.5	1,66	-	18.52
5-6	4.17	3.5	0,67	-	19.19
6-7	4.17	4.5	-	0.33	18.86
7-8	4.17	5.5	-	1.33	17.53
8-9	4.17	6.25	-	2.08	15.45
9-10	4.17	6.25	-	2.08	13.37
10-11	4.17	6.25	-	2.08	11.29
11-12	4.17	6.25	-	2.08	9.21
12-13	4.17	05	-	0.83	8.38
13-14	4.17	05	-	0.84	7.54
14-15	4.17	5.5	-	1.34	6.20
15-16	4.17	06	-	1.84	4.36
16-17	4.17	06	-	1.84	2.52
17-18	4.17	5.5	-	1.34	1.18
18-19	4.17	05	-	0.84	0.34
19-20	4.17	4.5	-	0.34	0,00
20-21	4.17	04	0.17	-	0.17
21-22	4.17	03	1.17	-	1.34
22-23	4.17	02	2.17	-	3.51
23-24	4.17	1.5	2.67	-	6.18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Sidi Aich et El Flaye :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 6840.16}{100} \Rightarrow V_r = 1312.63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1312.63 + 120 \Rightarrow V_t = 1432.63 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

III-7-4..Dimensionnement du réservoir de Timezrit :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Timezrit est donnée dans le tableau III -5.

Tableau III-5. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Timezrit

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.5	2,67	-	8.85
1-2	4.17	1.5	2,67	-	11.52
2-3	4.17	1.5	2,67	-	14.19
3-4	4.17	1.5	2,67	-	16.86
4-5	4.17	2.5	1,66	-	18.52
5-6	4.17	3.5	0,67	-	19.19
6-7	4.17	4.5	-	0.33	18.86
7-8	4.17	5.5	-	1.33	17.53
8-9	4.17	6.25	-	2.08	15.45
9-10	4.17	6.25	-	2.08	13.37
10-11	4.17	6.25	-	2.08	11.29
11-12	4.17	6.25	-	2.08	9.21
12-13	4.17	05	-	0.83	8.38
13-14	4.17	05	-	0.84	7.54
14-15	4.17	5.5	-	1.34	6.20
15-16	4.17	06	-	1.84	4.36
16-17	4.17	06	-	1.84	2.52
17-18	4.17	5.5	-	1.34	1.18
18-19	4.17	05	-	0.84	0.34
19-20	4.17	4.5	-	0.34	0,00
20-21	4.17	04	0.17	-	0.17
21-22	4.17	03	1.17	-	1.34
22-23	4.17	02	2.17	-	3.51
23-24	4.17	1.5	2.67	-	6.18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Timezrit :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 5216.75}{100} \Rightarrow V_r = 1001.09 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1001.09 + 120 \Rightarrow V_t = 1121.09 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

III-7-5. Dimensionnement du réservoir d'El Kseur :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'El Kseur est donnée dans le tableau III -6.

Tableau III-6. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Kseur

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.5	2,67	-	8.85
1-2	4.17	1.5	2,67	-	11.52
2-3	4.17	1.5	2,67	-	14.19
3-4	4.17	1.5	2,67	-	16.86
4-5	4.17	2.5	1,66	-	18.52
5-6	4.17	3.5	0,67	-	19.19
6-7	4.17	4.5	-	0.33	18.86
7-8	4.17	5.5	-	1.33	17.53
8-9	4.17	6.25	-	2.08	15.45
9-10	4.17	6.25	-	2.08	13.37
10-11	4.17	6.25	-	2.08	11.29
11-12	4.17	6.25	-	2.08	9.21
12-13	4.17	05	-	0.83	8.38
13-14	4.17	05	-	0.84	7.54
14-15	4.17	5.5	-	1.34	6.20
15-16	4.17	06	-	1.84	4.36
16-17	4.17	06	-	1.84	2.52
17-18	4.17	5.5	-	1.34	1.18
18-19	4.17	05	-	0.84	0.34
19-20	4.17	4.5	-	0.34	0,00
20-21	4.17	04	0.17	-	0.17
21-22	4.17	03	1.17	-	1.34
22-23	4.17	02	2.17	-	3.51
23-24	4.17	1.5	2.67	-	6.18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir d'El Kseur :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 4492.98}{100} \Rightarrow V_r = 862.20 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 862.20 + 120 \Rightarrow V_t = 982.20 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III-7-6. Dimensionnement du réservoir d'Amizour :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'Amizour est donnée dans le tableau III -7.

Tableau III-7. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Amizour

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.5	2,67	-	8.85
1-2	4.17	1.5	2,67	-	11.52
2-3	4.17	1.5	2,67	-	14.19
3-4	4.17	1.5	2,67	-	16.86
4-5	4.17	2.5	1,66	-	18.52
5-6	4.17	3.5	0,67	-	19.19
6-7	4.17	4.5	-	0.33	18.86
7-8	4.17	5.5	-	1.33	17.53
8-9	4.17	6.25	-	2.08	15.45
9-10	4.17	6.25	-	2.08	13.37
10-11	4.17	6.25	-	2.08	11.29
11-12	4.17	6.25	-	2.08	9.21
12-13	4.17	05	-	0.83	8.38
13-14	4.17	05	-	0.84	7.54
14-15	4.17	5.5	-	1.34	6.20
15-16	4.17	06	-	1.84	4.36
16-17	4.17	06	-	1.84	2.52
17-18	4.17	5.5	-	1.34	1.18
18-19	4.17	05	-	0.84	0.34
19-20	4.17	4.5	-	0.34	0,00
20-21	4.17	04	0.17	-	0.17
21-22	4.17	03	1.17	-	1.34
22-23	4.17	02	2.17	-	3.51
23-24	4.17	1.5	2.67	-	6.18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir d'Amizour :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 5343.71}{100} \Rightarrow V_r = 1025.46 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1025.46 + 120 \Rightarrow V_t = 1145.46 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$.

III-7-7. Dimensionnement du réservoir de Bejaia et Oued ghir :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Bejaia et Oued ghir est donnée dans le tableau III -8.

Tableau III-8. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bejaia et Oued ghir

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	3.35	0.82	-	1.71
1-2	4.17	3.25	0.92	-	2.63
2-3	4.17	3.3	0.87	-	3.50
3-4	4.17	3.2	0.97	-	4.47
4-5	4.17	3.25	0.92	-	5.39
5-6	4.17	3.4	0.77	-	6.16
6-7	4.17	3.85	0.32	-	6.48
7-8	4.17	4.45	-	0.28	6.20
8-9	4.17	5.2	-	1.03	5.17
9-10	4.17	5.05	-	0.88	4.29
10-11	4.17	4.85	-	0.68	3.61
11-12	4.17	4.6	-	0.43	3.18
12-13	4.17	4.6	-	0.43	2.75
13-14	4.17	4.55	-	0.38	2.37
14-15	4.17	4.75	-	0.59	1.78
15-16	4.17	4.7	-	0.54	1.24
16-17	4.17	4.65	-	0.49	0.75
17-18	4.17	4.35	-	0.19	0.56
18-19	4.17	4.4	-	0.24	0.32
19-20	4.17	4.3	-	0.14	0.18
20-21	4.17	4.3	-	0.14	0.04
21-22	4.17	4.20	-	0.04	0,00
22-23	4.17	3.75	0.42	-	0.42
23-24	4.17	3.7	0.47	-	0.89
Total	100%	100%	6.48 %	6.48 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Bejaia et Oued ghir :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6.48 * 46584.6}{100} \Rightarrow V_r = 3018.68 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 5053.21 + 120 \Rightarrow V_t = 3138.68 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 3200 \text{ m}^3$.

➤ **Forme des réservoirs :**

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (m) \quad (III-4)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m).

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (m) \quad (III-5)$$

Les dimensions des différents réservoirs sont citées dans le tableau III -9 :

Tableau III-9. Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h _{inc} (m)
Akbou	1000	6.00	166.67	14.57	0.72
Ouzellaguen	1000	6.00	166.67	14.57	0.72
Sidi Aich et El Flaye	1500	6.00	250	17.85	0.48
Timezrit	1500	6.00	250	17.85	0.48
El Kseur	1000	6.00	166.67	14.57	0.72
Amizour	1200	6.00	200	15.96	0.60
Bejaia et Oued ghir	3200	6.00	533.33	26.07	0.23

III-8. Equipements des réservoirs : (François Valiron) (Voir figure III -2 et annexe III)

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les

conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques ...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages, les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous les équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. Tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans. Afin d'éviter les fausses manœuvres, les équipements hydrauliques disposeront d'étiquettes indiquant leur fonction et les canalisations de flèches indiquant le sens du courant. Par ailleurs un plan schématique plastifié des équipements doit être affiché dans le local renfermant les équipements.

Le tableau III-10 fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir.

Tableau III-10. Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
Hydraulique	- Vannes diverses -Clapet - Equipement de trop-plein - Vidange - Siphons pour réserve incendie - Canalisations de liaison -Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	- Niveau - Débit - Equipements de télétransmission - Télécommande - Poste de livraison électrique

Tableau III-10. Equipements des réservoirs (suite)

Fonction	Equipements
Entretien	<ul style="list-style-type: none">- Appareils de manutention- Joints de montage- Eclairage- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none">- Trappes de visite pour le personnel et le matériel- Equipements spéciaux pour le nettoyage- Pompe d'alimentation en eau
Qualité de l'eau	<ul style="list-style-type: none">- Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'eau- Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'air- Robinets de prélèvement- Equipements de désinfection, analyseurs,- Dispositifs de protection contre les actes de malveillance et les intrusions

La figure III -2, illustre quelques équipements hydrauliques d'un réservoir

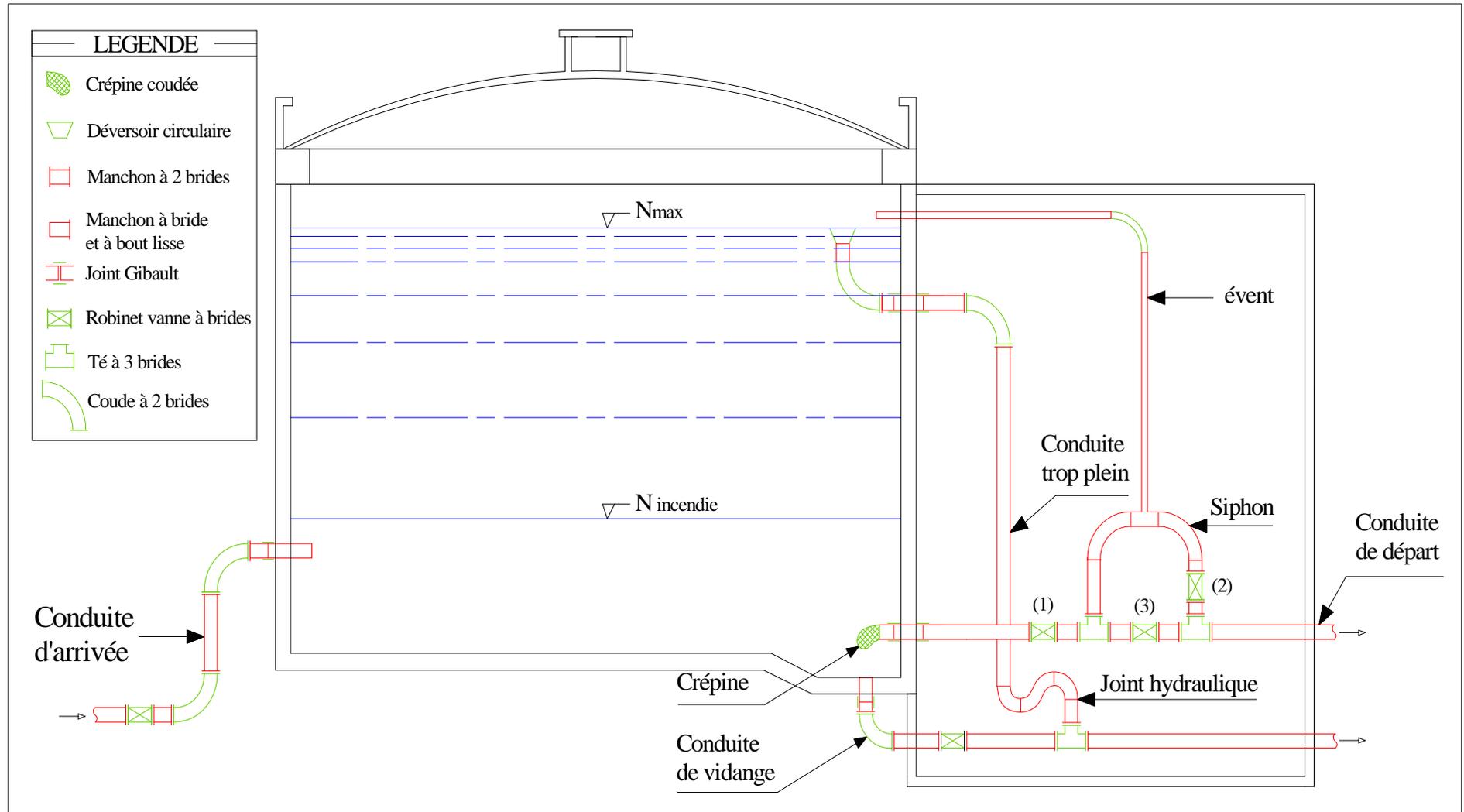


Figure III -2 : Equipements hydrauliques d'un réservoir

Conclusion :

Dans ce chapitre, et afin de prendre en charge le développement des localités concernées par un déficit en eau, nous avons dimensionné sept réservoirs qui prendront en charge l'alimentation en eau potable de ces dernières.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Introduction :

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

IV-1.Définition:

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV-2.Classification :

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

IV-2-1. Adduction gravitaire :

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom.

IV-2-2. Adduction par refoulement :

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

IV-2-3. 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV-3.Types d'écoulement:

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV-3-1. Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.

IV-3-2.Ecoulement en charge :

L'écoulement est forcé. Dans ce cas sa pression diffère de la pression atmosphérique.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-4. Etude des variantes :

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus économique et le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation de la conduite. Le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage est aussi à considérer. Il est basé sur la reconnaissance du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

IV-5-Proposition des variantes :

IV-5-1-Variante N°01 :

Cette variante comporte deux stations de reprise ;

- La première SR1 (248.00NGA) qui est alimentée par refoulement à partir de la SP (Piton) sur une longueur de 2882 m et qui refoule vers le réservoir existant d'Ex Caserne (372.00NGA) à une longueur de 1510 m.
- La deuxième SR2 (300.00NGA) qui est alimentée par refoulement à partir de la SP (Piton) sur une longueur de 4114 m et qui refoule vers le réservoir existant de Sidi Ali (430.00NGA) à une longueur de 1310m.

Le schéma explicatif pour la variante des stations de reprise est représenté dans la figure IV-1.

CHAPITRE IV **ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS**

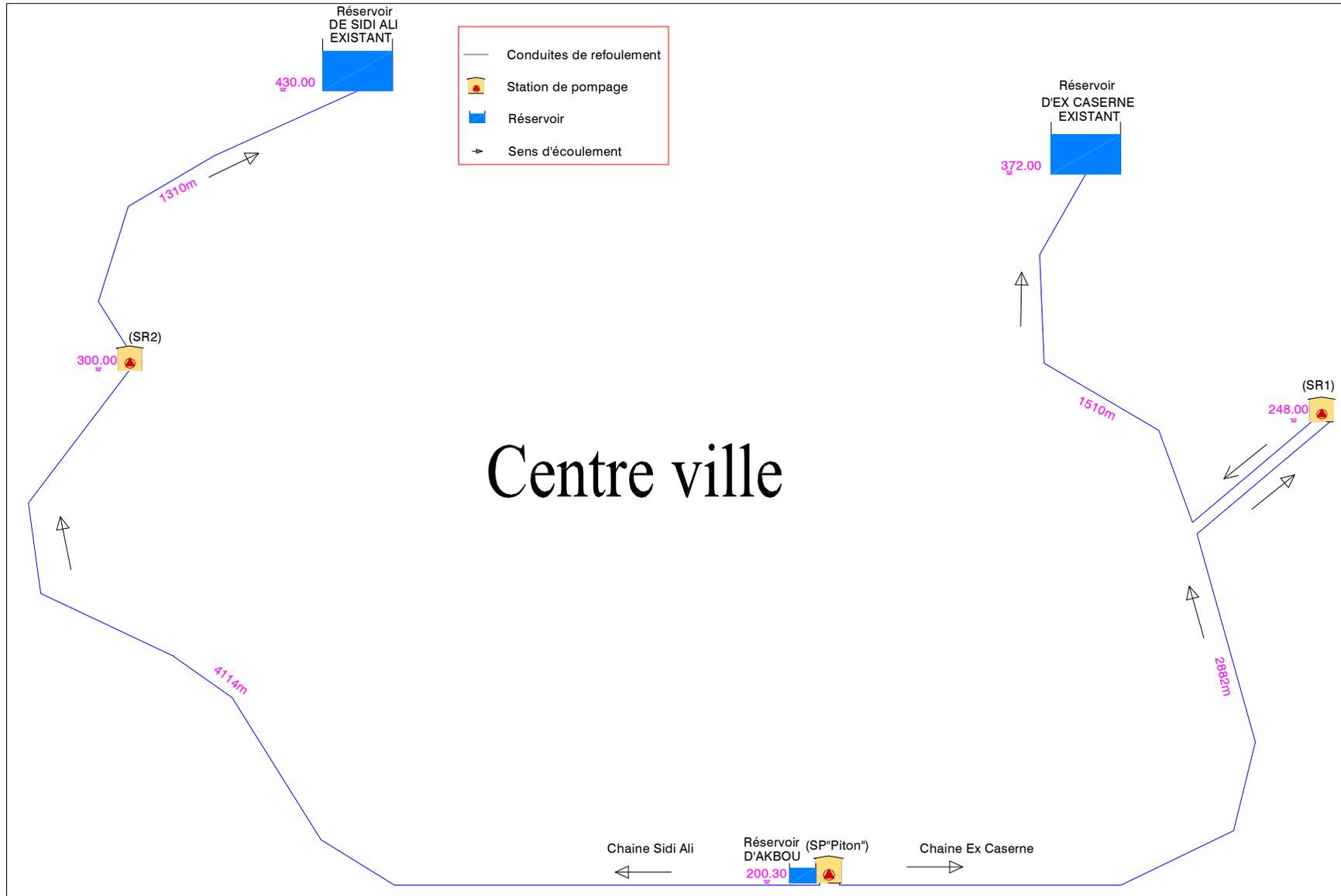


Figure IV.1 : Tracé de la variante pour les stations de pompage.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-5-2-Proposition de variantes des tracés :

D'après le levé topographique, il s'avère que le nombre traversées est très important. Une attention particulière devra être portée à ces dernières qui sont principalement les routes nationales (RN), les pistes agricoles, les oueds, mais aussi les voies ferrées, les gazoducs et oléoducs.

- Variante N°01 :

Le tracé principal du projet débute à partir du barrage de Tichy-Haf qui alimente la station de traitement (STTR) par une conduite gravitaire d'eau brute. L'eau traitée est stockée dans un réservoir de capacité de 120 000 m³/j.

Le tracé présente un linéaire total d'environ 90.501 km: (figures IV-2.a, b, c, d).

- Longueur de l'adduction principale 79.775km;
- Longueur des adductions secondaires 10.726 km.

Tout le tracé de la conduite principale ainsi que celui des conduites secondaires sont gravitaires. Il comporte :

- vingt trois traversées d'Oued :
 - Oued BOUSSELLAM ;
 - Oued SOUMMAM ;
 - Oued SAHEL.
- cinq traversées de gazoducs et d'oléoducs.
- Traversée de la voie ferrée et la route nationale RN 26.

- Variante N°02 :

A l'aval du barrage de Tichy-Haf, la station de traitement est alimentée par une conduite gravitaire d'eau brute.

Le tracé présente un linéaire total d'environ 92.618 km: (figures IV-3.a, b, c, d).

- Longueur de l'adduction principale 81.308km;
- Longueur des adductions secondaires 11.310km.

Le tracé de la conduite principale pour la variante N°02 présente sept traversées d'oued, , quatre de la route nationale RN 26, et trois de gazoducs et oléoducs. Cependant, il comporte une station de pompage (SP) (200.00NGA) qui est alimentée gravitairement par la station de traitement, puis refoule vers le réservoir tampon (RT1) (300NGA).Ce dernier alimente la station de reprise (SR1) (150NGA) qui refoule a son tour vers le réservoir tampon (RT2) (200NGA), puis se termine par l'alimentation gravitaire jusqu'au réservoir de Bejaïa.

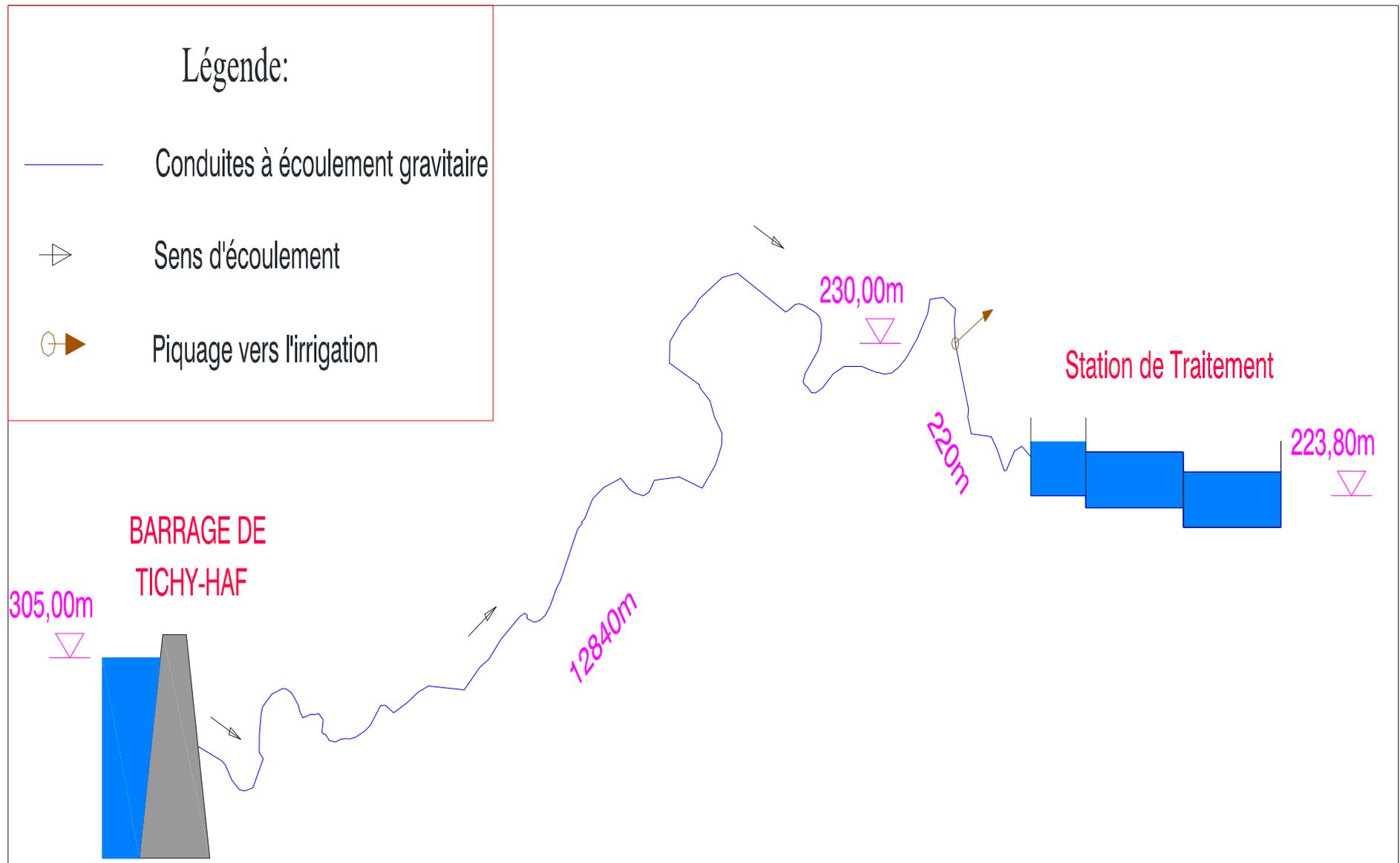


Figure IV.2.a : Tracé de la variante N°01, (Partie amont).

CHAPITRE IV **ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS**

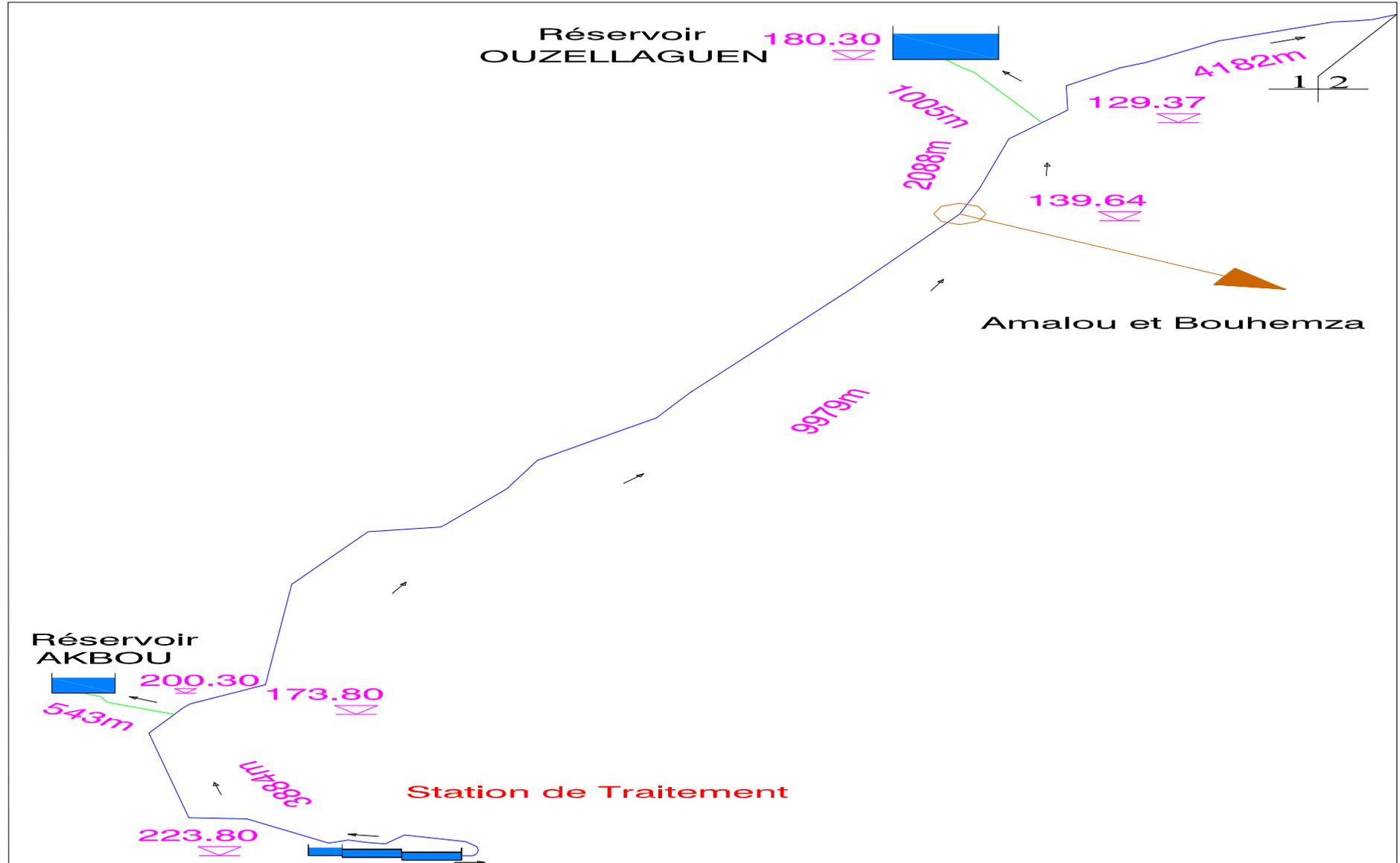


Figure IV.2.b : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 01 (Partie avale).

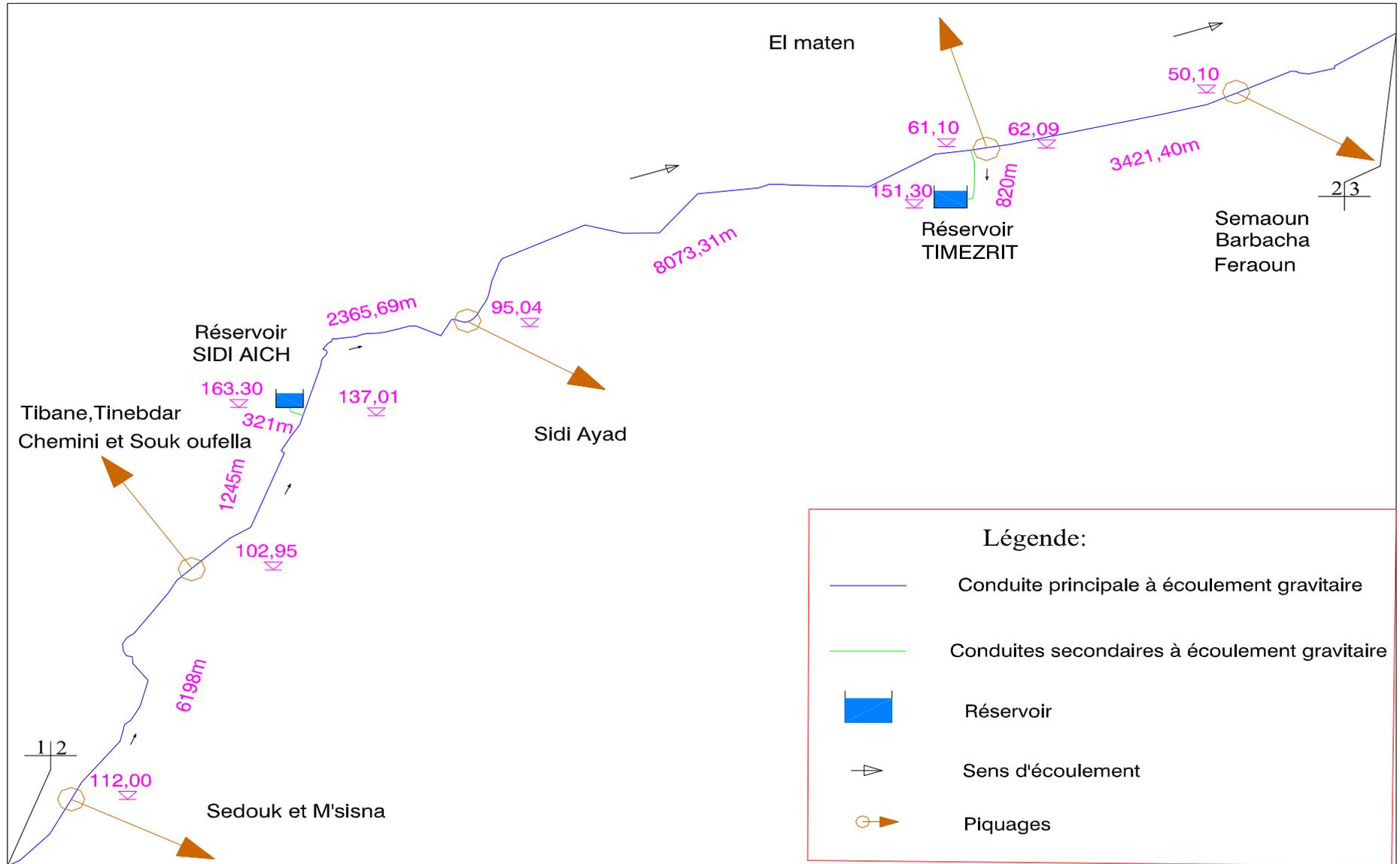


Figure IV.2.c : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 02 (Partie avale).



Figure IV.2.d : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 03 (Partie avale).

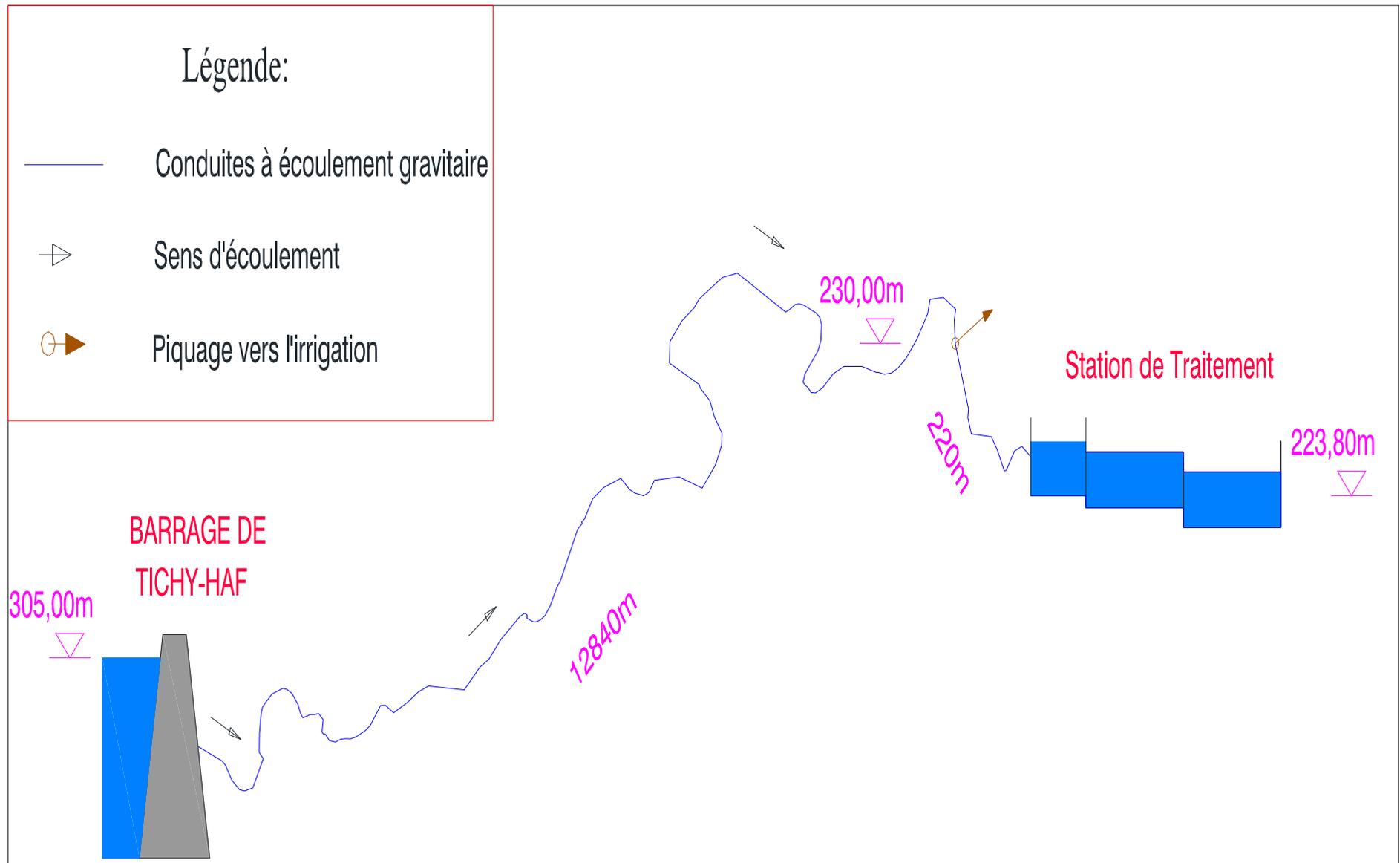


Figure IV.3.a : Tracé de la variante N°02, (Partie amont).

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

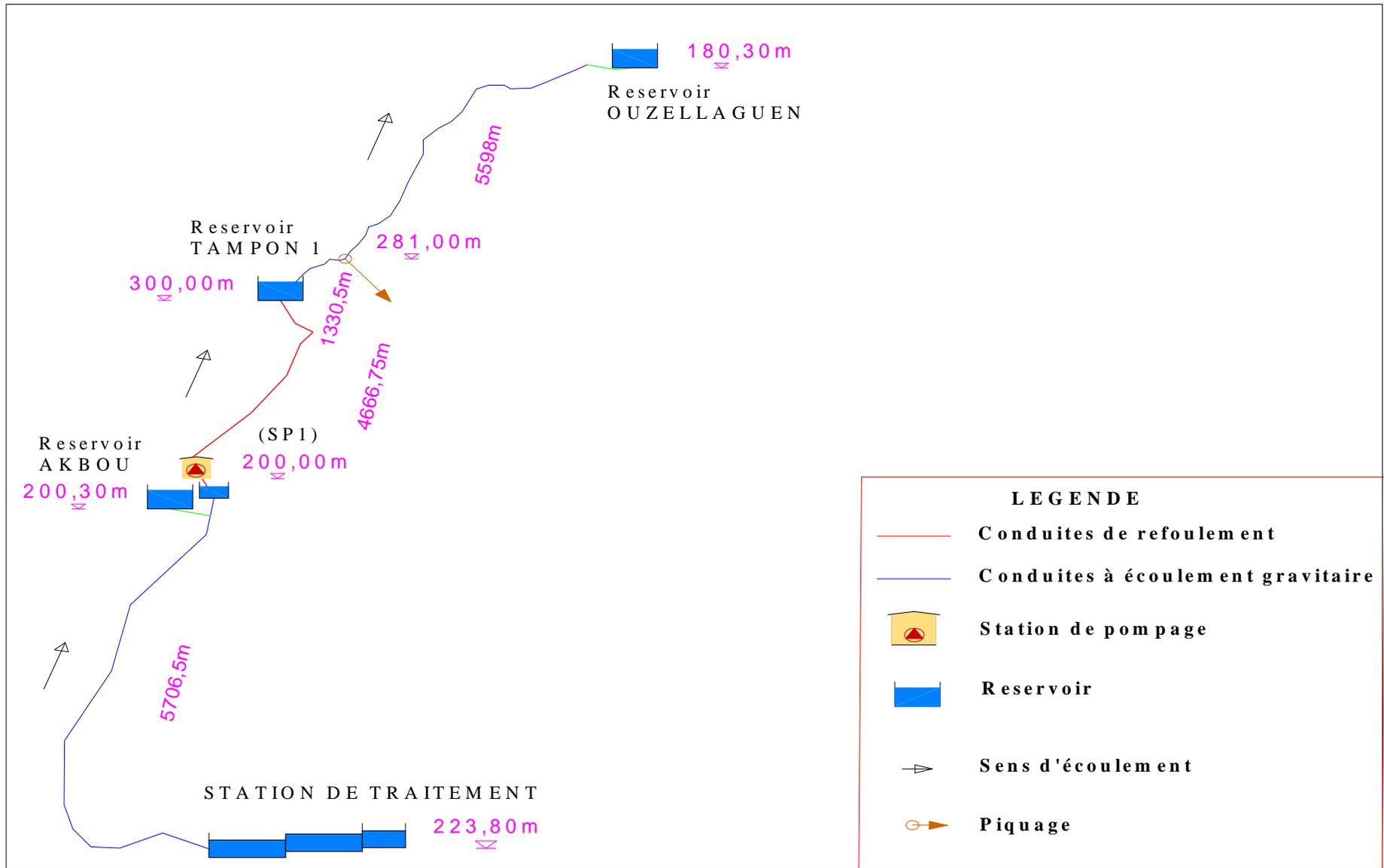


Figure IV.3.b: Tracé de la variante N°02, tronçon N°01 (Partie avale).

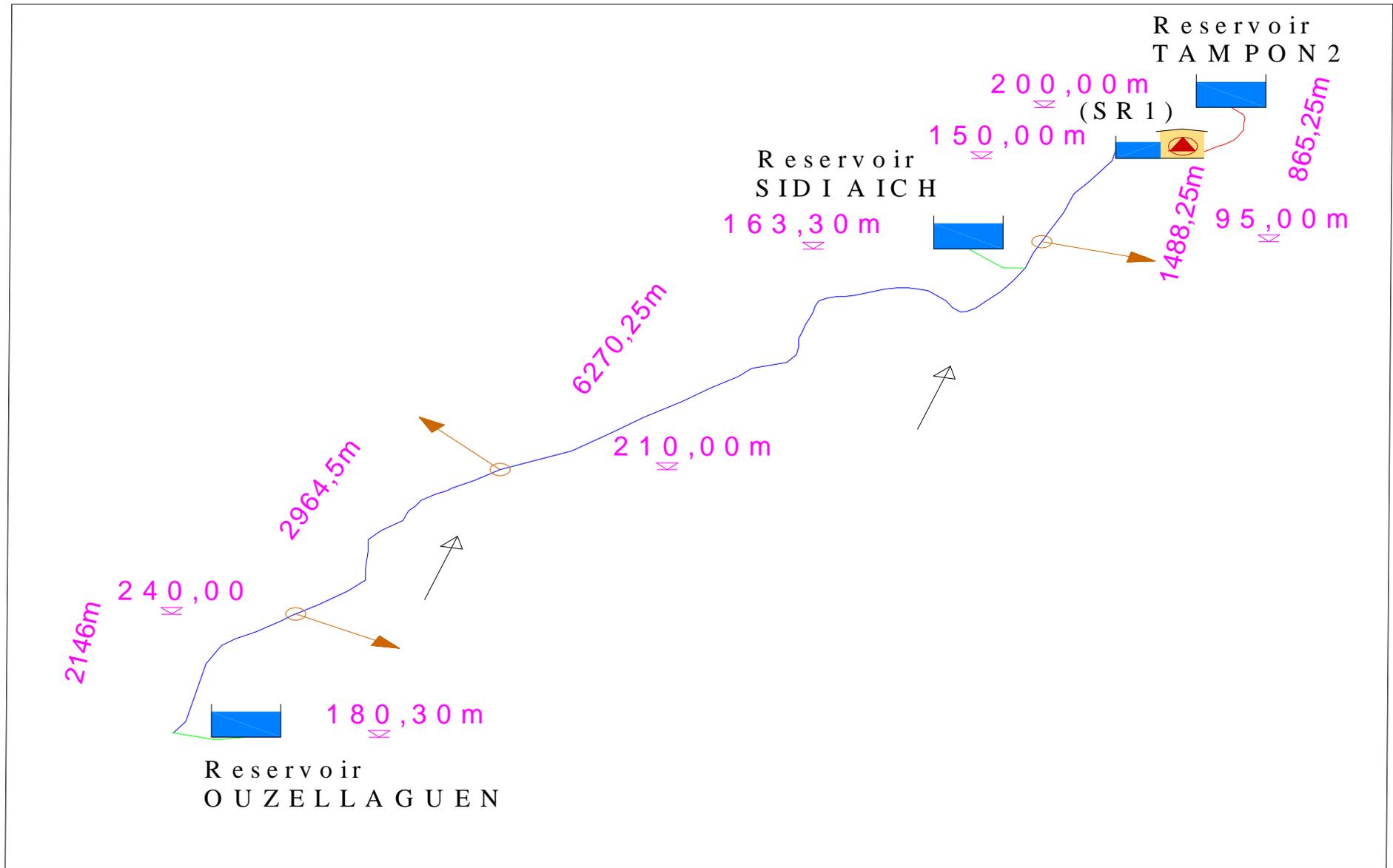


Figure IV.3.c: Tracé de la variante N°02, tronçon N°02 (Partie avale).

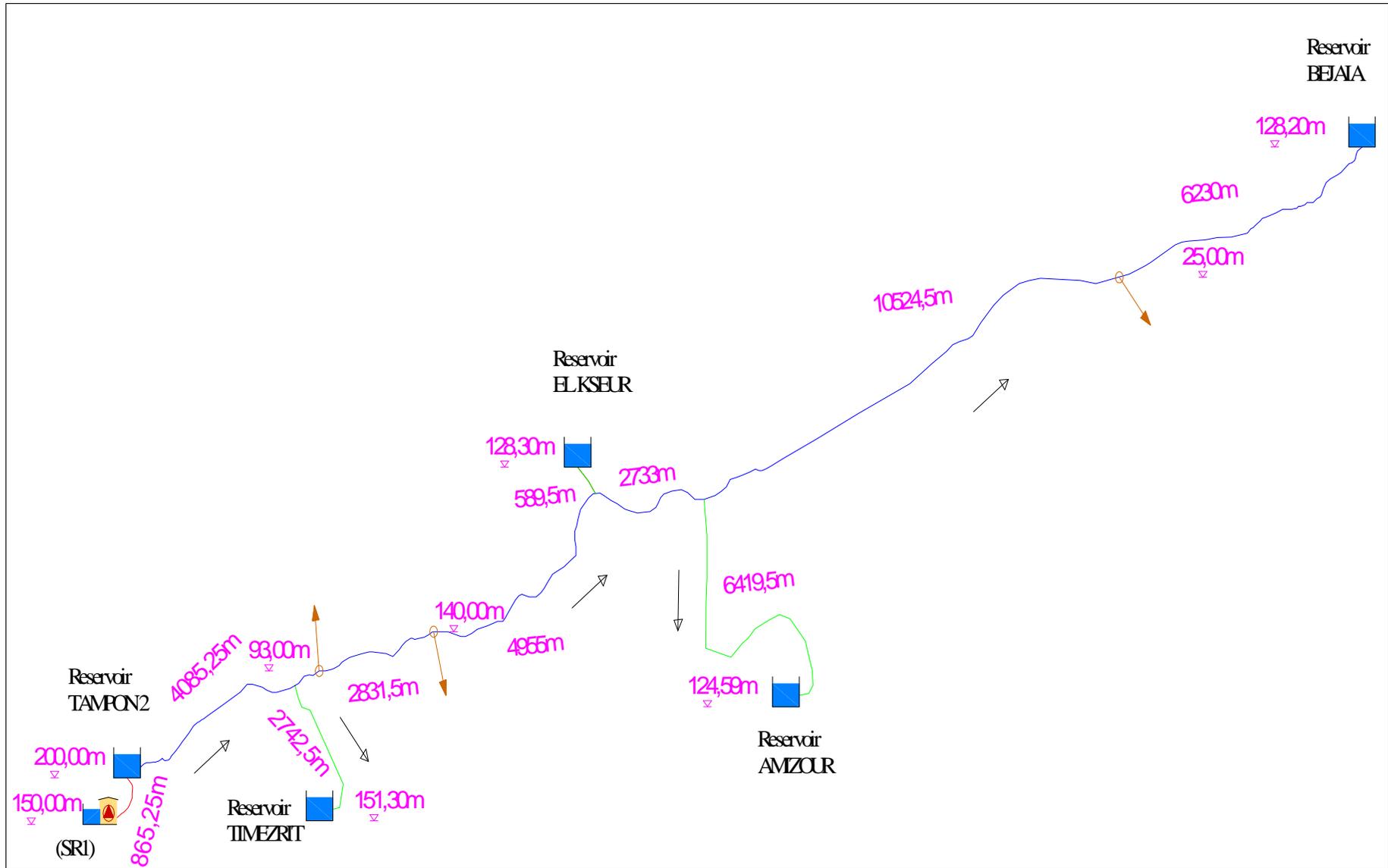


Figure IV.3.d: Tracé de la variante N°03, tronçon N°03 (Partie avale).

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-6.Choix de variantes :

➤ Pour la variante N°01, qui prévoit une alimentation gravitaire tout le long du tracé allant du barrage de Tichy-Haf jusqu'à le réservoir terminal de Bejaia, y compris les adductions secondaires. L'inconvénient de cette variante, c'est le nombre important de traversées d'Oueds.

➤ Pour la variante N°02, qui comporte une alimentation par refoulement, ce qui exige la projection d'une station de pompage, une station de reprise et deux réservoirs tampons.

La contrainte présentée par cette variante est, le coût d'investissement considérable pour la construction de la station de pompage, la station de reprise et les deux réservoirs tampons.

Du point de vue technico-économique, on opte pour la variante N°01, dans le but d'éviter l'alimentation par refoulement et par conséquent la construction de la station de pompage, station de reprise et les deux réservoirs tampons, et ce malgré les traversées d'oueds en plus.

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ 90.501 km:

- Longueur de l'adduction principale 79.775km;
- Longueur des adductions secondaires 10.726 km.

Le barrage de Tichy-Haf alimente la station de traitement (STTR) par une conduite gravitaire d'eau brute. L'eau traitée est stockée dans un réservoir de capacité de 120 000 m³/j.

- Le départ vers l'irrigation est piqué sur la conduite d'adduction, 12 840 m après le barrage de Tichy-Haf.

- Le départ vers le réservoir d'Akbou de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 3884 m après la station de traitement (STTR).

- Le départ vers le réservoir d'Ouzellaguen de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 15951 m après la station de traitement.

- Le départ vers le réservoir de Sidi Aich de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 27576 m après la station de traitement.

- Le départ vers le réservoir de Timezrit de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 38015 m après la station de traitement.

- Le départ vers le réservoir d'El kseur de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 46346 m après la station de traitement.

- Le départ vers le réservoir d'Amizour de la conduite secondaire gravitaire est piqué sur la conduite principale, 47165 m après la station de traitement.

- Le tronçon aval de la conduite d'adduction se termine au réservoir de Bejaia, 66715 m après la station de traitement.

- Le réservoir d'Akbou alimente gravitairement la station de pompage (SP «Piton »), cette dernière refoule vers la station de reprise SR1 de la chaine Ex Caserne, et vers la station de reprise SR2 de la chaine Sidi Ali.

- La station de reprise SR1 refoule vers le réservoir existant Ex Caserne.

- La station de reprise SR2 refoule vers le réservoir existant Sidi Ali.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-7.Choix du matériau des conduites :

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché national
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- pression interne supportée par la canalisation ;
- Durée de vie ;

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment (amiante, ciment) ;
- En matière plastique (PVC, PEHD).

IV-7-1. Conduites en acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivant les diamètres.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudeur, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminage (jusqu' au diamètre 400 mm), soit à partir de tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique à partir du diamètre 350 mm, soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'arc électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponibilité sur le marché national;

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

IV-7-2. Conduites en fonte :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces internes ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes et très chères ;
- La non disponibilité sur le marché national;

IV-7-3. Conduites en plastique :

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromolécules, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions.

Les tubes en matière plastique ont une grande importance dans presque tous les domaines de l'industrie et particulièrement dans le domaine de l'eau. Ils sont favorisés par les utilisateurs tant en alimentation rurale, notamment, pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

IV-7-3-1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure de vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels (acier, fonte). Les longueurs de ces conduites varient de 4 à 6 m.

Ils présentent les propriétés hydrauliques suivantes :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- L'inertie chimique de PVC le protège contre les effets d'entartrage et de corrosion ;
- Facilité de pose de canalisation ;

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

- Disponibilité sur le marché national;

Leur inconvénient réside dans le risque de rupture.

IV-7-3-2. Conduites en polyéthylène (PE) :

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.

IV-7-4. Conduites en amiante ciment :

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

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 :

- 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 :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Malgré les différents avantages que présentent les conduites en PEHD, le prix de ces canalisations devient très élevé à mesure que leur diamètre augmente.

Conclusion :

Malgré les avantages que présentent les conduites en plastiques, nous avons opté pour la fonte ductile, car les grands diamètres en PEHD sont très chers et même inexistantes.

IV-8.Calcul hydraulique :

IV-8-1.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{IV-1})$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV-2})$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV-3})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (\text{IV-4})$$

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Avec :

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.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV-1

Tableau IV-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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

IV-8-1-1- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau IV-2 :

Tableau IV-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Barrage de Tichy-Haf	Station de traitement	13060	15019
2	Station de traitement	Départ de la conduite secondaire Akbou	3884	4466.60
3	Départ de la conduite secondaire Akbou	Réservoir d'Akbou	543	624.45
4	Départ de la conduite secondaire Akbou	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	12067	13877.05
5	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	Réservoir d'Ouzellaguen	1005	1155.75
6	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	11625	13368.75
7	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	Réservoir de Sidi Aich et El flaye	321	369.15
8	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	Départ de la conduite secondaire Timezrit	10439	12004.85

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction :(suite)

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique	Longueur équivalente
9	Départ de la conduite secondaire Timezrit	Réservoir de Timezrit	820	943
10	Départ de la conduite secondaire Timezrit	Départ de la conduite secondaire El Kseur	8303.80	9549.37
11	Départ de la conduite secondaire El Kseur	Réservoir El Kseur	2648	3045.20
12	Départ de la conduite secondaire El Kseur	Départ de la conduite secondaire Amizour	819	941.85
13	Départ de la conduite secondaire Amizour	Réservoir d'Amizour	5389	6197.35
14	Départ de la conduite secondaire Amizour	Réservoir de Bejai	19550	22482.50
Total			90501	104076.20

V-8-1-2- Altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:

Tableau IV-3 : Altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Station de traitement	223.80
2	Départ de la conduite secondaire Akbou	173.80
3	Réservoir d'Akbou	200.30
4	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	129.37
5	Réservoir d'Ouzellaguen	180.30
6	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	137.01
7	Réservoir de Sidi Aich et El flaye	163.30
8	Départ de la conduite secondaire Timezrit	61.10
9	Réservoir de Timezrit	151.30
10	Départ de la conduite secondaire El Kseur	42.29
11	Réservoir El Kseur	128.30
12	Départ de la conduite secondaire Amizour	34.03
13	Réservoir d'Amizour	124.59
14	Réservoir de Bejaia	128.20

Le niveau d'exploitation « NE » (AEP + Irrigation) du barrage est à 305m.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-8-1-3- Dimensionnement des différents tronçons :

IV-8-1-3-1-Tronçon (Barrage de Tichi-Haf – Station de traitement STTR) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{NEBarrage} - C_{ipSTTR} \Rightarrow \Delta H_d = 305 - 230 \Rightarrow \Delta H_d = 75m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 15019 * (3,905)^2}{75}} = 1,370m = 1370 \text{ mm}$$

- Vitesse d'écoulement :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de

continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Si on prend un diamètre normalisé DN= 1400mm, la vitesse d'écoulement sera importante (V= 2.54 m/s), donc on opte pour un diamètre normalisé DN= 1500mm, la vitesse d'écoulement

sera : $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 3,905}{\pi * (1,5)^2} = 2,21 \text{ m/s}$

Donc, le tronçon (Barrage de TichyHaf – Station de traitement STTR) aura un diamètre normalisé DN= 1500mm sur une longueur égale à 15019m et une vitesse de 2.21m/s.

IV-8-1-3-2-Tronçon (Départ de la conduite secondaire Akbou – Réservoir d'Akbou) :

Nous avons un débit Q = 126 l/s, ce qui donne un diamètre D = 300 mm (voir annexe IV)

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * 0.126}{\pi * (0.3)^2} = 1.78 \text{ m/s}$$

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

- Les pertes de charge :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow \Delta H = \frac{0.001735 * 624.45 * (0.126)^2}{(0.3)^{5.3}} = 10.16m \Rightarrow \Delta H = 10.16m$$

- La cote piézométrique du point de départ de la conduite secondaire Akbou:

$$C_{pdepart} = C_{ipRAkbou} + \Delta H_d \Rightarrow C_{pdepart} = 206.30 + 10.16 = 216.46m$$

$$\Rightarrow C_{pdepartAkbou} = 216.46m$$

IV-8-1-3-3-Tronçon (Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen – Réservoir d'Ouzellaguen) :

Nous avons un débit $Q = 42$ l/s, ce qui donne un diamètre $D = 250$ mm

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * 0.042}{\pi * (0.25)^2} = 0.86 \text{ m/s}$$

- Les pertes de charge :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow \Delta H = \frac{0.001735 * 1155.75 * (0.042)^2}{(0.25)^{5.3}} = 5.49m \Rightarrow \Delta H = 5.49m$$

- La cote piézométrique du point de départ de la conduite secondaire Ouzellaguen :

$$C_{pdepart} = C_{ipROwellaguen} + \Delta H_d \Rightarrow C_{pdepart} = 186.30 + 5.49 = 191.79m$$

$$\Rightarrow C_{pdepartOuzellaguen} = 191.79m$$

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de toutes les conduites secondaires sont regroupés dans le tableau IV-4.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites secondaires :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	L _{équivalente} (m)	Débit (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH _i (m)	C _T départ (m)	C _P départ (m)	P _S (départ) (m)
3	Départ de la conduite secondaire Akbou	Réservoir d'Akbou	624.45	0.126	300	1.78	10.16	173.80	216.46	42.66
5	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	Réservoir d'Ouzellaguen	1155.75	0.042	250	0.86	5.49	129.37	191.79	62.42
7	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	Réservoir de Sidi Aich et El flaye	369.15	0.08	250	1.63	6.36	137.01	175.66	38.65
9	Départ de la conduite secondaire Timezrit	Réservoir de Timezrit	943	0.06	250	1.22	9.14	61.10	166.44	105.34
11	Départ de la conduite secondaire El Kseur	Réservoir El Kseur	3045.2	0.052	250	1.06	22.17	42.29	156.47	114.18
13	Départ de la conduite secondaire Amizour	Réservoir d'Amizour	6197.35	0.062	300	0.88	24.41	34.03	155.00	120.97

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-8-1-3-4-Tronçon (STTR – Départ de la conduite secondaire Akbou) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{TSTTR} - C_{PDepartAkbou} \Rightarrow \Delta H_d = 223.80 - 216.46 \Rightarrow \Delta H_d = 7.34m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 4466.60 * (1.255)^2}{7.34}} = 1.100 \text{ m} = 1100 \text{ mm}$$

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 1,255}{\pi * (1,1)^2} = 1,32 \text{ m/s}$$

Donc, le diamètre normalisé du tronçon (STTR – Départ de la conduite secondaire Akbou) est DN= 1100mm sur une longueur égale à 4466.60 m.

IV-8-1-3-5-Tronçon (Départ de la conduite secondaire Akbou - Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{PDepartAkbou} - C_{PDepartOuzellaguen} \Rightarrow \Delta H_d = 216.46 - 191.79 \Rightarrow \Delta H_d = 24.67m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 13877.05 * (1.129)^2}{24.67}} = 1.042 \text{ m} = 1042 \text{ mm}$$

Donc nous optons pour un diamètre normalisé DN= 1100mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 1,129}{\pi * (1,1)^2} = 1,19 \text{ m/s}$$

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de tous les tronçons de la conduite principale sont regroupés dans le tableau IV-5.

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-5: Diamètres normalisés pour les différents tronçons de la conduite principale :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	L_{équivalente} (m)	Débit (m³/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH_i (m)	C_P départ (m)
2	Station de traitement	Départ de la conduite secondaire Akbou	4466.60	1.255	1100	1.32	7.34	216.46
4	Départ de la conduite secondaire Akbou	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	13877.1	1.129	1100	1.19	24.67	191.79
6	Départ de la conduite secondaire Ouzellaguen	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	13368.8	1.044	1100	1.10	16.13	175.66
8	Départ de la conduite secondaire Sidi Aich	Départ de la conduite secondaire conduite Timezrit	12004.9	0.825	1100	0.87	9.22	166.44
10	de la Départ conduite secondaire Timezrit	Départ de la conduite secondaire El Kseur	9549.37	0.762	1000	0.97	9.97	156.47
12	Départ de la conduite secondaire El Kseur	Départ de la conduite secondaire Amizour	941.85	0.614	900	0.97	1.47	155.00
14	Départ de la conduite secondaire Amizour	Réservoir de Bejai	22482.5	0.552	900	0.87	20.80	134.2

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

- Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau IV-6:

Tableau IV-6: Frais d'investissement des conduites gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)*10⁸
1500	34004,80	13060	4.44
1100	23643,04	38015	8.99
1000	20852,60	8303.80	1.73
900	18078,16	20369	3.68
300	4455,52	5932	0.26
250	3749,30	4794	0.18
Investissement (DA)			19.29

IV-8-2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

La gamme de diamètre est déterminée par les deux formules suivantes :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV-6})$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-7})$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit à élever en m³/s.

Le diamètre économique sera compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes, et sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV-8-2-1- Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-8-2-1-1. pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV-8})$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-9}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{IV-10}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV-11})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{IV-12})$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks =10⁻⁶ m²/s

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV-13})$$

D'où :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4mm.

IV-8-2-1-2- pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-14})$$

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

IV-8-2-1-3- pertes de charge totales :

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-15})$$

IV-8-2-2- Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-16})$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

IV-8-2-3- Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad [\text{kw}] \quad (\text{IV-17})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($n=82\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s^2)

IV-8-2-4- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{IV-18})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 24\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV-8-2-5- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV-19})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ($e=4,67\text{DA}$)

IV-8-2-6- Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV-20})$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-21})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

- **Tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR1):**
 - Q = 0,04336 m³/s
 - L = 2882 m
 - Hg = 47.7m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-7, IV-8, IV-9 et IV-10:

Tableau IV-7: Calcul de la HMT du tronçon réservoir d'Akbou-SR1 :

Diamètre(mm)	V (m/s)	Re	λ	L	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	2.45	368238	0.038	2882	254.926	302.626
200	1.38	276178	0.034	2882	55.086	102.786
250	0.88	220943	0.032	2882	16.834	64.534
300	0.61	184119	0.030	2882	6.402	54.102
350	0.45	157816	0.029	2882	2.830	50.530
400	0.35	138089	0.028	2882	1.397	49.097
450	0.27	122746	0.027	2882	0.749	48.449

Tableau IV-8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon réservoir d'Akbou-SR1 :

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
150	1956,65	2882	0.66
200	2812,17	2882	0.95
250	3749,3	2882	1.26
300	4455,52	2882	1.50
350	5249,74	2882	1.77
400	6125,96	2882	2.06
450	7014,35	2882	2.36

Tableau IV-9: Calcul des frais d'exploitation du tronçon réservoir d'Akbou-SR1 :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
150	156.9821	1375163	6.42
200	53.31843	467069.5	2.18
250	33.47615	293251.1	1.37
300	28.06442	245844.3	1.15
350	26.21162	229613.8	1.07
400	25.46803	223099.9	1.04
450	25.13237	220159.6	1.03

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-10: Bilan du tronçon réservoir d'Akbou-SR1:

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan*10 ⁶
150	0.66	6.42	7.08
200	0.95	2.18	3.13
250	1.26	1.37	2.63
300	1.50	1.15	2.65
350	1.77	1.07	2.84
400	2.06	1.04	3.10
450	2.36	1.03	3.39

Le diamètre économique est de 250 mm avec une vitesse de 0,88 m/s

- **Tronçon Station de reprise (SR1) – Réservoir d'Ex caserne:**
 - Q = 0,0279m³/s
 - L = 1510 m
 - Hg = 126 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-11, IV-12, IV-13 et IV-14:

Tableau IV-11: Calcul de la HMT du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne :

Diamètre(mm)	V (m/s)	Re	λ	L	ΔH _t (m)	HMT (m)
150	1.58	236943	0.038	1510	55.300	181.300
200	0.89	177707	0.034	1510	11.950	137.950
250	0.57	142166	0.032	1510	3.652	129.652
300	0.39	118471	0.030	1510	1.389	127.389
350	0.29	101547	0.029	1510	0.614	126.614
400	0.22	88853.5	0.028	1510	0.303	126.303
450	0.18	78980.9	0.027	1510	0.163	126.163

Tableau IV-12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne :

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA) *10 ⁶
150	1956,65	1510	0.35
200	2812,17	1510	0.50
250	3749,3	1510	0.66
300	4455,52	1510	0.79
350	5249,74	1510	0.93
400	6125,96	1510	1.08
450	7014,35	1510	1.24

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-13: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA) *10 ⁶
150	60.51423	530104.6	2.48
200	46.04471	403351.6	1.88
250	43.27509	379089.8	1.77
300	42.51971	372472.7	1.74
350	42.2611	370207.2	1.73
400	42.15731	369298	1.72
450	42.11045	368887.6	1.72

Tableau IV-14: Bilan du tronçon SR1- Réservoir d'Ex caserne :

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan*10 ⁶
150	0.35	2.48	2.82
200	0.50	1.88	2.38
250	0.66	1.77	2.43
300	0.79	1.74	2.53
350	0.93	1.73	2.65
400	1.08	1.72	2.81
450	1.24	1.72	2.96

Le diamètre économique est de 200 mm avec une vitesse de 0.89 m/s

- **Tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2):**

- Q = 0,08264m³/s
- L = 4114 m
- Hg = 99.70 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-15, IV-16, IV-17 et IV-18:

Tableau IV-15: Calcul de la HMT du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2):

Diamètre(mm)	V (m/s)	Re	λ	L	ΔH _t (m)	HMT (m)
150	4.679	701826	0.038	4114	1321.861	1421.561
200	2.632	526369	0.034	4114	285.635	385.335
250	1.684	421096	0.032	4114	87.291	186.991
300	1.170	350913	0.030	4114	33.195	132.895
350	0.859	300783	0.029	4114	14.674	114.374
400	0.658	263185	0.028	4114	7.241	106.941
450	0.520	233942	0.027	4114	3.886	103.586

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2):

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA) *10 ⁶
150	1956,65	4114	0.94
200	2812,17	4114	1.35
250	3749,3	4114	1.80
300	4455,52	4114	2.14
350	5249,74	4114	2.52
400	6125,96	4114	2.94
450	7014,35	4114	3.37

Tableau IV-17: Calcul des frais d'exploitation du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2):

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA) *10 ⁶
150	1405.435	12311615	57.50
200	380.9642	3337246	15.58
250	184.8699	1619460	7.56
300	131.3876	1150955	5.37
350	113.077	990554.8	4.63
400	105.7284	926180.5	4.33
450	102.4112	897122.2	4.19

Tableau IV-18: Bilan du tronçon réservoir d'Akbou – Station de reprise (SR2):

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan*10 ⁶
150	0.94	57.50	58.44
200	1.35	15.58	16.94
250	1.80	7.56	9.36
300	2.14	5.37	7.52
350	2.52	4.63	7.15
400	2.94	4.33	7.27
450	3.37	4.19	7.56

Le diamètre économique est de 300 mm avec une vitesse de 1.17 m/s

- **Tronçon Station de reprise (SR2) – Réservoir de Sidi Ali :**
 - Q = 0, 0495m³/s
 - L = 1310 m

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

- Hg = 153.34 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-19, IV-20, IV-21 et IV-22:

Tableau IV-19: Calcul de la HMT du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi Ali :

Diamètre(mm)	V (m/s)	Re	λ	L	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	2.80	420382	0.038	1310	151.016	304.356
200	1.58	315287	0.034	1310	32.632	185.972
250	1.01	252229	0.032	1310	9.973	163.313
300	0.70	210191	0.030	1310	3.792	157.132
350	0.51	180164	0.029	1310	1.676	155.016
400	0.39	157643	0.028	1310	0.827	154.167
450	0.31	140127	0.027	1310	0.444	153.784

Tableau IV-20: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi Ali :

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA) *10⁶
150	1956,65	1310	0.30
200	2812,17	1310	0.43
250	3749,3	1310	0.57
300	4455,52	1310	0.68
350	5249,74	1310	0.80
400	6125,96	1310	0.94
450	7014,35	1310	1.07

Tableau IV-21: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA) *10⁶
150	180.2362	1578869	7.37
200	110.1308	964745.7	4.51
250	96.7119	847196.2	3.96
300	93.05206	815136.1	3.81
350	91.79906	804159.7	3.76
400	91.29618	799754.6	3.73
450	91.06919	797766.1	3.73

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES DES ADDUCTIONS

Tableau IV-22: Bilan du tronçon (SR2) – Réservoir de Sidi :

Diamètre	$F_{\text{amort}} \text{ (DA)} * 10^6$	$F_{\text{exploit}} \text{ (DA)} * 10^6$	Bilan * 10^6
150	0.30	7.37	7.67
200	0.43	4.51	4.94
250	0.57	3.96	4.53
300	0.68	3.81	4.49
350	0.80	3.76	4.56
400	0.94	3.73	4.67
450	1.07	3.73	4.80

Le diamètre économique est de 250 mm avec une vitesse de 1.00 m/s

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons dimensionné tous les tronçons de notre adduction aussi bien celle fonctionnant gravitairement que par pompage. Les autres paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge) vérifient les bonnes conditions hydrauliques.

Introduction:

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

V-1-Définition:

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

V-2- Différents types de pompes et leurs caractéristiques :**V-2-1. Pompes volumétriques:**

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V-2-2.Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

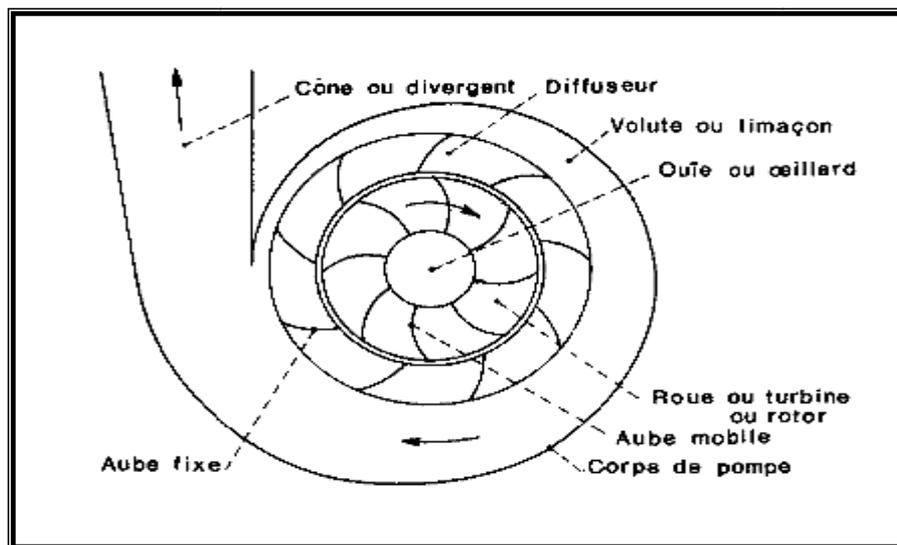


Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge

V-3-Choix du type de pompe :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le 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.

V-4-Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

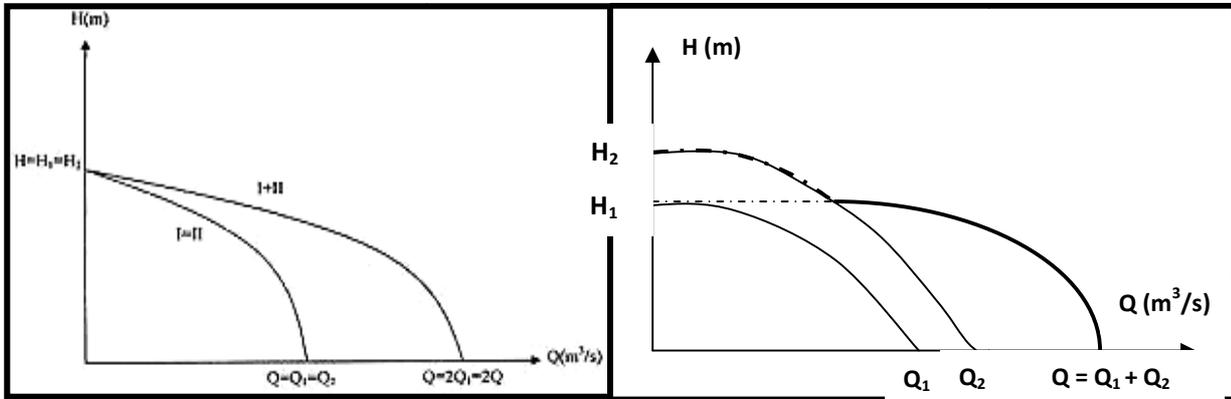
Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

V-4-1- Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.

- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.



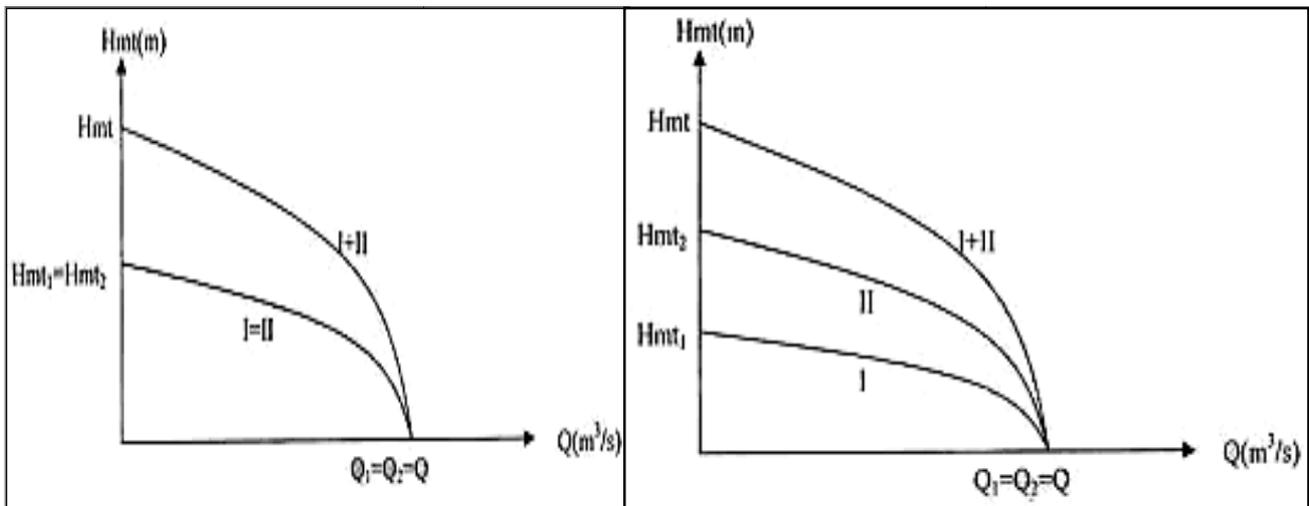
a. Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle.

Figure V-2 .couplage en parallèle

V-4-2- Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.



a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

Figure V-3. Couplage en série

V-5- 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 $(NPSH)_r$ minimale ;
- Vitesse de rotation N élevée (t_r/mn) ;
- Puissance absorbée minimale.

V-5-1- Refoulement SP (Station de pompage) - SR1 (Station de reprise) :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	156.10	64.53	PM125/3A	75.6	1450	3	40.3	2.22	300
2	78.05	64.53	PM80/5A	72.6	1450	5	18.9	1.44	235
3	52.03	64.53	HMU50-1/7B	70	1450	7	14.1	1.63	200
4	39.03	64.53	HMU40-2/8A	66.8	1450	6	11	1.46	185
5	31.22	64.53	HMU40-2/8B	55.8	1450	8	10.3	1.46	185
6	26.02	64.53	PM125/3D	5.67	1450	3	104	3.92	300

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, (NPSH)_r et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM80/5A.

V-5-2- Refoulement SR1 (Station de reprise) – Réservoir d'Ex caserne :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-2. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	100.44	137.95	PM80/3A	75.4	2900	3	47.2	4.41	235
2	50.22	137.95	HMU40-2/5B	70.8	2900	5	27	2.02	185
3	33.48	137.95	HMU40-2/6E	56.6	2900	6	28.8	1.79	185
4	25.11	137.95	PM125/6D	7.86	1450	6	139	3.77	300

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI HMU40-2/5B.

V-5-3- Refoulement SP (Station de pompage) - SR2 (Station de reprise) :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-3. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	297.50	132.90	PM150/5B	79.5	1450	5	136	3.13	360
2	148.75	132.90	PM100/8A	75.3	1450	8	70.6	1.94	270
3	99.17	132.90	PM80/10A	69.5	1450	10	53.6	1.39	235
4	74.38	132.90	PM125/6D	21.9	1450	6	141	2.95	300

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100/8A.

V-5-4- Refoulement SR2 (Station de reprise) – Réservoir de Sidi Ali :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-4. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	178.20	163.31	PM100/3A	72.7	2900	3	111	6.91	270
2	89.10	163.31	HMU50-2/5C	71	2900	5	60.4	2.24	200
3	59.40	163.31	HMU40-2/6C	68.4	2900	6	41.3	1.95	185
4	44.55	163.31	HMU40-1/7C	62	2900	7	34.6	2.44	185
5	35.64	163.31	PM125/7C	8.84	1450	7	225	3.68	300

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI HMU50- 2/5C.

V-6- 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] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP, SR1 et SR2 seront établies à base de la courbe individuelle.

Ces courbes individuelles sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Voici les différentes courbes caractéristiques pour des différentes pompes :

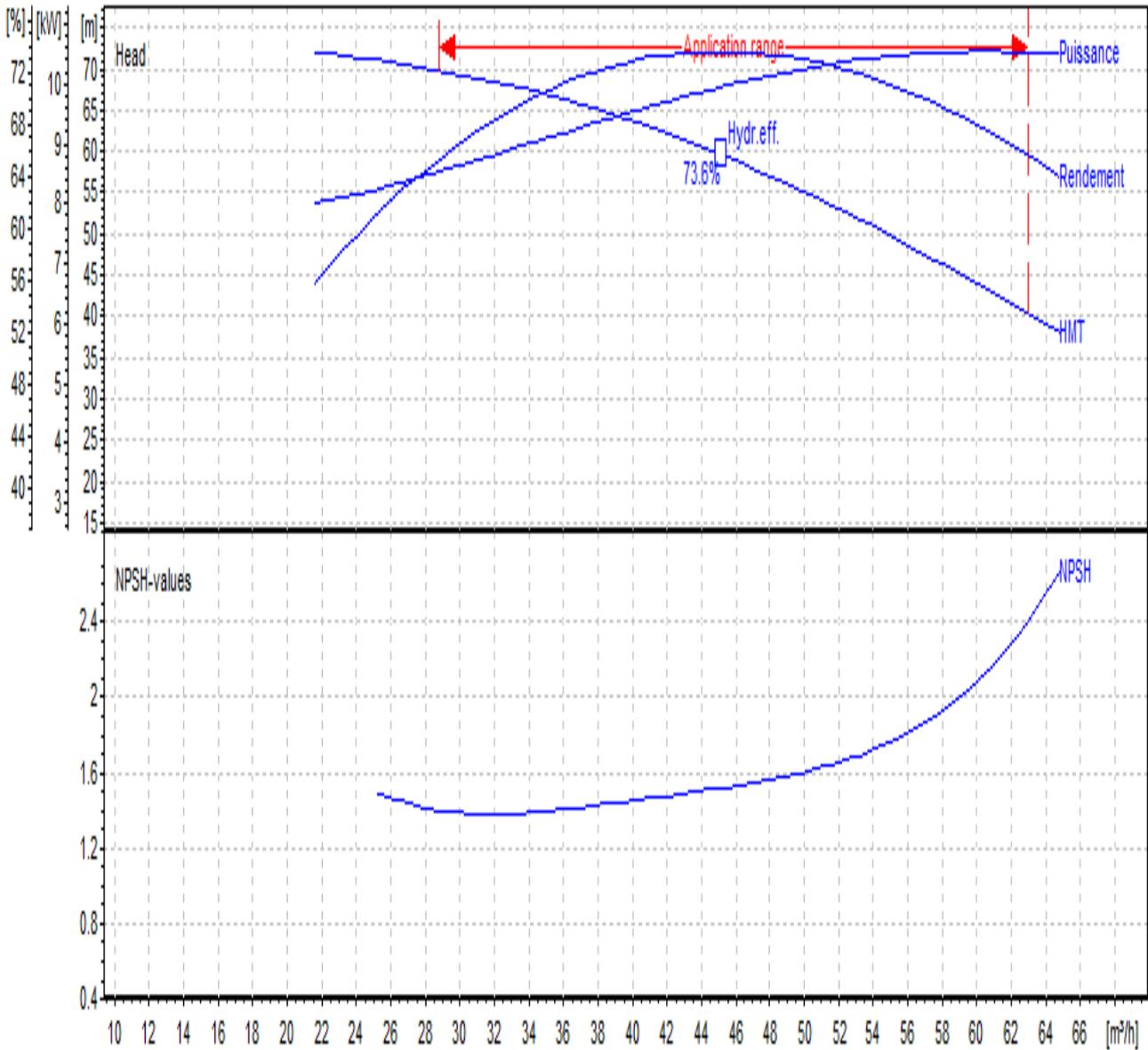


Figure V-4. Courbes caractéristiques de la pompe type PM80/5A

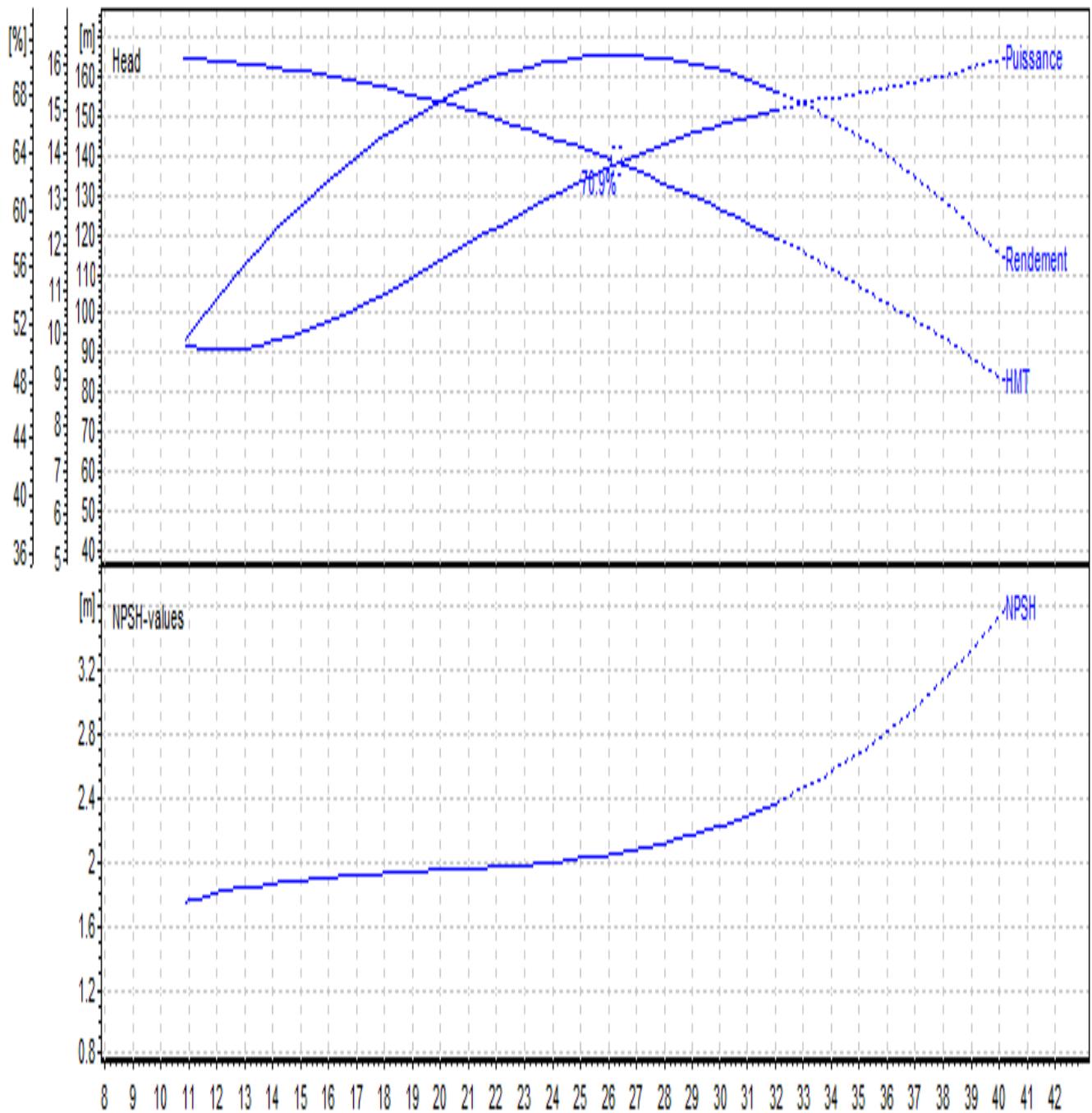


Figure V-5. Courbes caractéristiques de la pompe type HMU40-2/5B

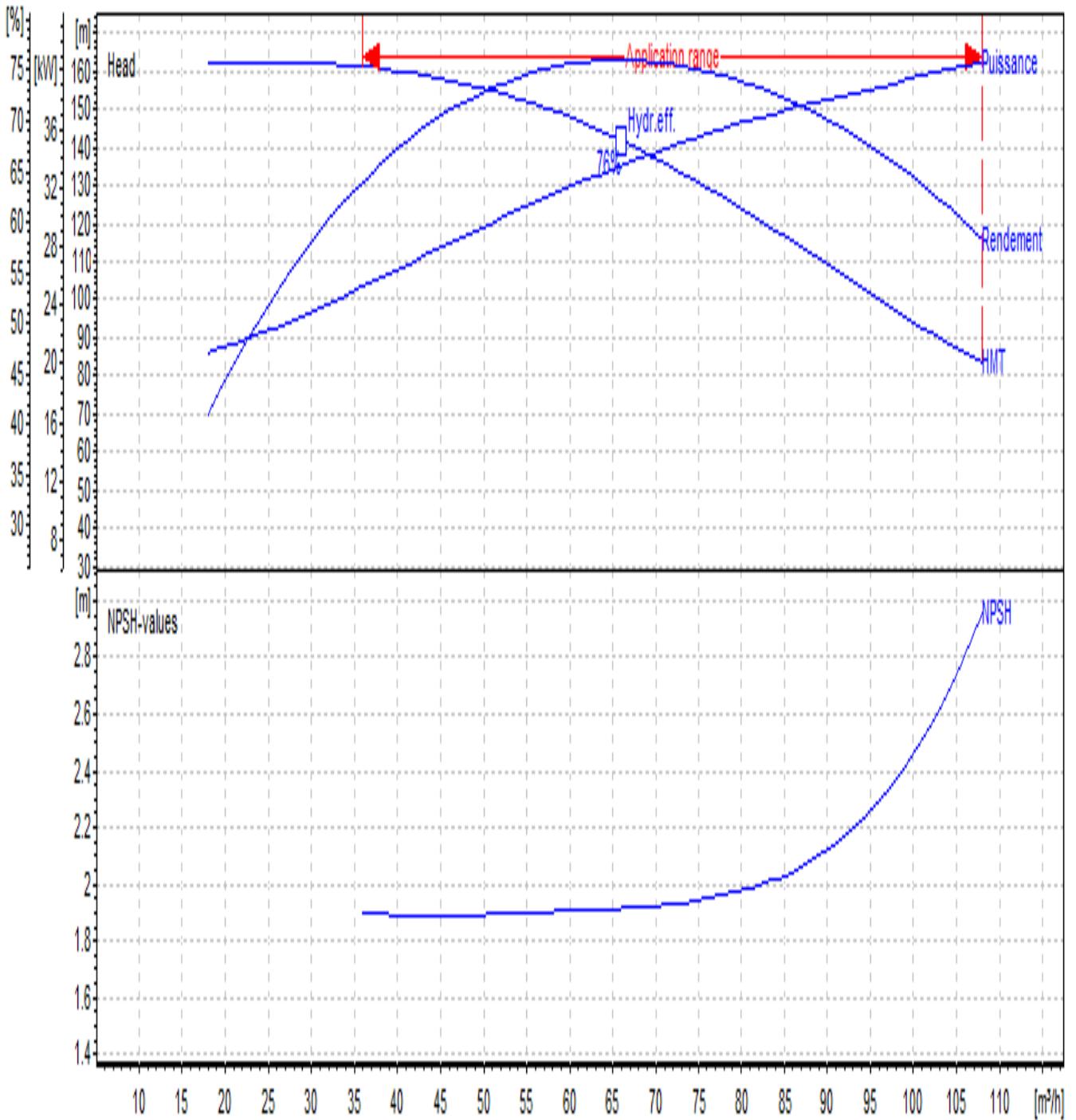


Figure V-6. Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/8A

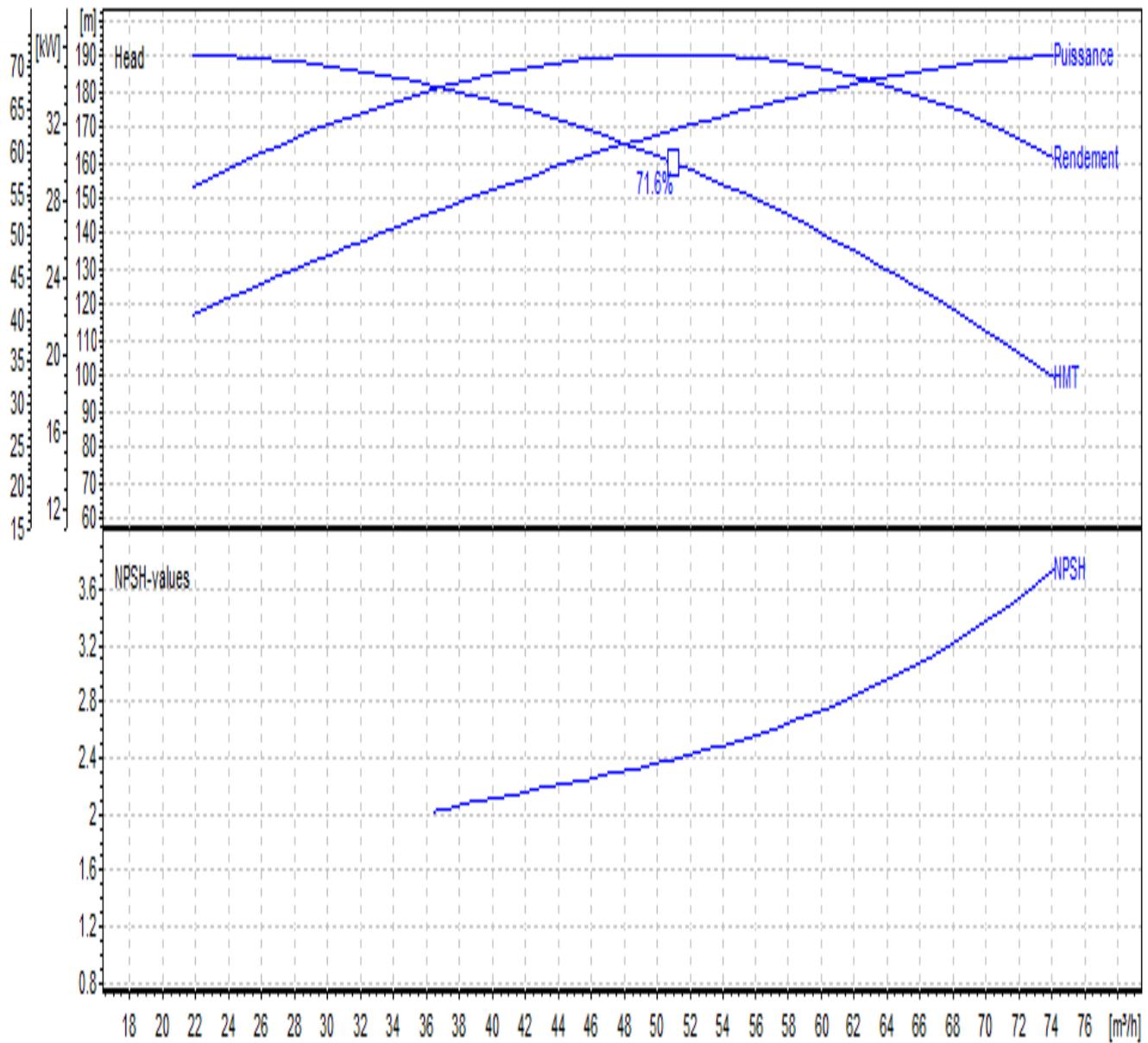


Figure V-7. Courbes caractéristiques de la pompe type HMU50-2/5C

V-7. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure V-8 :

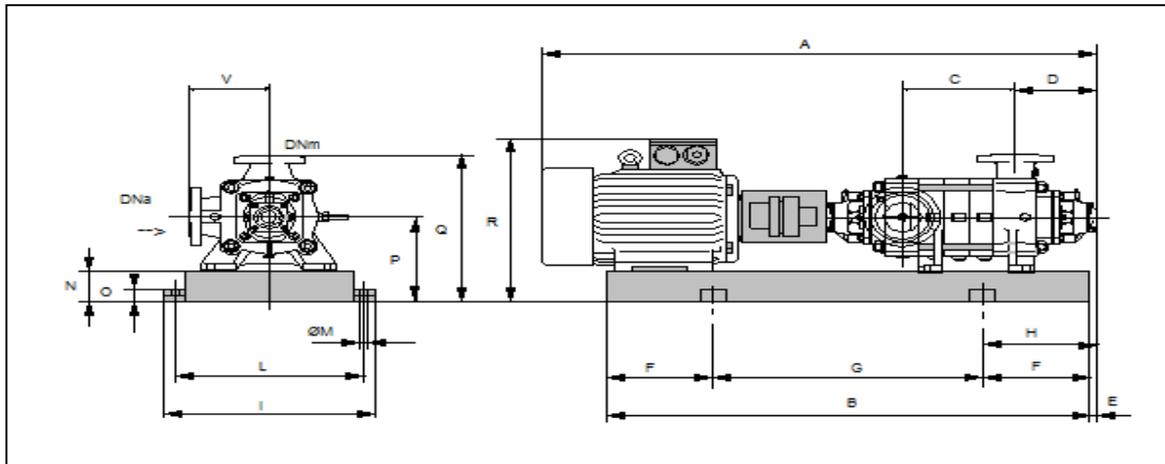


Figure V-8. Encombrement de la pompe Caprari PM80/5A

A= 1623	DNa= 100	G= 931	M= 20	Q= 545
B= 1331	DNm= 80	H= 395	N= 100	R= 530
C= 380	E= 195	I= 600	O= 42	V= 245
D= 274	F= 200	L= 550	P= 300	

V-8-Points 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

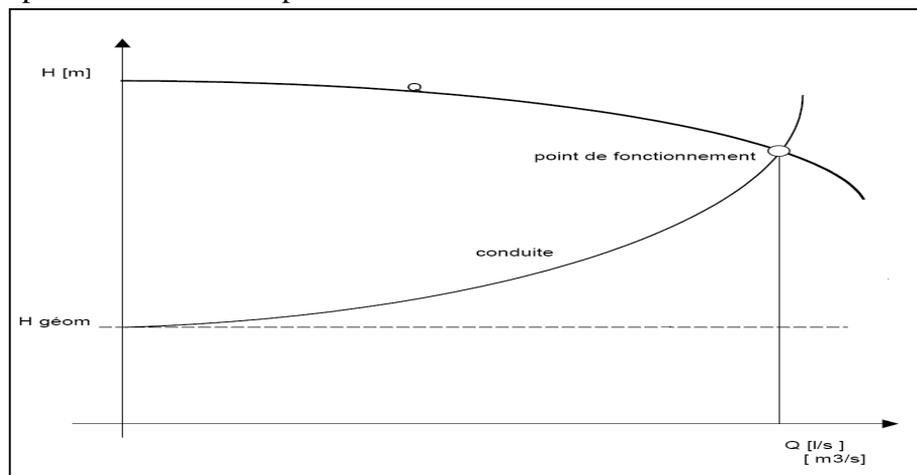


figure V-9. Détermination de point de fonctionnement

V-8-1-Courbes caractéristiques de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{V-1}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \tag{V-2}$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \tag{V-3}$$

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

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

V-8-2- Refoulement : SP - Réservoir SR1 :

Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir SR1) :

N°	Q	2Q	H _g	L _{ref}	D _{ec}	λ	Δh _p ^{lin}	Δh _t	H _c
1	0	0	47.7	2882	250	0,032	0.000	0.000	47.700
2	44	88	47.7	2882	250	0,032	7.074	7.782	55.482
3	60	120	47.7	2882	250	0,032	13.155	14.470	62.170
4	80	160	47.7	2882	250	0,032	23.386	25.725	73.425
5	100	200	47.7	2882	250	0,032	36.541	40.195	87.895
6	120	240	47.7	2882	250	0,032	52.619	57.881	105.581
7	128	256	47.7	2882	250	0,032	59.869	65.855	113.555

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-10).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 161,3m^3 / h \succ Q_{app} = 156,10m^3 / h \\ H_{Pf} = 73,58m \succ H_{app} = 64,53m \end{cases}$$

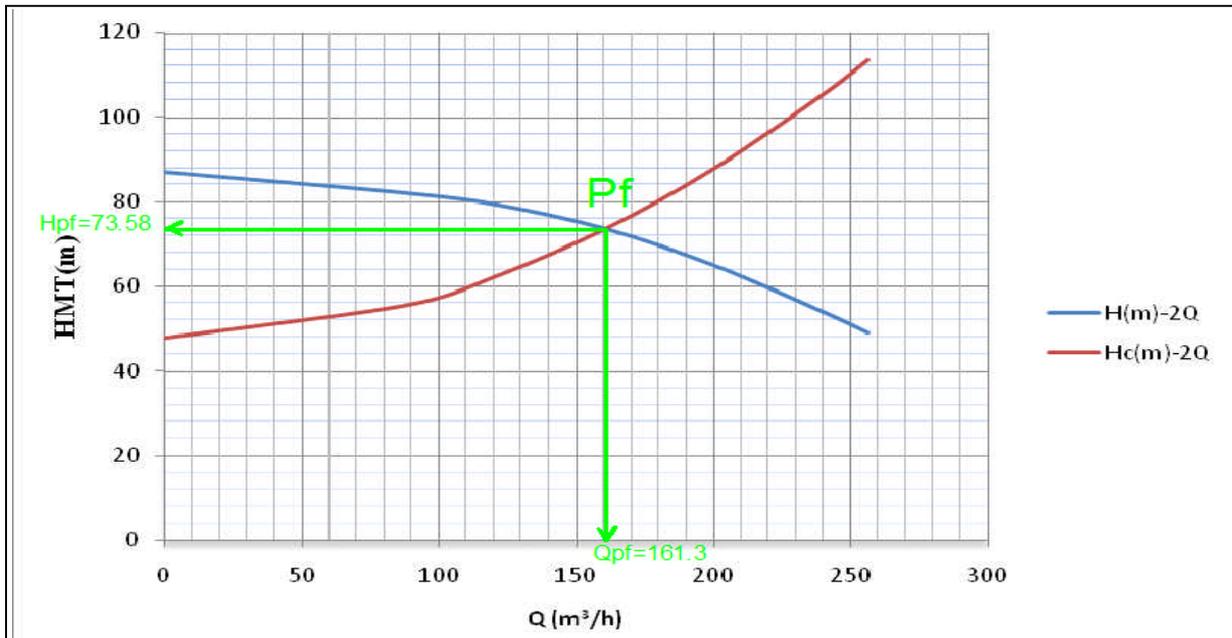


figure V-10. Point de fonctionnement des pompes de la SP (Piton)

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V-8-3- Refoulement : Réservoir SR1 – Réservoir d’Ex caserne :

Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Réservoir SRI- Réservoir d’Ex caserne) :

N°	Q	2Q	H _g	L _{ref}	D _{ec}	λ	Δh _p ^{lin}	Δh _t	H _c
1	0	0	126	1510	200	0,034	0.000	0.000	126.000
2	30	60	126	1510	200	0,034	5.974	6.571	132.571
3	40	80	126	1510	200	0,034	10.620	11.682	137.682
4	50	100	126	1510	200	0,034	16.594	18.254	144.254
5	60	120	126	1510	200	0,034	23.895	26.285	152.285
6	70	140	126	1510	200	0,034	32.524	35.777	161.777
7	80	160	126	1510	200	0,034	42.481	46.729	172.729

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-11).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 108 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 100,44 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 146,97 \text{ m} > H_{app} = 137,95 \text{ m} \end{cases}$$

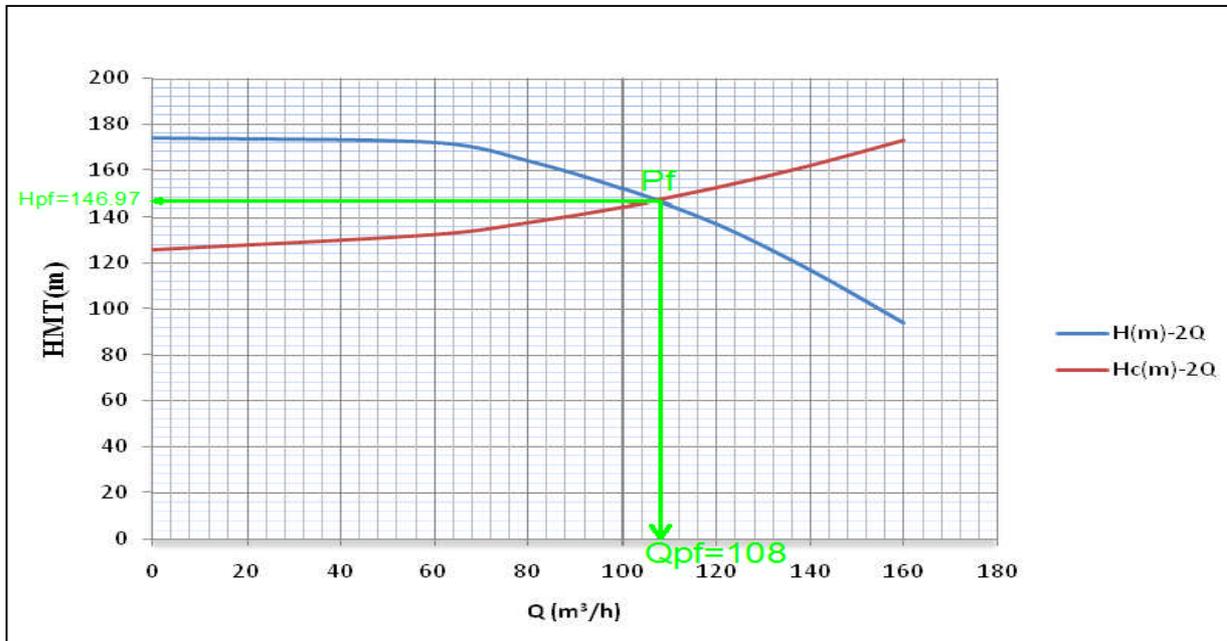


Figure V-11. Point de fonctionnement des pompes de la SRI

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V-8-4- Refoulement : SP – Réservoir SR2 :

Tableau V-7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- Réservoir SR2) :

N°	Q	2Q	H _g	L _{ref}	D _{ec}	λ	Δh _p ⁱⁿ	Δh _t	H _c
1	0	0	99.70	4114	300	0.030	0.000	0.000	99.700
2	40	80	99.70	4114	300	0.030	2.977	3.275	102.975
3	80	160	99.70	4114	300	0.030	11.908	13.099	112.799
4	120	240	99.70	4114	300	0.030	26.793	29.472	129.172
5	160	320	99.70	4114	300	0.030	47.632	52.395	152.095
6	200	400	99.70	4114	300	0.030	74.425	81.868	181.568
7	216	432	99.70	4114	300	0.030	86.809	95.490	195.190

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-12).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 300 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 297,50 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 145,61 \text{ m} > H_{app} = 132,90 \text{ m} \end{cases}$$

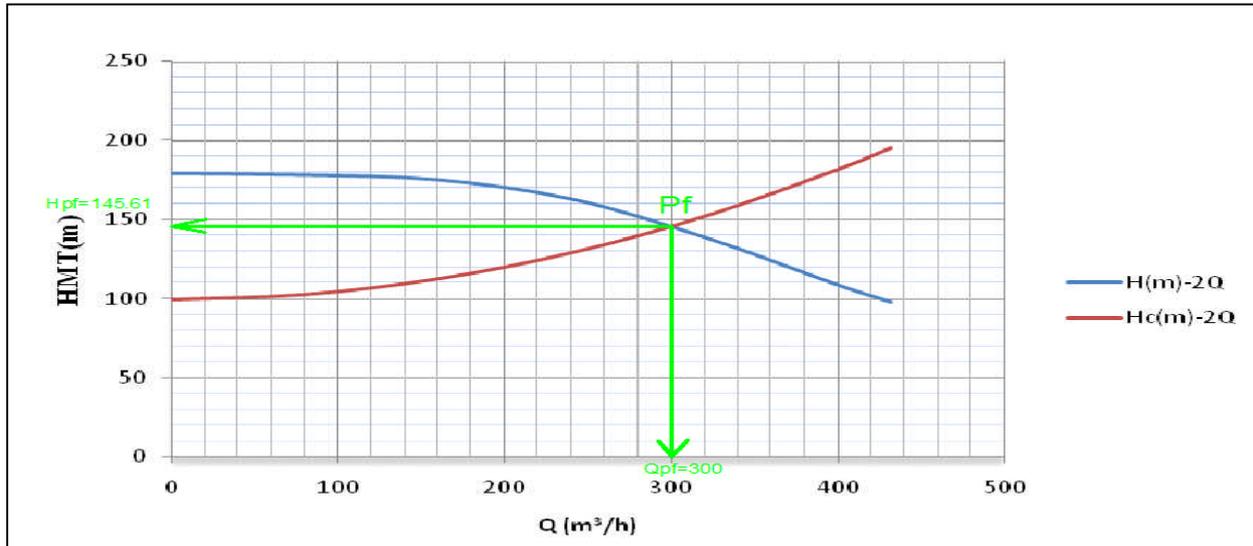


Figure V-12. Point de fonctionnement des pompes de la SP(Piton)

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V-8-5- Refoulement : Réservoir SR2 – Réservoir de Sidi Ali:

Tableau V-8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Réservoir SR2 – Réservoir de Sidi Ali) :

N°	Q	2Q	H _g	L _{ref}	D _{ec}	λ	Δh _p ^{lin}	Δh _t	H _c
1	0	0	153.34	1310	250	0.032	0.000	0.000	153.340
2	36	72	153.34	1310	250	0.032	2.153	2.368	155.708
3	40	80	153.34	1310	250	0.032	2.658	2.923	156.263
4	80	160	153.34	1310	250	0.032	10.630	11.693	165.033
5	120	240	153.34	1310	250	0.032	23.918	26.309	179.649
6	160	320	153.34	1310	250	0.032	42.520	46.772	200.112
7	200	400	153.34	1310	250	0.032	66.438	73.082	226.422

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-13).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 194,77 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 178,20 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 171 \text{ m} > H_{app} = 163,31 \text{ m} \end{cases}$$

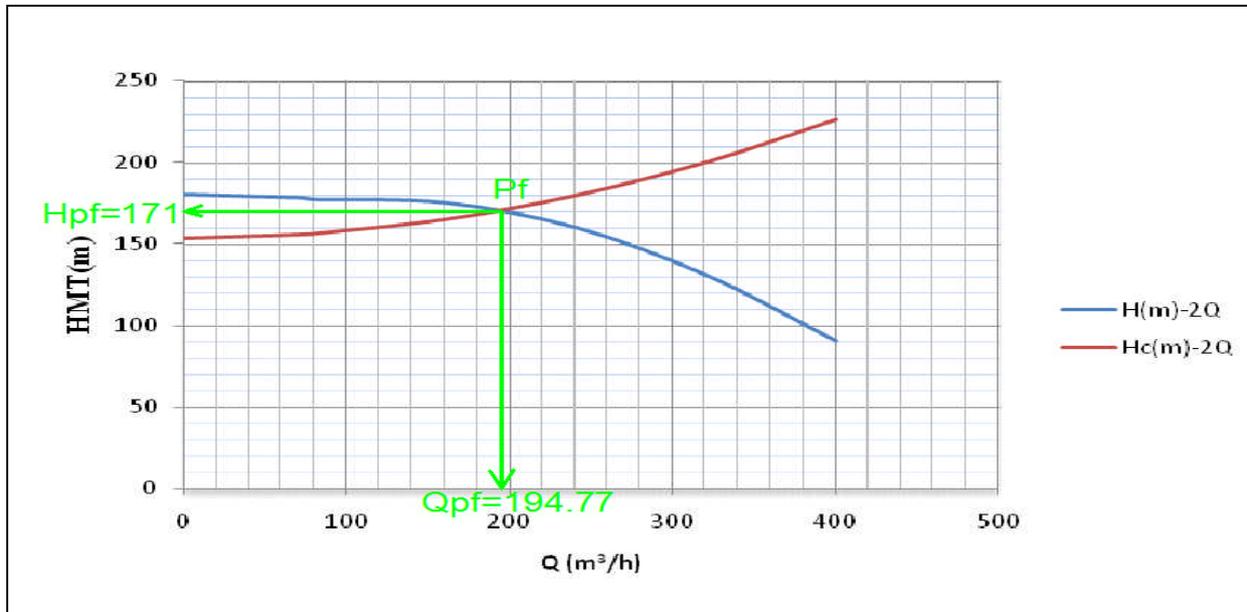


Figure V-13. Point de fonctionnement des pompes de la SR2

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V-9- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles on doit procéder par deux modes de réglage.

V-9- 1-Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \tag{V-4}$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: 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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-5)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-7)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \quad (V-8)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-9)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-10)$$

t : temps de fonctionnement prévu 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 (m³/h).

➤ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

V-9- 2-Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage.

V-9-3. Application des types de réglage :

V-9-3-1.Refoulement SP - SR1:

a) **Vannage** :

$$H' = 74.21 \text{ m.}$$

$$h_v = 74.21 - 64.53 \Rightarrow h_v = 9.68 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 72.6\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 72.6 * \frac{64.53}{64.53 + 9.68} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{63.33 \%}$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{156.10}{2} \Rightarrow Q = 78.05 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 78.05 * 74.21}{0.6333 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{24.92 \text{ Kw}} .$$

b) Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{156.10}{161.3} * 24 \Rightarrow \mathbf{t' = 23 \text{ h } 13 \text{ min } 23 \text{ sec}}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 161.3 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **72.6 %** .

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

$$\text{que : } Q = \frac{Q_{Pf}}{n} \text{ avec :}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{161.3}{2} \Rightarrow Q = 80.65 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 80.65 * 73.58}{0.726 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{22.27 \text{ Kw}}$$

c) Rognage :

$$\text{L'équation de la droite de rognage est telle que : } H = \frac{64.53}{156.10} * Q \Rightarrow H = 0,413 * Q$$

$$\text{Le diamètre de la roue après le rognage, sera : } d = 235 * \sqrt{\frac{156.10}{157.23}} \Rightarrow \mathbf{d = 234.15 \text{ mm}} .$$

$$\text{Le coefficient de rognage est : } m = \sqrt{\frac{156.10}{157.23}} \Rightarrow m = 0,99 .$$

$$\text{Le rendement de rognage est : } R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 1\% < 15\%}$$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **72%** :

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 156.10 * 64.53}{0,72 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{38.12 \text{ Kw}} .$$

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

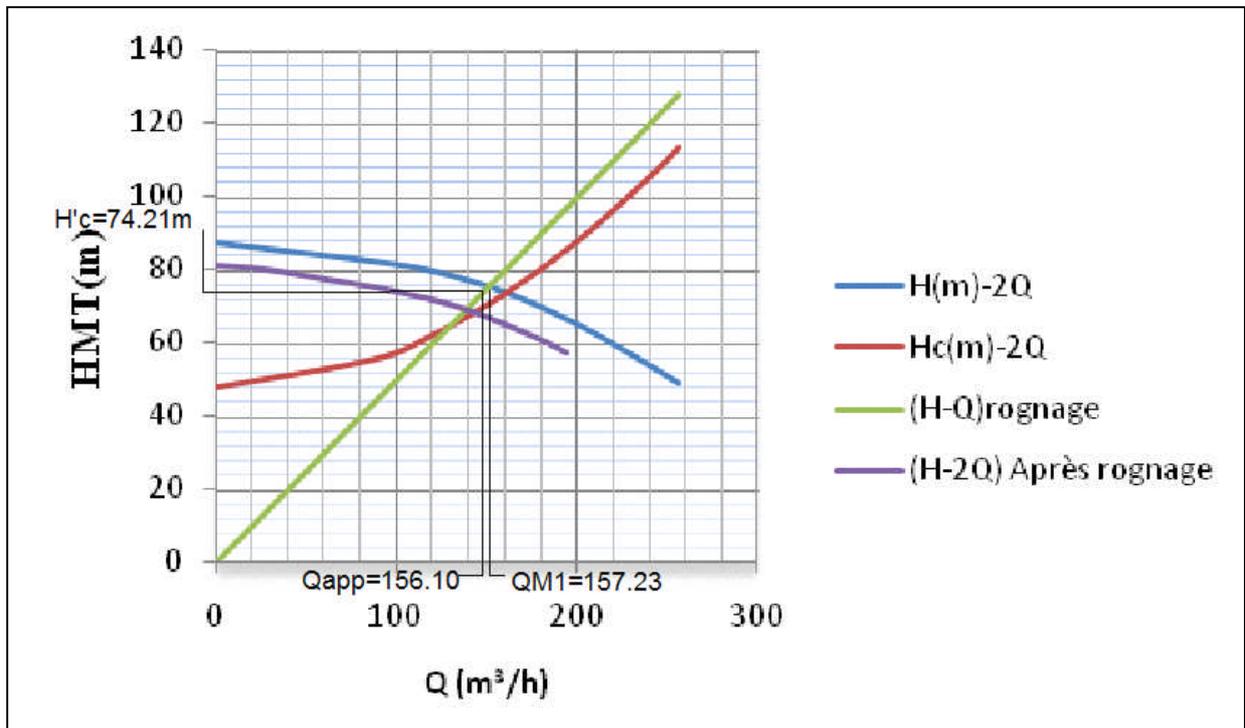


Figure V-14. Mode de réglage de la SP (Piton)

V-9-3-2. Refoulement SR1 – Réservoir d’Ex Caserne:

a) Vannage :

$H = 151.07 \text{ m.}$

$h_v = 151.07 - 137.95 \Rightarrow h_v = 13.12 \text{ m.}$

$\eta_{inst_{av,van}} = 70.8\%$

$\eta_{inst_{ap,van}} = 70.8 * \frac{137.95}{137.95 + 13.12} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 64.65 \%$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$Q = \frac{100.44}{2} \Rightarrow Q = 50.22 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 50.22 * 151.07}{0.6465 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 31.98 \text{ Kw.}$

b) Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{100.44}{108} * 24 \Rightarrow t' = 22\text{h } 19\text{min } 32\text{sec}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 108 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **70.8 %**.

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{108}{2} \Rightarrow Q = 54 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 54 * 146.97}{0.708 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 30.55 \text{ Kw}$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{137.95}{100.44} * Q \Rightarrow H = 1.373 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 185 * \sqrt{\frac{100.44}{106.66}} \Rightarrow d = 179.52 \text{ mm}.$

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{100.44}{106.66}} \Rightarrow m = 0,97.$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,97) * 100 \Rightarrow R\% = 3\% < 15\%$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **70.2%** :

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 100.44 * 137.95}{0,702 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 53.78 \text{ Kw}.$

Conclusion :

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

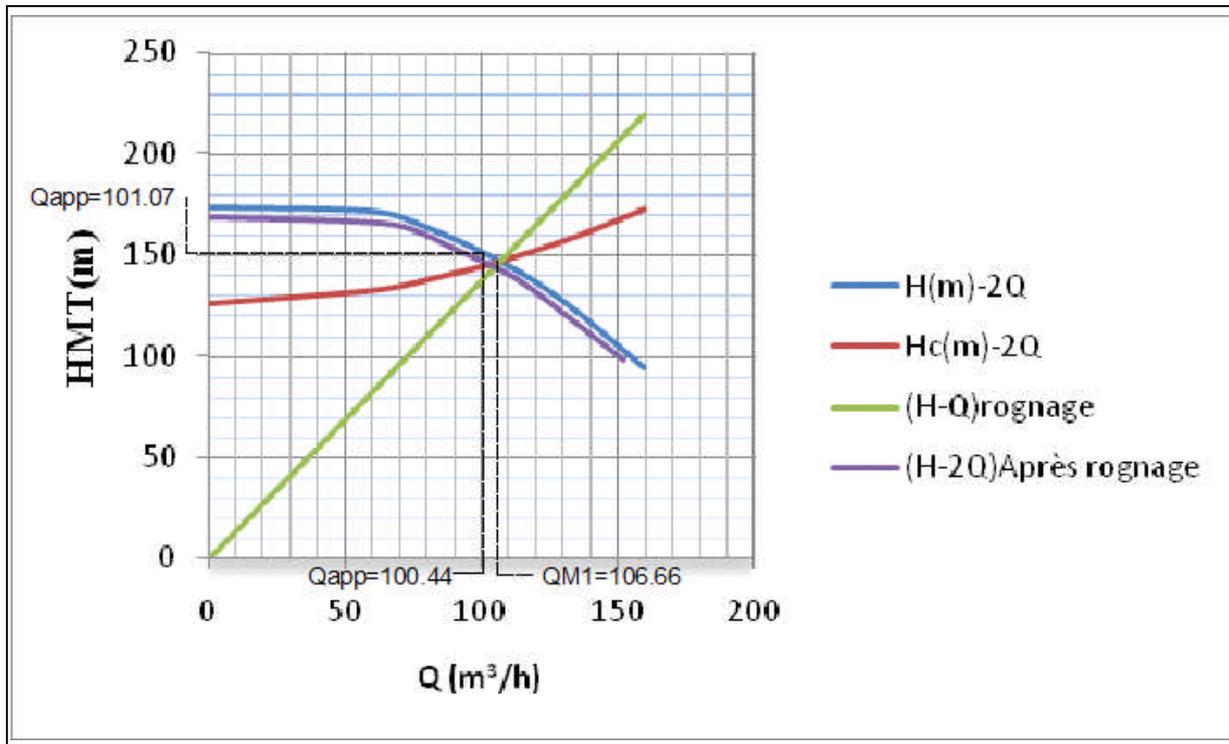


Figure V-15. Mode de réglage de la SR1

V-9-3-3.Refolement SP – SR2:

a) Vannage :

$H = 146.95 \text{ m.}$

$$h_v = 146.95 - 132.90 \Rightarrow h_v = 14.05 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 75.3\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75.3 * \frac{132.90}{132.90 + 14.05} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 68.10 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{297.50}{2} \Rightarrow Q = 148.75 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 148.75 * 146.95}{0.681 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 87.47 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{297.50}{300} * 24 \Rightarrow t' = 23\text{h } 48\text{min } 08\text{sec}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 300 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **75.3 %**.

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{300}{2} \Rightarrow Q = 150 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 150 * 145.61}{0.753 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 79.04 \text{ Kw}$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{132.90}{297.50} * Q \Rightarrow H = 0.447 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 270 * \sqrt{\frac{297.50}{298.30}} \Rightarrow d = 269.64 \text{ mm}.$

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{297.50}{298.30}} \Rightarrow m = 0,99.$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow R\% = 1\% < 15\%$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **74.7%**

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 297.50 * 132.90}{0,747 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 144.23 \text{ Kw}.$

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

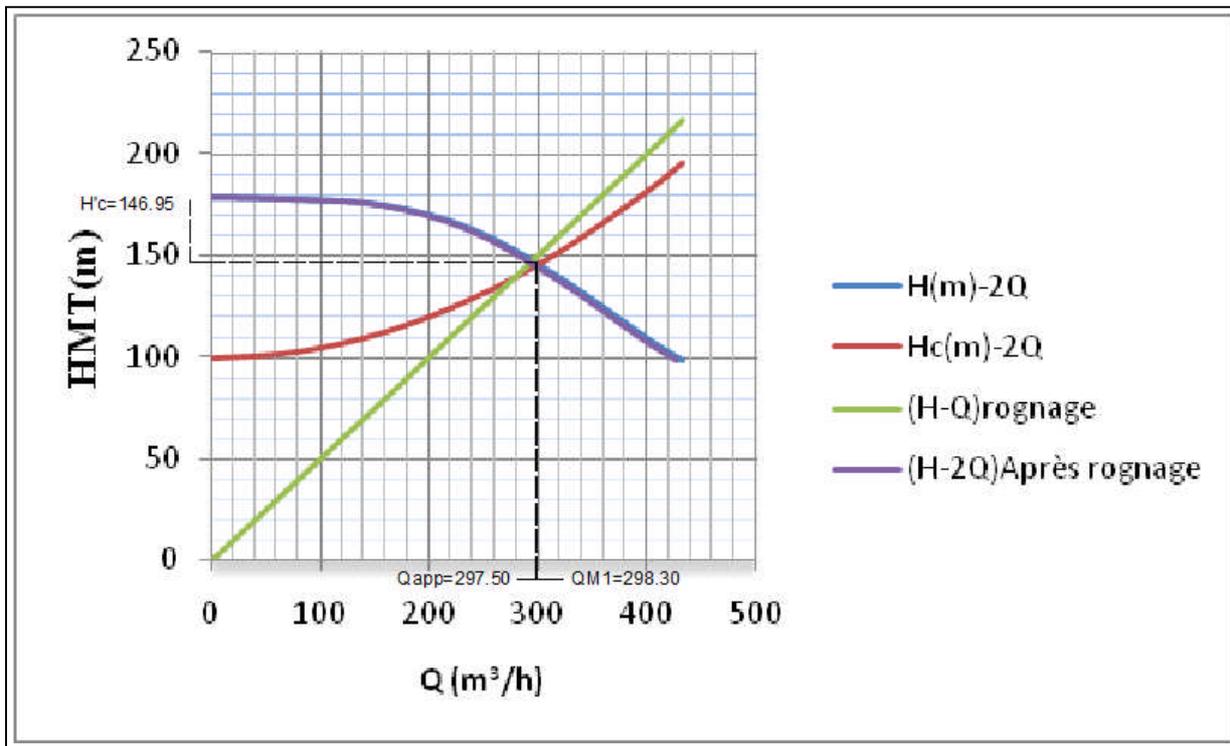


Figure V-16. Mode de réglage de la SP (Piton)

V-9-3-4. Refoulement SR2 – Réservoir de Sidi Ali:

a) Vannage :

$H = 179.58 \text{ m.}$

$$h_v = 179.58 - 163.31 \Rightarrow h_v = 16.27 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst}^{av,van} = 71\%$$

$$\eta_{inst}^{ap,van} = 71 * \frac{163.31}{163.31 + 16.27} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 64.57 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{178.20}{2} \Rightarrow Q = 89.10 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 89.10 * 163.31}{0.6457 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 61.41 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{178.20}{194.77} * 24 \Rightarrow t' = 21\text{h } 57\text{min } 36\text{sec}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 300 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **71 %**.

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{194.77}{2} \Rightarrow Q = 97.39 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 97.39 * 171}{0.71 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{63.92 \text{ Kw}}$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{163.31}{178.20} * Q \Rightarrow H = 0.916 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 200 * \sqrt{\frac{178.20}{184.08}} \Rightarrow d = \mathbf{196.78 \text{ mm}}$.

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{178.20}{184.08}} \Rightarrow m = 0,98$.

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,98) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 2\% < 15\%}$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **68.80%**

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 178.20 * 163.31}{0,688 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{115.27 \text{ Kw}}$.

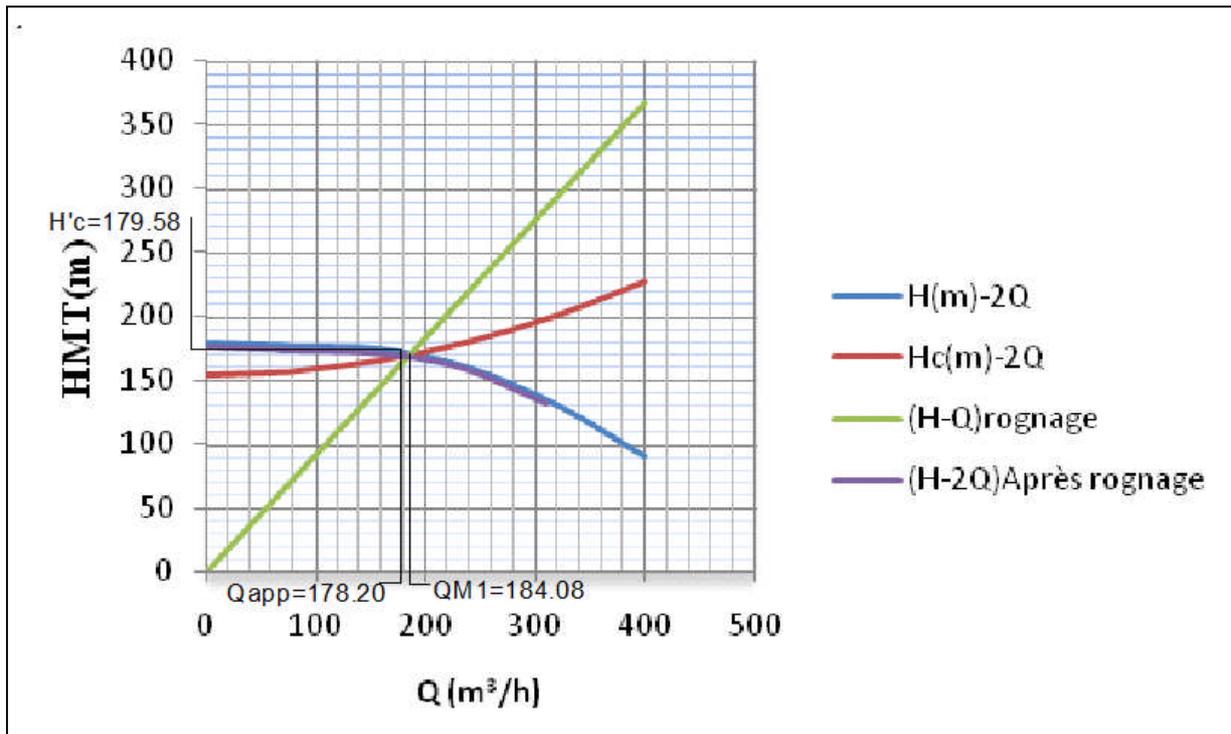


Figure V-17. Mode de réglage de la SR2

V-10- Etude du phénomène de cavitation :

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements.

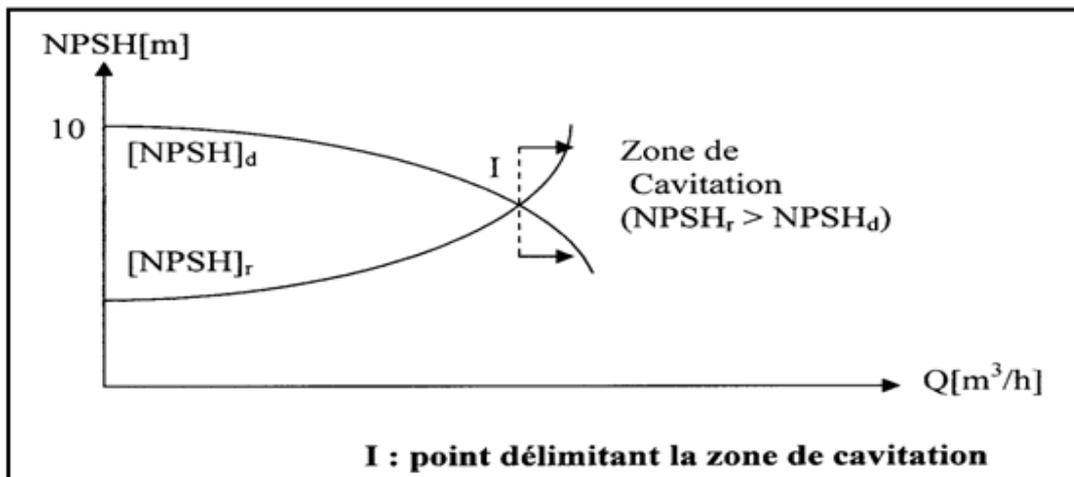


Figure V-18. Graphe des courbes NPSH.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

$$(NPSH)_d \geq (NPSH)_r$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-11)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-12)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V-9: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Source : O.N.M (Office National Météorologique)

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 30°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-14)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule IV-1 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 50$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \quad (V-18)$$

Avec : DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

➤ Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

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, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V-10-1-Refoulement SP – SR1 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,44$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 200,30 \Rightarrow P_{at} = 10,05$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 100$ mm (figure V-8)

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150$ mm

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 78,05}{3,14 * (0,15)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,23$ m/s

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 156,10}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,192$$
 m

On pose $D_c = 0,2$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 156,10}{3,14 * (0,2)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,38$ m/s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200$ mm

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{156.10}{3600} \right)^2}{(0.2)^{5.3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{78.05}{3600} \right)^2}{(0.15)^{5.3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,853m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,853 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,981m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1.44 + 0,3 - 10,05 + 0,24 + \frac{(1.23)^2}{2 * 9,81} + 0,981 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.01m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.05 - 1.44 - 0.3 - 0.24 - \frac{(1.23)^2}{2 * 9.81} - 0.981 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.01m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 200.30 - 6 + 0,72 \Rightarrow \nabla_{min} = 193.58mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 193.58 + (7.01) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 200.29mNGA$

V-10-2.Refolement SR1 – Réservoir Ex caserne :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.02 m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 249 \Rightarrow P_{at} = 9.98 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN_a$

$$DN_a = 100 \text{ mm (figure V-8)}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 50.22}{3,14 * (0.15)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.79m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 100.44}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,154m$$

$$\text{On pose } D_c = 0.15m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 100.44}{3,14 * (0.15)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,58m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 150mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{100.44}{3600} \right)^2}{(0.15)^{5.3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{50.22}{3600} \right)^2}{(0.15)^{5.3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 1.583m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 1,583 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 1,82m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,02 + 0,3 - 9,98 + 0,24 + \frac{(0,79)^2}{2 * 9,81} + 1,82 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,57m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,98 - 2,02 - 0,3 - 0,24 - \frac{(0,79)^2}{2 * 9,81} - 1,82 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,57m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 249 - 6 + 0,72 \Rightarrow \nabla_{min} = 242,28mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 242,28 + (5,57) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 247,55mNGA$

V-10-3.Refolement SP – SR2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,94 m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 200,30 \Rightarrow P_{at} = 10,05 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 100 mm$ (figure V-8)

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 148,75}{3,14 * (0,15)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,34m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 297,50}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,265m$$

On pose $D_c = 0,28m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 297,50}{3,14 * (0,28)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,34m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 280mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{297,50}{3600} \right)^2}{(0,28)^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{148,75}{3600} \right)^2}{(0,15)^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,608m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,608 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,699m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1.94 + 0,3 - 10,05 + 0,24 + \frac{(2.34)^2}{2 * 9,81} + 0,699 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6.59m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.05 - 1.94 - 0.3 - 0.24 - \frac{(2.34)^2}{2 * 9.81} - 0.699 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6.59m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 200.30 - 6 + 0,72 \Rightarrow \nabla_{min} = 193.58mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 193.58 + (6.59) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 199.87mNGA$

V-10-4.Refolement SR2 – Réservoir de Sidi Ali :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.24 m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 300 \Rightarrow P_{at} = 9.91 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 125 mm$ (figure V-8)

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 200mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 89.10}{3,14 * (0.2)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.79m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 178.20}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,205m$$

On pose $D_c = 0.2m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 178.20}{3,14 * (0.2)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,58m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{178.20}{3600} \right)^2}{(0.2)^{5.3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{89.10}{3600} \right)^2}{(0.2)^{5.3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 1.08m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 1.08 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 1.242m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2.24 + 0,3 - 9.91 + 0,24 + \frac{(0.79)^2}{2 * 9,81} + 1.242 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5.86m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.91 - 2.24 - 0.3 - 0.24 - \frac{(0.79)^2}{2 * 9.81} - 1.242 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5.86m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 300 - 6 + 0,72 \Rightarrow \nabla_{min} = 293.28mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 293.28 + (5.86) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 298.84mNGA$

V-11. Choix du moteur électrique :

V-11-1. Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V-11-2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (V-20)$$

Où:

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

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

V-11-3. Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V-21)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 94 \%$.

K : coefficient correcteur, il est fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V-10: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	γ 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

V-11-4.Refolement SP – SR1:

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 11 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-11-5.Refolement SR1 – Réservoir d'Ex caserne:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 15 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-11-6.Refolement SP – SR2 :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 45 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-11-7. Refoulement SR2 – Réservoir de Sidi Ali:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 37 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

Conclusion :

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI pour les trois stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Introduction:

En général, les conduites sont posées en terre, ou en galeries d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Toute conduite 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 la rupture des 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 des conduites contre le coup de bélier :**VI-1-1.Définition :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations sensibles de la pression et de la vitesse qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

VI-1-2.Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI-1-3.Les 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 vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

VI-1-3-1. Risque de forte pression :

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

VI-1-3-2. Pression négative :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

VI-1-3-3. Fatigue des conduites :

En régime transitoire, les alternances des surpressions et des dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-1-4. Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche.

L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis

l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI-1-5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

(H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) »)

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour la fonte : K = 1.

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI-2})$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 22482.5}{904.77} \Rightarrow t_r = 49.70 \text{ s.}$$

$t_r = 49.70$ s, temps d'aller retour de l'onde de déformation.

VI-1-6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Réservoir d'Air :

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures VI-1 et VI-3)

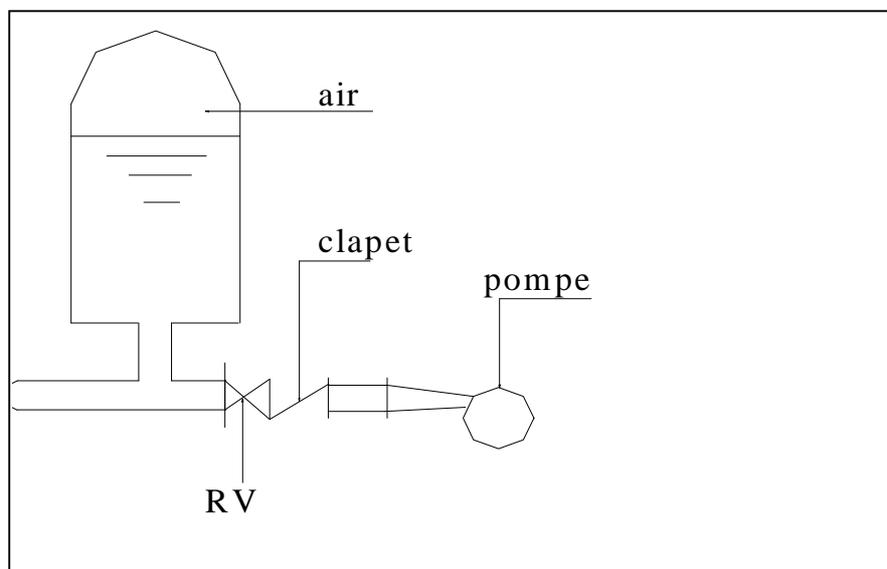


Figure VI-1. Réservoir d'air anti bélier

b) Cheminée d'équilibre :

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

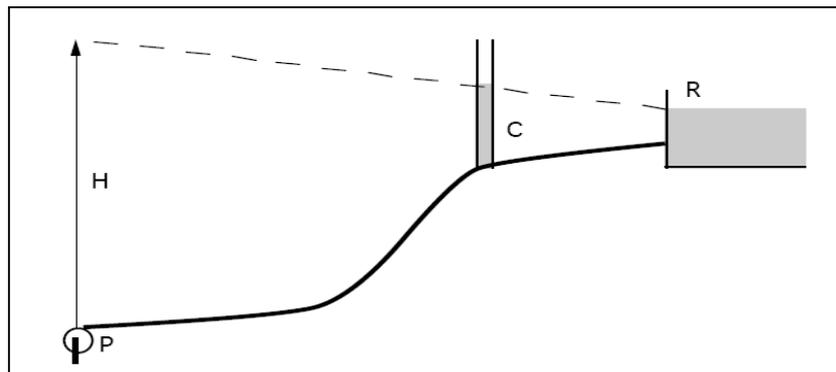


Figure VI-2. Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge :

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à 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.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

d) Volant d'inertie :

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale 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.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-1-7. Calcul des réservoirs d'air :

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Les différentes méthodes de calcul du réservoir d'air sont données par :

a) Méthode de VIBERT :

La méthode de **VIBERT** 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.

b) Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

VI-1-8. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI-3)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/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 ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

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).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application:

➤ **Données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI-1:

Tableau VI-1: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP (piton)-SR1	Fonte	250	0.049	0.88	2882	47.7
SP (piton)-SR2	Fonte	300	0.071	1.17	4114	99.70
SR 1	Fonte	200	0.031	0.89	1510	126
SR 2	Fonte	250	0.049	1.00	1310	153.34

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI-2:

Tableau VI-2: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

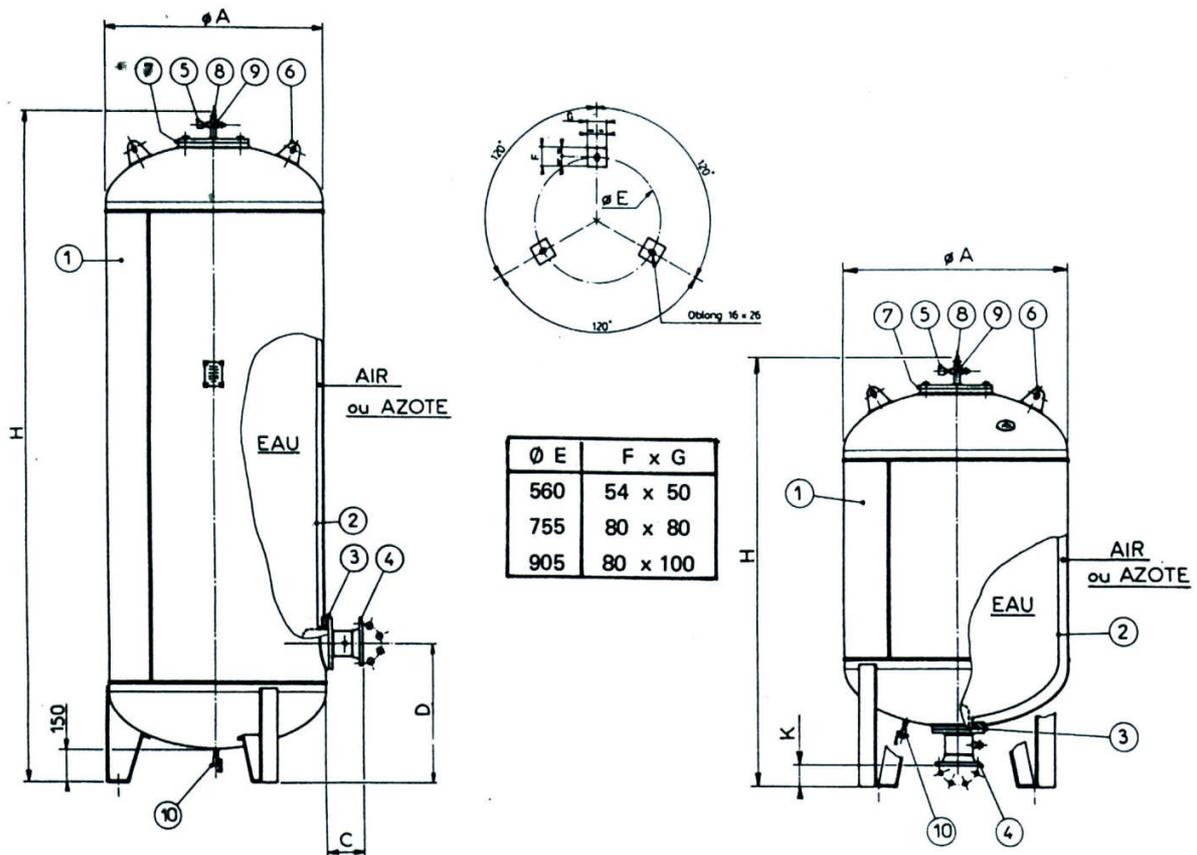
N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP (piton)-SR1	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0.0068	1116.821
SP (piton)-SR2	2,07	1000	0,150	0,3	0,33	2	1	0.0072	1089.825
SR 1	2,07	1000	0,100	0,3	0,33	2	1	0.0063	1147.049
SR 2	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0.0068	1116.821

➤ **Calcul de la capacité du réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

N° de station	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP (piton) -SR1	57.7	157.88	0.88	9,81	0.03947	0.0007	0,004	0.57	0.565	0.991	1100
SP (piton) -SR2	109.70	239.68	1.17	9,81	0.069771	0.0006	0.0032	0.57	0.935	1.640	1800
SR 1	136	240.06	0.89	9,81	0.040372	0.0003	0.0024	0.625	0.112	0.179	300
SR 2	163.34	277.18	1.00	9,81	0.050968	0.0003	0.0026	0.64	0.167	0.261	400



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option . DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids (kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure VI-3 : schéma d'un réservoir d'air

VI-2- Protection des conduites contre la corrosion :

VI-2-1-Définition:

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion qui est un phénomène de détérioration des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte ou de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leurs remèdes respectifs.

VI-2-2. Les différentes formes de corrosion :**a) Corrosion chimique :**

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO_2 et l' O_2 dans l'eau. La baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H^+) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.

c) Corrosion biologique :

La corrosion biologique est l'attaque des métaux par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides organiques qui détériorent le métal. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

VI-2-3. Les facteurs de la corrosion :

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit :

- À La nature du sol ;
- Aux installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable;
- La nature de l'eau ;
- Le matériau de la conduite ;
- L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- La variation de la température de l'eau transportée.

VI-2-4. Protection des conduites contre la corrosion interne :

VI-2-4-1. Corrosion interne :

Elle est la conséquence des phénomènes chimiques apparaissant au contact des parois internes de la conduite avec l'eau. En effet, les eaux fortement minéralisées provoquent des dépôts, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- ✓ D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué :
 - D'un enduit bitumeux ;
 - D'un enduit spécial.
- ✓ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✓ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- ✓ Que la pose doit se faire avec soin



Figure VI-4 : Corrosion interne dans une conduite

VI-2-5. Protection des conduites contre la corrosion externe :**VI-2-5-1. Corrosion externe :**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduites en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.



Figure VI-5 : Corrosion externe dans une conduite

Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

VI-2-5-2. Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtements, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques ou des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin, des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont :

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane

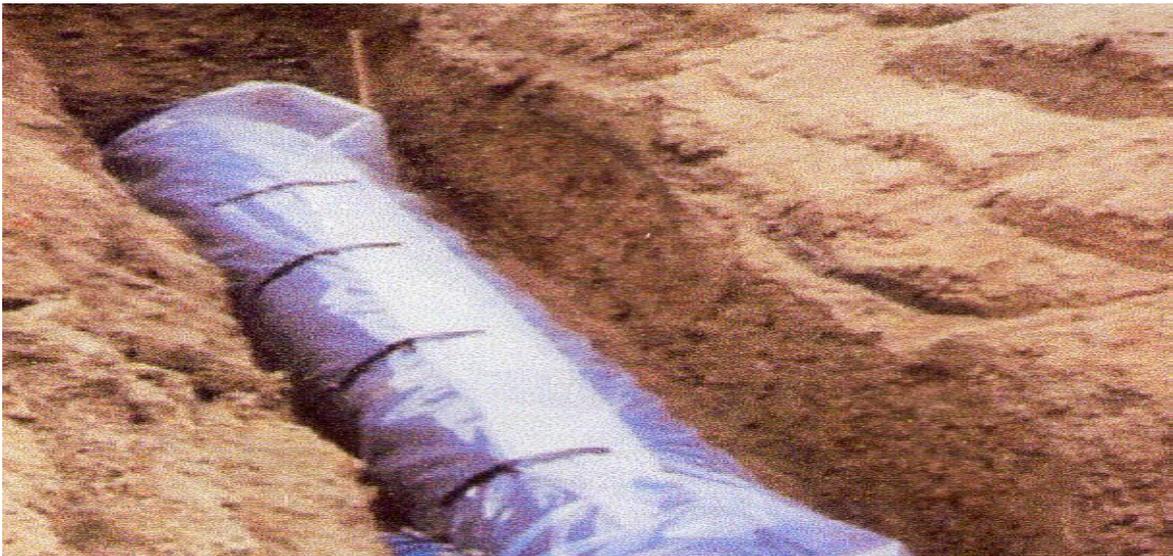


Figure VI-6 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

Conclusion :

Dans le cas de notre projet d'adduction, les conduites passent parfois, à proximité du champ électrique des courants de protection de l'oléoduc et du gazoduc, elles devront être soigneusement protégées, c'est pour cela qu'une protection cathodique peut être envisageable.

Pour les canalisations posées hors champ des courants, l'emploi d'une manche en polyéthylène ou une couche de goudron suffiront.

Introduction :

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,...etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

VII-1.Pose de canalisation:**VII-1-1.Principe de pose de canalisation :**

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII-1-1-1.Pose en terre :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

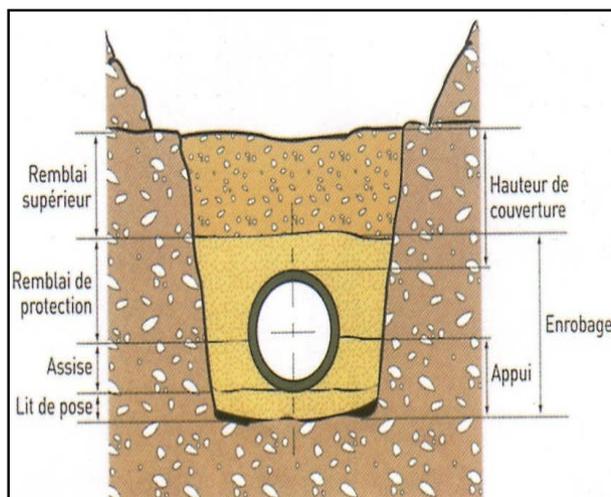


Figure VII-1 : Pose de canalisation

VII-1-1-2. Pose de canalisations dans un mauvais terrain :

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit 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 VII-2).

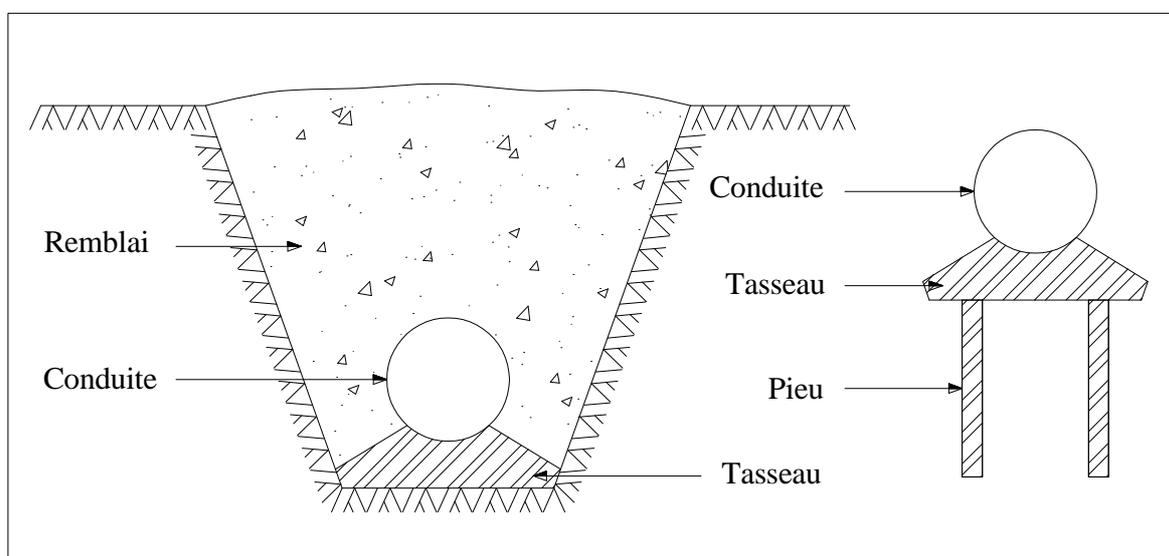


Figure VII-2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain mouillé :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

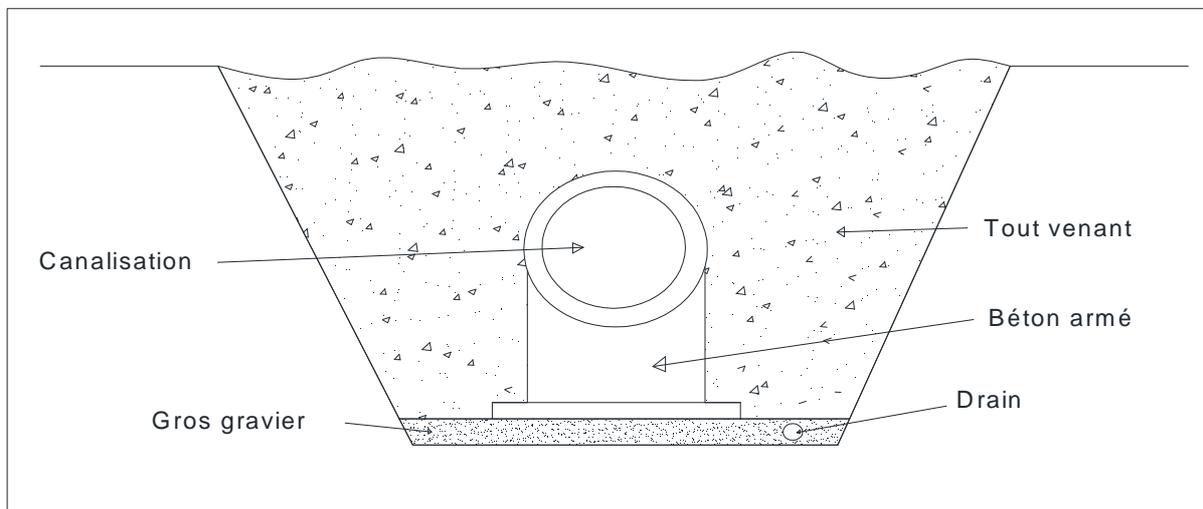


Figure VII-3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII -1-1-3. Pose de canalisation en galerie :

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VII-4).

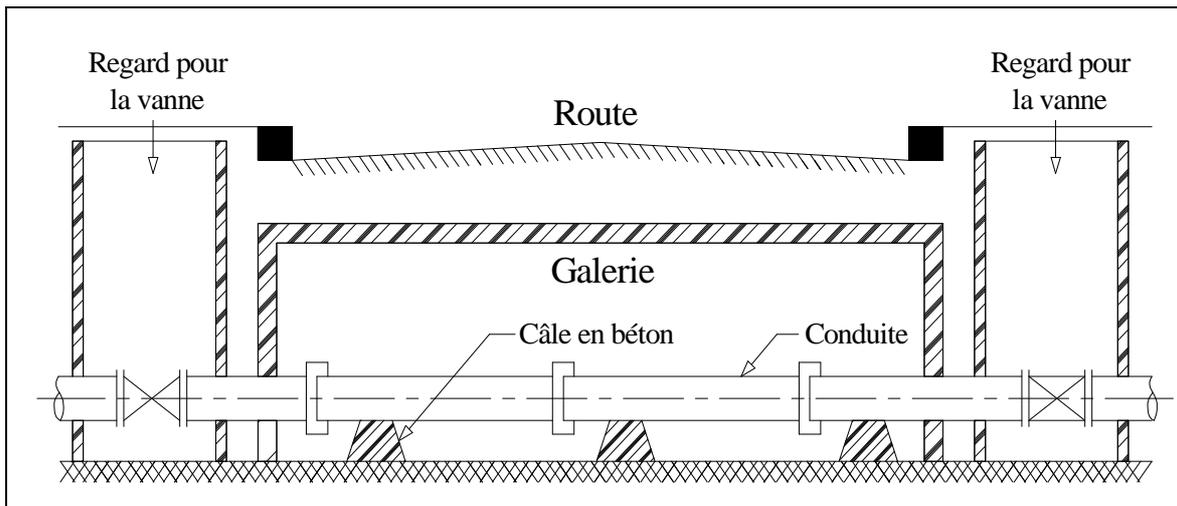


Figure VII-4 : Pose de canalisation en galerie

VII -1-1-4. Pose de canalisation en pente :

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l’ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s’impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d’espacer les massifs d’ancrage pour favoriser l’absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

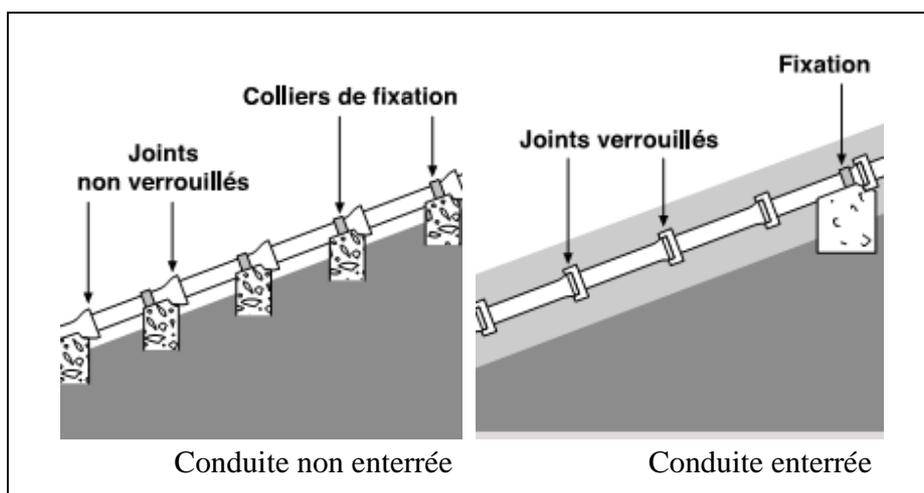


Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente

VII -1-1-5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude :

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

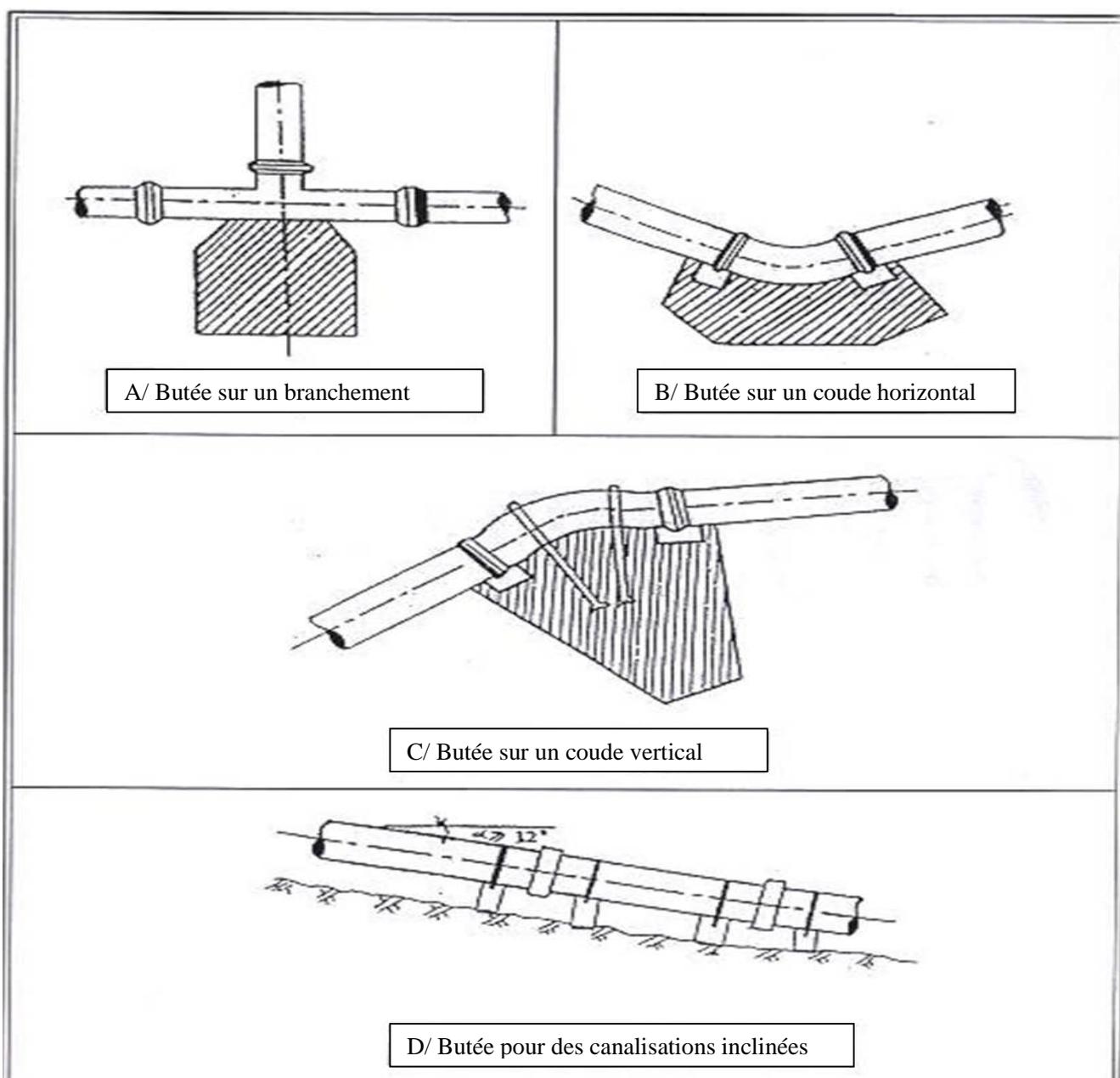


Figure VII-6 : Butées et Amarrages

VII-1-2. Constructions des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des sections des conduites ou la pièce à poser. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.



Figure VII-7 : Construction d'un regard

VII -1-3. 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.

Pour qu'il n'y est plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles,

on prévoit l'encrage en fonction des contraintes, et en cas d'insuffisance de couverture et risque d'affouillement, un ancrage avec des plots en béton ou si nécessaire, un ancrage béton.

Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés à vide pour éviter leur soulèvement par l'eau. Dans certains cas on prévoit des contres poids disposés sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond. IL est conseillé la protection du tuyau fonte par une manche polyéthylène.

En aval du passage nous préconisons un seuil de fond transversal en gabion, fondé assez profond pour stabiliser le lit de l'oued contre le sapement de courant et des crues. (Figures VII-8, VII-9 et VII-10)

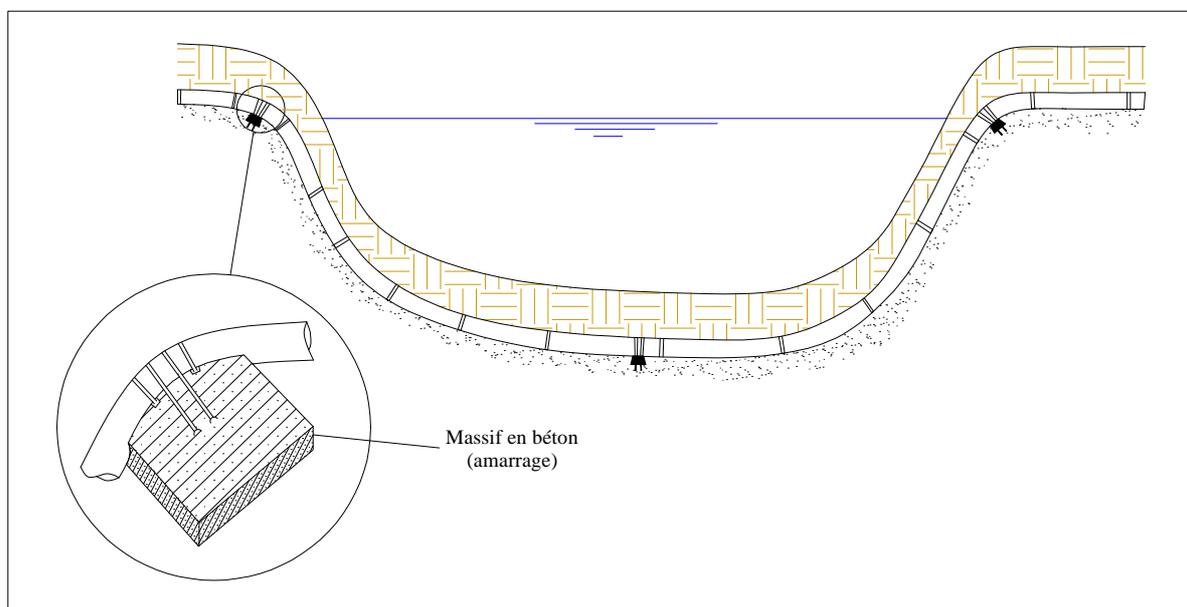


Figure VII-8 : Traversée d'une rivière

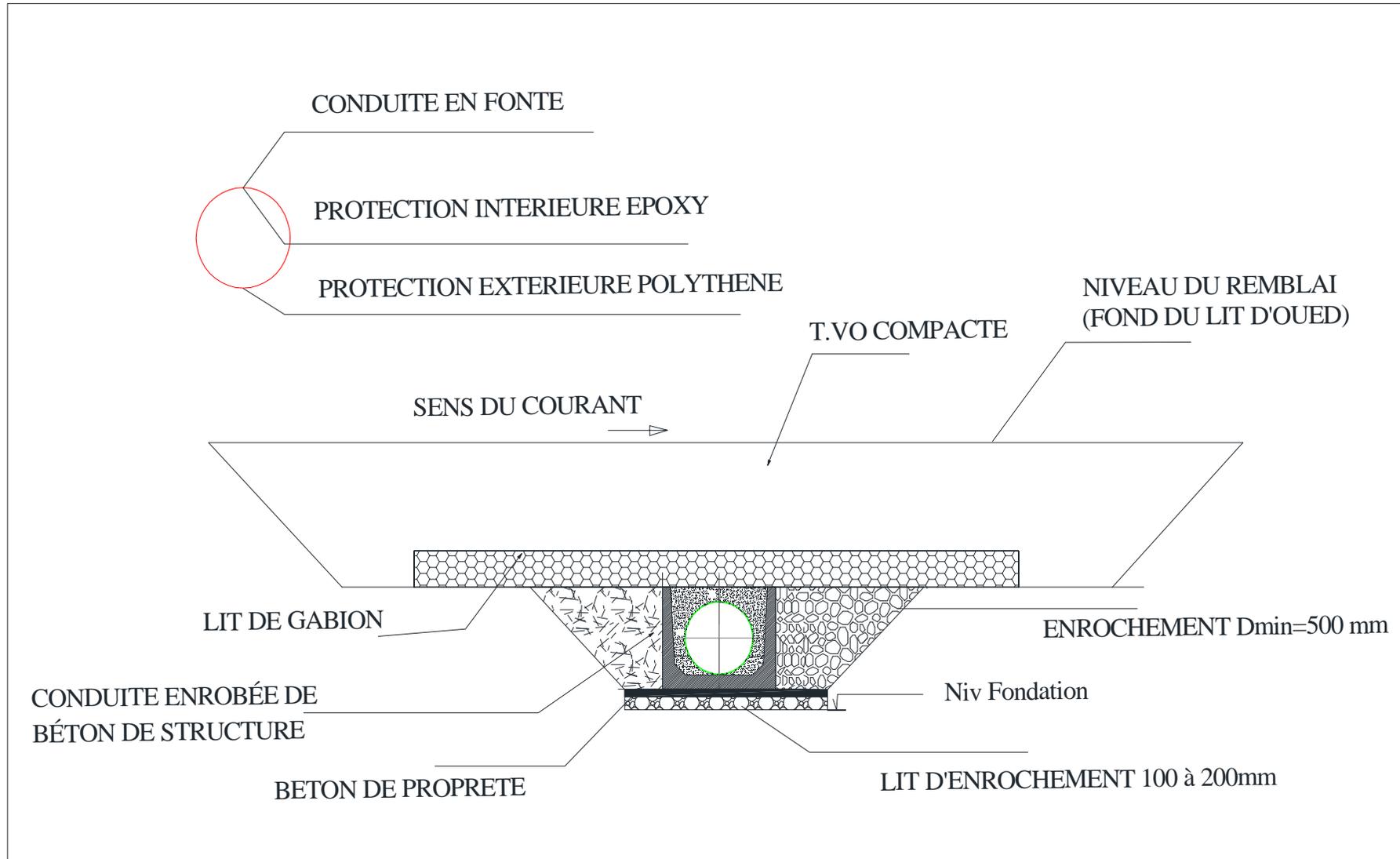


Figure VII-10 : Mise en place de la conduite

VII -1-5. Traversée de la voie ferrée :

Dans de nombreux pays, les sociétés exploitantes exigent que les canalisations qui doivent passer sous voie ferrée, soient posées sous fourreau avec vanne amont et aval. Le fourreau est en béton, la canalisation en fonte est positionnée à l'intérieur du fourreau.

VII-2. Accessoires :

Les différents appareils accessoires qui peuvent équiper une conduite d'adduction sont :

VII-2-1. Robinets vannes :

Un robinet vanne est un dispositif motorisé ou muni d'un volant servant à arrêter ou modifier à volonté le débit d'un fluide, en milieu libre (canal) ou en milieu fermé (canalisation).

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

VII-2-1-1. Robinets vannes papillon :

La vanne « papillon » se présente sous le format « gaufré » et le format à brides.

Le format gaufré s'installe entre deux brides qui servent à la fixation. Ce type de soupape papillon sert principalement à arrêter le débit du fluide circulant dans le tuyau. Comme elle est située entre deux brides, on ne peut enlever ce type de vanne sans avoir vidé toute la tuyauterie.

Le format à brides sert au même usage que la précédente avec la caractéristique qu'on peut enlever la tuyauterie en aval de la vanne papillon sans vider la tuyauterie qui est en amont de celle-là, après avoir fermé la vanne.

Pour les petits diamètres, les vannes papillons peuvent être actionnées au moyen de levier. Pour les gros diamètres ("200 mm" ou plus), un actionneur à volant avec engrenage démultiplicateur s'avère nécessaire à cause des efforts requis pour la manœuvre. L'actionneur peut être aussi manuel/pneumatique ou manuel/électrique.

Contrairement au robinet vanne dont la position devrait être normalement ouverte ou fermée, la vanne papillon peut aussi servir pour contrôler le débit grâce à la turbulence qu'elle peut provoquer quand on la positionne plus ou moins ouverte, contrairement à la vanne qui n'a un contrôle du débit que lors qu'elle est presque fermée.

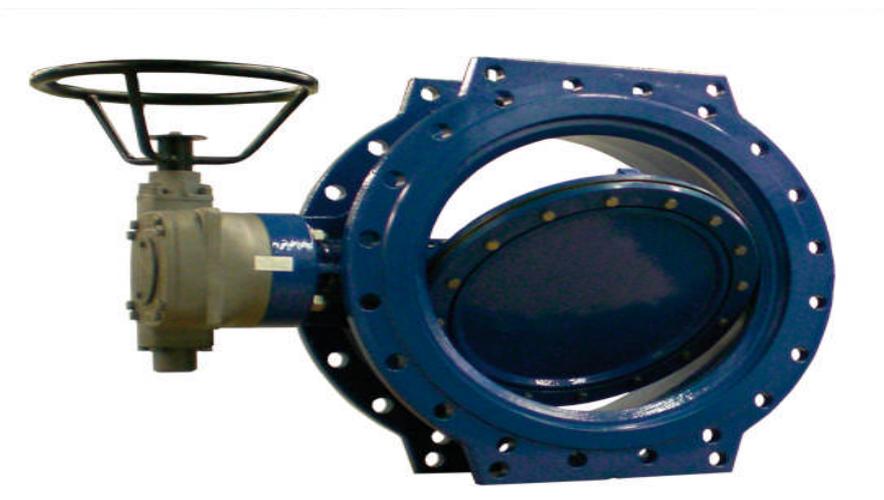


Figure VII-12 : Robinet vanne papillon

VII-2-1-2. Robinets vannes à coin (à opercule) :

Ce type de robinet sert principalement à arrêter le débit et/ou à isoler la tuyauterie en aval de celui-ci. L'obturateur peut être à siège oblique opercule monobloc, siège oblique opercule flexible, siège oblique double opercule, sièges parallèles... Le chapeau peut être à tige montante, à tige fixe à filet intérieur ou à tige coulissante à levier.

Le volant peut être fixé à la tige qui se déplace avec celui-ci, ou fileté avec la tige qui monte à l'intérieur du volant fixe, ou l'opercule se déplace sur le filet extérieur de la tige qui est fixe. (Figure VII-13)

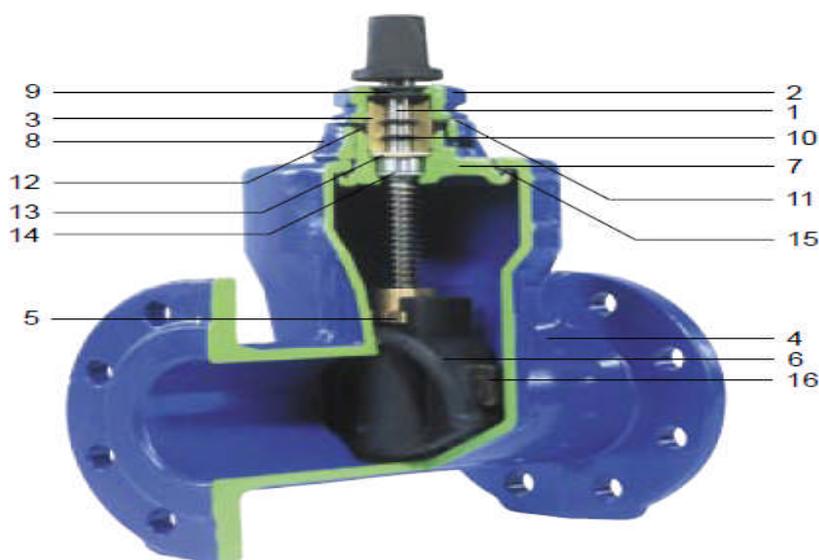


Figure VII-13 : Robinet vanne à opercule

Repere	Désignation	Matière	Revêtement
1	Vis	Acier inoxydable type Z20C13	-
2	Ecrou de palier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
3	Palier	Laiton type CuZn39Pb2	-
4	Corps	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
5	Ecrou de manœuvre	Laiton type CuZn40Pb2	-
6	Opercule	Fonte GS	Surmoulage EPDM
7	Chapeau	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
8	Etrier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
9	Joint anti poussière	chloroprène	-
10	Joints de palier	NBR	-
11	Rondelle frein	Acier TYPE Z6CN18.8	-
12	Joint chapeau- Etrier	NBR	-
13	Rondelle d'étanchéité	Polyamide 6-6	-
14	Rondelle de butée	Polyamide 6-6	-
15	Joints corps-chapeau	EPDM	-
16	Guides	Polyamide 6-6	-

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit :

- Les robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII-2-2. Clapet anti retour :

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (*Figure VII-14*)

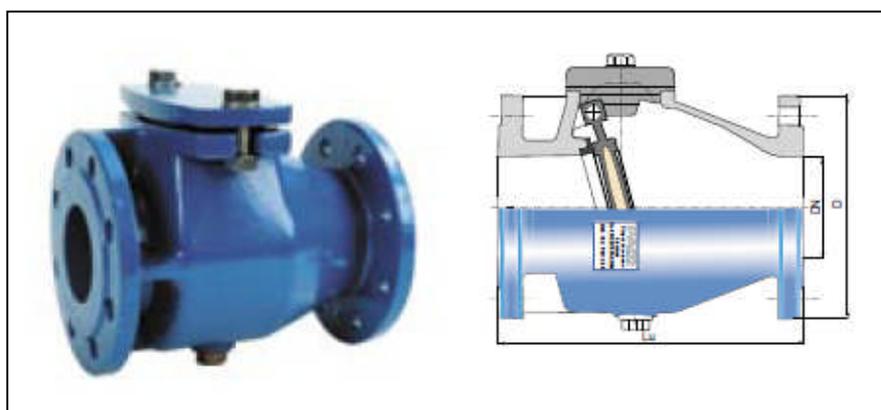


Figure VII-14 : Clapet anti retour

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII-2-3. Ventouses :

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau. (Figure VII-15)

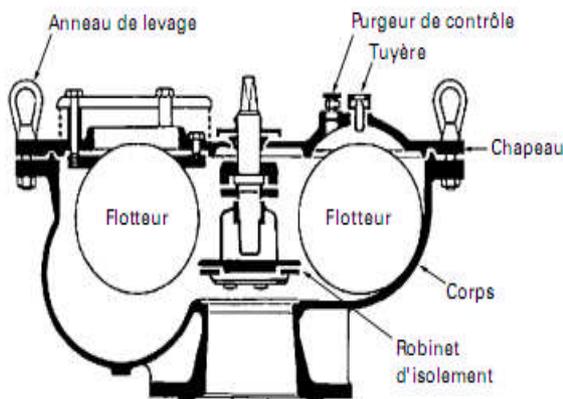


Figure VII-15 : Ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

VII-2-4. Vannes de décharge :

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

VII-2-5. Conduite by-pass :

La conduite by-pass est utilisée pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre des vannes pour remplir le troisième rôle.

VII-2-6. Poteaux ou bouches d'incendie :

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet. Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.

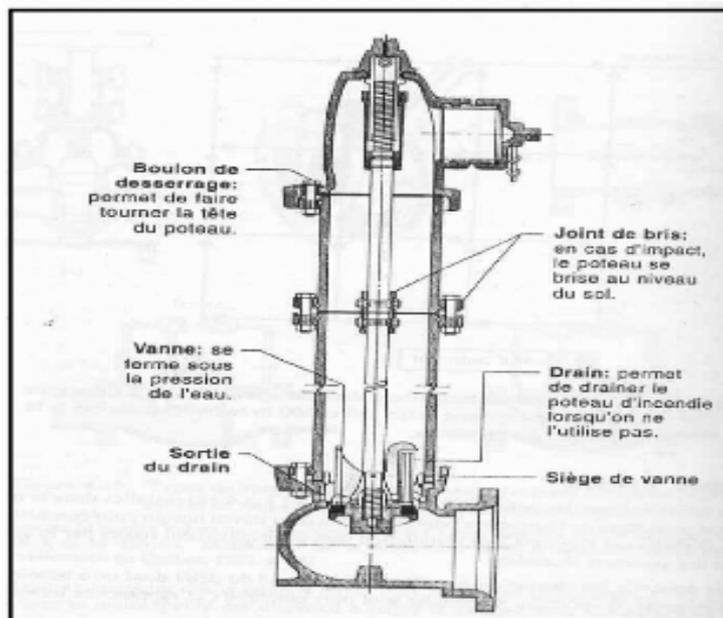


Figure VII-16 : Bouche d'incendie

VII-2-7. Crépines :

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier. (*Figure VII-17*)

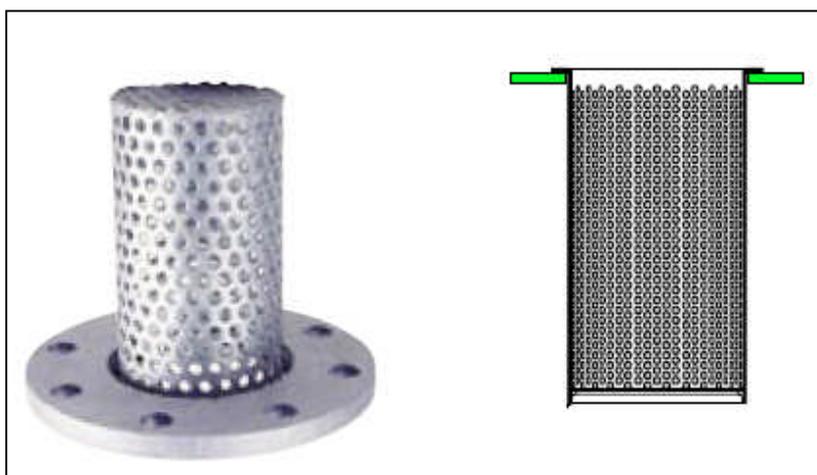


Figure VII-17 : Crépine

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (conduite d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII-2-8. Réducteurs de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varie.

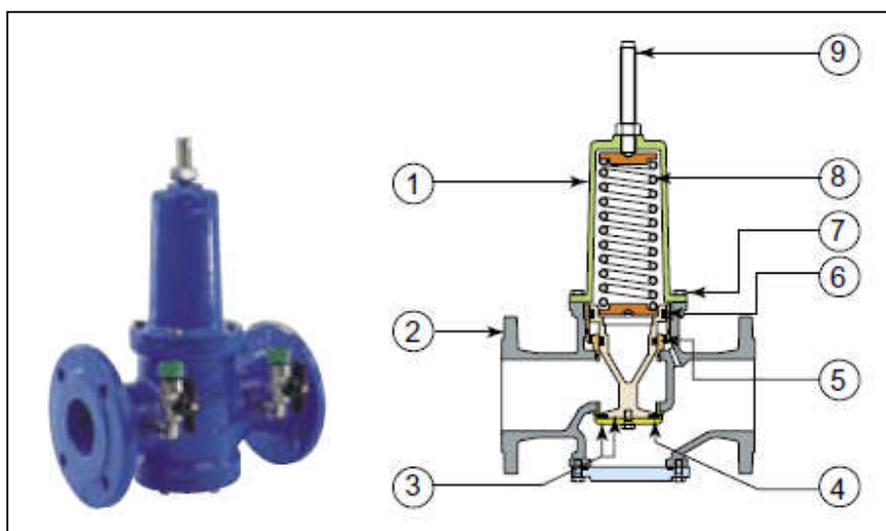


Figure VII-18 : Réducteur de pression

- 1- Chapeau
- 2- Corps
- 3- Clapet
- 4- Joint de clapet
- 5- Bague guide clapet
- 6- Joint de clapet
- 7- Vis de chapeau
- 8- Ressort
- 9- Vis de réglage

VII-2-9. Joints de raccordements :

Les longueurs des tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage. Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

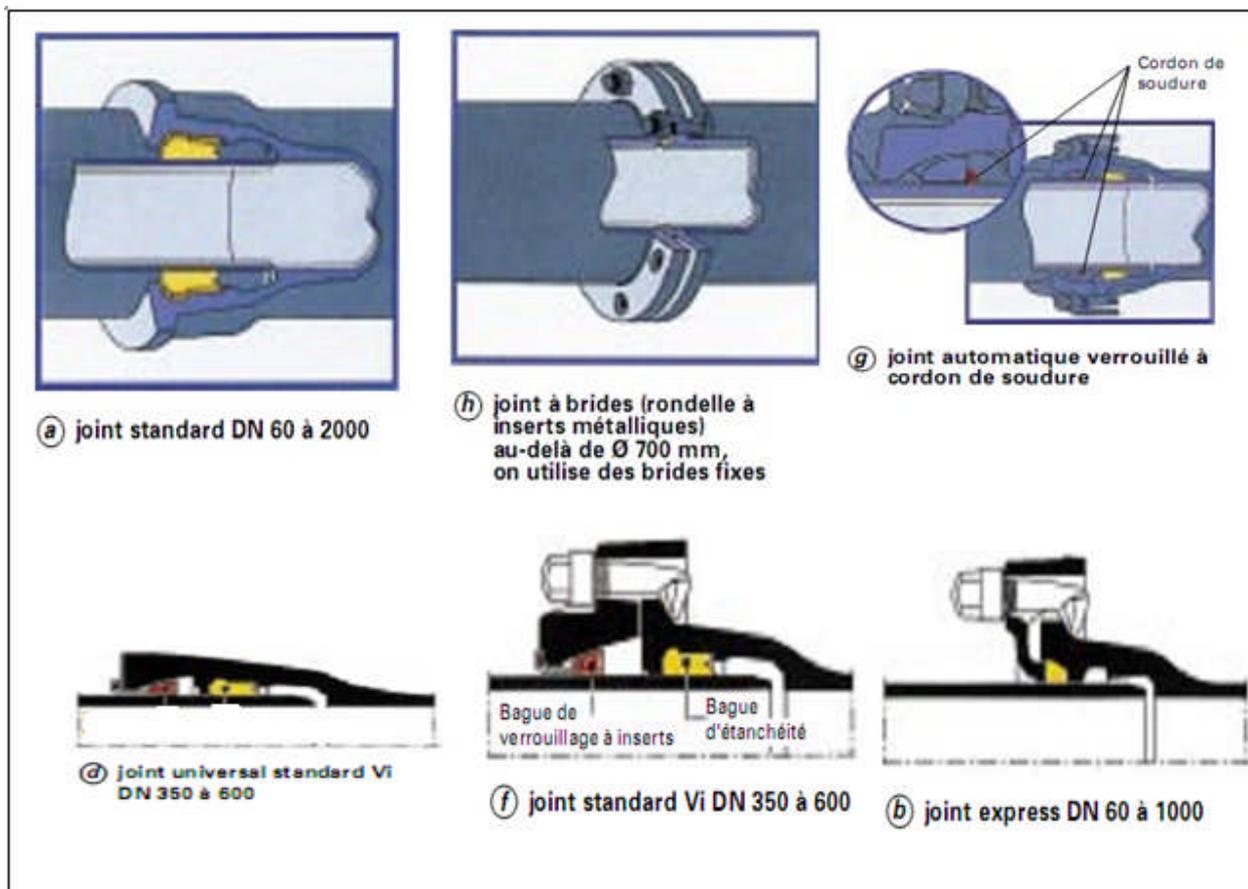


Figure VII-19 : Joints pour canalisations en fonte

VII-3.Organes de mesure :

VII-3-1. Mesure de débit :

Les débitmètres sont des appareils de mesure des débits. Les plus utilisés au niveau des installations sont : (Figure VII-20)

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Le phénomène de la dynamique des fluides où il y a formation d'une dépression dans une zone où les particules de fluides sont accélérées. Également, l'accélération du vent occasionne une augmentation de la température de l'autre côté de l'obstacle (décompression adiabatique) et favorise l'évaporation dans un milieu gazeux.

Le théorème de Bernoulli permet de comprendre ce phénomène : si le débit du fluide est constant et que le diamètre diminue, la vitesse augmente nécessairement ; du fait de la conservation de l'énergie, l'augmentation d'énergie cinétique se traduit par une diminution d'énergie élastique, c'est-à-dire une dépression.

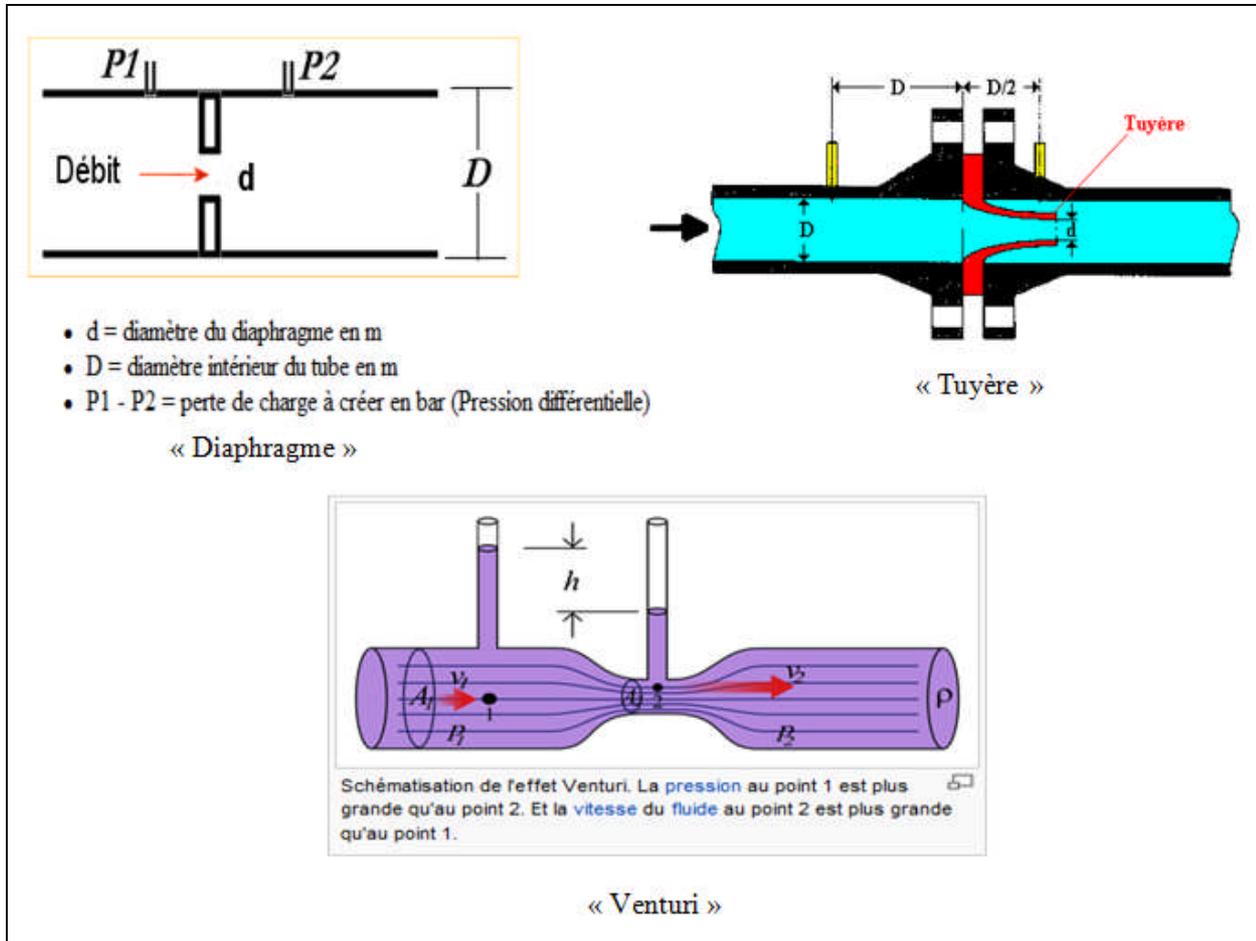


Figure VII-20 : Différents types de débitmètres

VII-3-2.Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression 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.

➤ 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 VII-21 : Manomètre

Remarque :

Dans le cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et à la sortie de chaque pompe.

VII-4. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VII-4-1. Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII-4-2. Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VII-4-3. Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et bride.

VII-4-4. Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride. On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion:

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, les différentes poses de canalisation utilisées dans notre mémoire ont été considérées. Les accessoires correspondants ont été énumérés.

Conclusion générale :

Au terme de notre modeste travail, nous espérons avoir atteint les objectifs visés à savoir :

- L'alimentation en eau potable et industrielle des différentes localités situées sur le couloir AKBOU-BEJAIA.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Dans cette optique, la réalisation de ce projet apportera une véritable solution au problème de l'insuffisance en eau qui se traduit par un manque de ressources exploitables.

Aussi, nous estimons que ce réseau d'adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'il est dimensionné pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone atteindra 703 245 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 108 412,44 m³/j des eaux du barrage de Tichy-Haf.

Afin d'assurer la continuité du stockage, les ouvrages sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés.

Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier et contre la corrosion est nécessaire.

Enfin, pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes par la projection des régulateurs de pression, et la projection le long du réseau d'adduction de ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Nous espérons que ce modeste travail, pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **SOUHA BAHLOUS ELOUAFI** –livre hydraulique-Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Rades(2002)-Pages 128-129-130.
- [2] **ABRAMOV.N** "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.
- [3] **François Valiron**-Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome 1 (eau dans la ville, alimentation en eau)-pages 205-206-207-216-217.
- [4] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

ANNEXE II

Tableau II-4: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Tableau II-5 : Variation du débit horaire pour la commune d'El flaye :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=2542.18m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	25.42	01	25.42
1--2	01	25.42	02	50.84
2--3	01	25.42	03	76.27
3--4	01	25.42	04	101.69
4--5	02	50.84	06	152.53
5--6	03	76.27	09	228.80
6--7	05	127.11	14	355.91
7--8	6.5	165.24	20,5	521.15
8--9	6.5	165.24	27	686.39
9--10	5.5	139.82	32,5	826.21
10--11	4.5	114.40	37	940.61
11--12	5.5	139.82	42,5	1080.43
12--13	07	177.95	49,5	1258.38
13--14	07	177.95	56,5	1436.33
14--15	5.5	139.82	62	1576.15
15--16	4.5	114.40	66,5	1690.55
16--17	05	127.11	71,5	1817.66
17--18	6.5	165.24	78	1982.90
18--19	6.5	165.24	84,5	2148.14
19--20	5.0	127.11	89,5	2275.25
20--21	4.5	114.40	94	2389.65
21--22	03	76.27	97	2465.91
22--23	02	50.84	99	2516.76
23--24	01	25.42	100,00	2542.18
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d'El flaye est de **177.95 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-6 : Variation du débit horaire pour la commune de Tibane :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=1999.30m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	19.99	01	19.99
1--2	01	19.99	02	39.99
2--3	01	19.99	03	59.98
3--4	01	19.99	04	79.97
4--5	02	39.99	06	119.96
5--6	03	59.98	09	179.94
6--7	05	99.97	14	279.90
7--8	6.5	129.95	20,5	409.86
8--9	6.5	129.95	27	539.81
9--10	5.5	109.96	32,5	649.77
10--11	4.5	89.97	37	739.74
11--12	5.5	109.96	42,5	849.70
12--13	07	139.95	49,5	989.65
13--14	07	139.95	56,5	1129.60
14--15	5.5	109.96	62	1239.57
15--16	4.5	89.97	66,5	1329.53
16--17	05	99.97	71,5	1429.50
17--18	6.5	129.95	78	1559.45
18--19	6.5	129.95	84,5	1689.41
19--20	5.0	99.97	89,5	1789.37
20--21	4.5	89.97	94	1879.34
21--22	03	59.98	97	1939.32
22--23	02	39.99	99	1979.31
23--24	01	19.99	100,00	1999.30
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Tibane est de **139.95 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-7 : Variation du débit horaire pour la commune de Tinebder :

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2298.19\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	22.98	01	22.98
1--2	01	22.98	02	45.96
2--3	01	22.98	03	68.95
3--4	01	22.98	04	91.93
4--5	02	45.96	06	137.89
5--6	03	68.95	09	206.84
6--7	05	114.91	14	321.75
7--8	6.5	149.38	20,5	471.13
8--9	6.5	149.38	27	620.51
9--10	5.5	126.40	32,5	746.91
10--11	4.5	103.42	37	850.33
11--12	5.5	126.40	42,5	976.73
12--13	07	160.87	49,5	1137.60
13--14	07	160.87	56,5	1298.48
14--15	5.5	126.40	62	1424.88
15--16	4.5	103.42	66,5	1528.30
16--17	05	114.91	71,5	1643.21
17--18	6.5	149.38	78	1792.59
18--19	6.5	149.38	84,5	1941.97
19--20	5.0	114.91	89,5	2056.88
20--21	4.5	103.42	94	2160.30
21--22	03	68.95	97	2229.24
22--23	02	45.96	99	2275.21
23--24	01	22.98	100,00	2298.19
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Tinebder est de **160.87 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-8 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi-ayad:

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2140.32\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	21.40	01	21.40
1--2	01	21.40	02	42.81
2--3	01	21.40	03	64.21
3--4	01	21.40	04	85.61
4--5	02	42.81	06	128.42
5--6	03	64.21	09	192.63
6--7	05	107.02	14	299.64
7--8	6.5	139.12	20,5	438.77
8--9	6.5	139.12	27	577.89
9--10	5.5	117.72	32,5	695.60
10--11	4.5	96.31	37	791.92
11--12	5.5	117.72	42,5	909.64
12--13	07	149.82	49,5	1059.46
13--14	07	149.82	56,5	1209.28
14--15	5.5	117.72	62	1327.00
15--16	4.5	96.31	66,5	1423.31
16--17	05	107.02	71,5	1530.33
17--18	6.5	139.12	78	1669.45
18--19	6.5	139.12	84,5	1808.57
19--20	5.0	107.02	89,5	1915.59
20--21	4.5	96.31	94	2011.90
21--22	03	64.21	97	2076.11
22--23	02	42.81	99	2118.92
23--24	01	21.40	100,00	2140.32
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Sidi-ayad est de **149.82 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-9 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni-Djellil:

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=3080.69m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	01	30.81	01	30.81
1--2	01	30.81	02	61.61
2--3	01	30.81	03	92.42
3--4	01	30.81	04	123.23
4--5	02	61.61	06	184.84
5--6	03	92.42	09	277.26
6--7	05	154.03	14	431.30
7--8	6.5	200.24	20,5	631.54
8--9	6.5	200.24	27	831.79
9--10	5.5	169.44	32,5	1001.22
10--11	4.5	138.63	37	1139.86
11--12	5.5	169.44	42,5	1309.29
12--13	07	215.65	49,5	1524.94
13--14	07	215.65	56,5	1740.59
14--15	5.5	169.44	62	1910.03
15--16	4.5	138.63	66,5	2048.66
16--17	05	154.03	71,5	2202.69
17--18	6.5	200.24	78	2402.94
18--19	6.5	200.24	84,5	2603.18
19--20	5.0	154.03	89,5	2757.22
20--21	4.5	138.63	94	2895.85
21--22	03	92.42	97	2988.27
22--23	02	61.61	99	3049.88
23--24	01	30.81	100,00	3080.69
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Beni-Djellil est de **215.65 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II-10 : Variation du débit horaire pour la commune d' Ouzzelaguen:

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=8978.11m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	134.67	1,5	134.67
1--2	1.5	134.67	3	269.34
2--3	1.5	134.67	4,5	404.01
3--4	1.5	134.67	6	538.69
4--5	2.5	224.45	8,5	763.14
5--6	3.5	314.23	12	1077.37
6--7	4.5	404.01	16,5	1481.39
7--8	5.5	493.80	22	1975.18
8--9	6.25	561.13	28,25	2536.32
9--10	6.25	561.13	34,5	3097.45
10--11	6.25	561.13	40,75	3658.58
11--12	6.25	561.13	47	4219.71
12--13	05	448.91	52	4668.62
13--14	05	448.91	57	5117.52
14--15	5.5	493.80	62,5	5611.32
15--16	06	538.69	68,5	6150.01
16--17	06	538.69	74,5	6688.69
17--18	5.5	493.80	80	7182.49
18--19	05	448.91	85	7631.39
19--20	4.5	404.01	89,5	8035.41
20--21	04	359.12	93,5	8394.53
21--22	03	269.34	96,5	8663.88
22--23	02	179.56	98,5	8843.44
23--24	1.5	134.67	100,00	8978.11
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' Ouzzelaguen est de **561.13m³/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II-11 : Variation du débit horaire pour la commune de Seddouk :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=8130.10m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	121.95	1,5	121.95
1--2	1.5	121.95	3	243.90
2--3	1.5	121.95	4,5	365.85
3--4	1.5	121.95	6	487.81
4--5	2.5	203.25	8,5	691.06
5--6	3.5	284.55	12	975.61
6--7	4.5	365.85	16,5	1341.47
7--8	5.5	447.16	22	1788.62
8--9	6.25	508.13	28,25	2296.75
9--10	6.25	508.13	34,5	2804.88
10--11	6.25	508.13	40,75	3313.02
11--12	6.25	508.13	47	3821.15
12--13	05	406.51	52	4227.65
13--14	05	406.51	57	4634.16
14--15	5.5	447.16	62,5	5081.31
15--16	06	487.81	68,5	5569.12
16--17	06	487.81	74,5	6056.92
17--18	5.5	447.16	80	6504.08
18--19	05	406.51	85	6910.59
19--20	4.5	365.85	89,5	7276.44
20--21	04	325.20	93,5	7601.64
21--22	03	243.90	96,5	7845.55
22--23	02	162.60	98,5	8008.15
23--24	1.5	121.95	100,00	8130.10
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Seddouk est de **508.13m³/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-12 : Variation du débit horaire pour la commune de M'cisna:

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3138.10m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	47.07	1,5	47.07
1--2	1.5	47.07	3	94.14
2--3	1.5	47.07	4,5	141.21
3--4	1.5	47.07	6	188.29
4--5	2.5	78.45	8,5	266.74
5--6	3.5	109.83	12	376.57
6--7	4.5	141.21	16,5	517.79
7--8	5.5	172.60	22	690.38
8--9	6.25	196.13	28,25	886.51
9--10	6.25	196.13	34,5	1082.64
10--11	6.25	196.13	40,75	1278.78
11--12	6.25	196.13	47	1474.91
12--13	05	156.91	52	1631.81
13--14	05	156.91	57	1788.72
14--15	5.5	172.60	62,5	1961.31
15--16	06	188.29	68,5	2149.60
16--17	06	188.29	74,5	2337.88
17--18	5.5	172.60	80	2510.48
18--19	05	156.91	85	2667.39
19--20	4.5	141.21	89,5	2808.60
20--21	04	125.52	93,5	2934.12
21--22	03	94.14	96,5	3028.27
22--23	02	62.76	98,5	3091.03
23--24	1.5	47.07	100,00	3138.10
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de M'cisna est de **196.13m³/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-13 : Variation du débit horaire pour la commune d' Amalou :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3399.55m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	50.99	1,5	50.99
1--2	1.5	50.99	3	101.99
2--3	1.5	50.99	4,5	152.98
3--4	1.5	50.99	6	203.97
4--5	2.5	84.99	8,5	288.96
5--6	3.5	118.98	12	407.95
6--7	4.5	152.98	16,5	560.93
7--8	5.5	186.98	22	747.90
8--9	6.25	212.47	28,25	960.37
9--10	6.25	212.47	34,5	1172.84
10--11	6.25	212.47	40,75	1385.32
11--12	6.25	212.47	47	1597.79
12--13	05	169.98	52	1767.77
13--14	05	169.98	57	1937.74
14--15	5.5	186.98	62,5	2124.72
15--16	06	203.97	68,5	2328.69
16--17	06	203.97	74,5	2532.66
17--18	5.5	186.98	80	2719.64
18--19	05	169.98	85	2889.62
19--20	4.5	152.98	89,5	3042.60
20--21	04	135.98	93,5	3178.58
21--22	03	101.99	96,5	3280.57
22--23	02	67.99	98,5	3348.56
23--24	1.5	50.99	100,00	3399.55
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' Amalou est de **212.47 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-14 : Variation du débit horaire pour la commune de Bouhamza:

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3605.47m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	54.08	1,5	54.08
1--2	1.5	54.08	3	108.16
2--3	1.5	54.08	4,5	162.25
3--4	1.5	54.08	6	216.33
4--5	2.5	90.14	8,5	306.46
5--6	3.5	126.19	12	432.66
6--7	4.5	162.25	16,5	594.90
7--8	5.5	198.30	22	793.20
8--9	6.25	225.34	28,25	1018.55
9--10	6.25	225.34	34,5	1243.89
10--11	6.25	225.34	40,75	1469.23
11--12	6.25	225.34	47	1694.57
12--13	05	180.27	52	1874.84
13--14	05	180.27	57	2055.12
14--15	5.5	198.30	62,5	2253.42
15--16	06	216.33	68,5	2469.75
16--17	06	216.33	74,5	2686.08
17--18	5.5	198.30	80	2884.38
18--19	05	180.27	85	3064.65
19--20	4.5	162.25	89,5	3226.90
20--21	04	144.22	93,5	3371.11
21--22	03	108.16	96,5	3479.28
22--23	02	72.11	98,5	3551.39
23--24	1.5	54.08	100,00	3605.47
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Bouhamza est de **225.34m³/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-15 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi-aïch:

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=11792.98 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
0--1	1.5	176.89	1,5	176.89
1--2	1.5	176.89	3	353.79
2--3	1.5	176.89	4,5	530.68
3--4	1.5	176.89	6	707.58
4--5	2.5	294.82	8,5	1002.40
5--6	3.5	412.75	12	1415.16
6--7	4.5	530.68	16,5	1945.84
7--8	5.5	648.61	22	2594.46
8--9	6.25	737.06	28,25	3331.52
9--10	6.25	737.06	34,5	4068.58
10--11	6.25	737.06	40,75	4805.64
11--12	6.25	737.06	47	5542.70
12--13	05	589.65	52	6132.35
13--14	05	589.65	57	6722.00
14--15	5.5	648.61	62,5	7370.61
15--16	06	707.58	68,5	8078.19
16--17	06	707.58	74,5	8785.77
17--18	5.5	648.61	80	9434.38
18--19	05	589.65	85	10024.03
19--20	4.5	530.68	89,5	10554.72
20--21	04	471.72	93,5	11026.44
21--22	03	353.79	96,5	11380.23
22--23	02	235.86	98,5	11616.09
23--24	1.5	176.89	100,00	11792.98
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Sidi-aïch est de **737.06 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-16 : Variation du débit horaire pour la commune de Timezrit :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=10216.75 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	153.25	1,5	153.25
1--2	1.5	153.25	3	306.50
2--3	1.5	153.25	4,5	459.75
3--4	1.5	153.25	6	613.01
4--5	2.5	255.42	8,5	868.42
5--6	3.5	357.59	12	1226.01
6--7	4.5	459.75	16,5	1685.76
7--8	5.5	561.92	22	2247.69
8--9	6.25	638.55	28,25	2886.23
9--10	6.25	638.55	34,5	3524.78
10--11	6.25	638.55	40,75	4163.33
11--12	6.25	638.55	47	4801.87
12--13	05	510.84	52	5312.71
13--14	05	510.84	57	5823.55
14--15	5.5	561.92	62,5	6385.47
15--16	06	613.01	68,5	6998.47
16--17	06	613.01	74,5	7611.48
17--18	5.5	561.92	80	8173.40
18--19	05	510.84	85	8684.24
19--20	4.5	459.75	89,5	9143.99
20--21	04	408.67	93,5	9552.66
21--22	03	306.50	96,5	9859.16
22--23	02	204.34	98,5	10063.50
23--24	1.5	153.25	100,00	10216.75
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Timezrit est de **$638.55 \text{ m}^3/h$** et survient entre 8h et midi

Tableau II-17 : Variation du débit horaire pour la commune de Chemini :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=6035.95 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	90.54	1,5	90.54
1--2	1.5	90.54	3	181.08
2--3	1.5	90.54	4,5	271.62
3--4	1.5	90.54	6	362.16
4--5	2.5	150.90	8,5	513.06
5--6	3.5	211.26	12	724.31
6--7	4.5	271.62	16,5	995.93
7--8	5.5	331.98	22	1327.91
8--9	6.25	377.25	28,25	1705.16
9--10	6.25	377.25	34,5	2082.40
10--11	6.25	377.25	40,75	2459.65
11--12	6.25	377.25	47	2836.90
12--13	05	301.80	52	3138.69
13--14	05	301.80	57	3440.49
14--15	5.5	331.98	62,5	3772.47
15--16	06	362.16	68,5	4134.63
16--17	06	362.16	74,5	4496.78
17--18	5.5	331.98	80	4828.76
18--19	05	301.80	85	5130.56
19--20	4.5	271.62	89,5	5402.18
20--21	04	241.44	93,5	5643.61
21--22	03	181.08	96,5	5824.69
22--23	02	120.72	98,5	5945.41
23--24	1.5	90.54	100,00	6035.95
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Chemini est de **466,26 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-18 : Variation du débit horaire pour la commune de Souk oufella :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3529.34 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	52.94	1,5	52.94
1--2	1.5	52.94	3	105.88
2--3	1.5	52.94	4,5	158.82
3--4	1.5	52.94	6	211.76
4--5	2.5	88.23	8,5	299.99
5--6	3.5	123.53	12	423.52
6--7	4.5	158.82	16,5	582.34
7--8	5.5	194.11	22	776.45
8--9	6.25	220.58	28,25	997.04
9--10	6.25	220.58	34,5	1217.62
10--11	6.25	220.58	40,75	1438.21
11--12	6.25	220.58	47	1658.79
12--13	05	176.47	52	1835.26
13--14	05	176.47	57	2011.72
14--15	5.5	194.11	62,5	2205.84
15--16	06	211.76	68,5	2417.60
16--17	06	211.76	74,5	2629.36
17--18	5.5	194.11	80	2823.47
18--19	05	176.47	85	2999.94
19--20	4.5	158.82	89,5	3158.76
20--21	04	141.17	93,5	3299.93
21--22	03	105.88	96,5	3405.81
22--23	02	70.59	98,5	3476.40
23--24	1.5	52.94	100,00	3529.34
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Souk oufella est de **220.58 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-19 : Variation du débit horaire pour la commune d'Il-Maten:

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=4673.14 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	70.10	1,5	70.10
1--2	1.5	70.10	3	140.19
2--3	1.5	70.10	4,5	210.29
3--4	1.5	70.10	6	280.39
4--5	2.5	116.83	8,5	397.22
5--6	3.5	163.56	12	560.78
6--7	4.5	210.29	16,5	771.07
7--8	5.5	257.02	22	1028.09
8--9	6.25	292.07	28,25	1320.16
9--10	6.25	292.07	34,5	1612.23
10--11	6.25	292.07	40,75	1904.30
11--12	6.25	292.07	47	2196.38
12--13	05	233.66	52	2430.03
13--14	05	233.66	57	2663.69
14--15	5.5	257.02	62,5	2920.71
15--16	06	280.39	68,5	3201.10
16--17	06	280.39	74,5	3481.49
17--18	5.5	257.02	80	3738.51
18--19	05	233.66	85	3972.17
19--20	4.5	210.29	89,5	4182.46
20--21	04	186.93	93,5	4369.39
21--22	03	140.19	96,5	4509.58
22--23	02	93.46	98,5	4603.04
23--24	1.5	70.10	100,00	4673.14
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' Il-Maten est de **292.07 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-20 : Variation du débit horaire pour la commune d'Amizour :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=14843.71 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	222.66	1,5	222.66
1--2	1.5	222.66	3	445.31
2--3	1.5	222.66	4,5	667.97
3--4	1.5	222.66	6	890.62
4--5	2.5	371.09	8,5	1261.72
5--6	3.5	519.53	12	1781.25
6--7	4.5	667.97	16,5	2449.21
7--8	5.5	816.40	22	3265.62
8--9	6.25	927.73	28,25	4193.35
9--10	6.25	927.73	34,5	5121.08
10--11	6.25	927.73	40,75	6048.81
11--12	6.25	927.73	47	6976.54
12--13	05	742.19	52	7718.73
13--14	05	742.19	57	8460.91
14--15	5.5	816.40	62,5	9277.32
15--16	06	890.62	68,5	10167.94
16--17	06	890.62	74,5	11058.56
17--18	5.5	816.40	80	11874.97
18--19	05	742.19	85	12617.15
19--20	4.5	667.97	89,5	13285.12
20--21	04	593.75	93,5	13878.87
21--22	03	445.31	96,5	14324.18
22--23	02	296.87	98,5	14621.05
23--24	1.5	222.66	100,00	14843.71
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' Amizour est de **927.73 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-21 : Variation du débit horaire pour la commune de Semaoun :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=5380.75 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	80.71	1,5	80.71
1--2	1.5	80.71	3	161.42
2--3	1.5	80.71	4,5	242.13
3--4	1.5	80.71	6	322.85
4--5	2.5	134.52	8,5	457.36
5--6	3.5	188.33	12	645.69
6--7	4.5	242.13	16,5	887.82
7--8	5.5	295.94	22	1183.77
8--9	6.25	336.30	28,25	1520.06
9--10	6.25	336.30	34,5	1856.36
10--11	6.25	336.30	40,75	2192.66
11--12	6.25	336.30	47	2528.95
12--13	05	269.04	52	2797.99
13--14	05	269.04	57	3067.03
14--15	5.5	295.94	62,5	3362.97
15--16	06	322.85	68,5	3685.81
16--17	06	322.85	74,5	4008.66
17--18	5.5	295.94	80	4304.60
18--19	05	269.04	85	4573.64
19--20	4.5	242.13	89,5	4815.77
20--21	04	215.23	93,5	5031.00
21--22	03	161.42	96,5	5192.42
22--23	02	107.62	98,5	5300.04
23--24	1.5	80.71	100,00	5380.75
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Semaoun est de **336.30 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-22 : Variation du débit horaire pour la commune de Barbacha :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=6678.98 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	100.18	1,5	100.18
1--2	1.5	100.18	3	200.37
2--3	1.5	100.18	4,5	300.55
3--4	1.5	100.18	6	400.74
4--5	2.5	166.97	8,5	567.71
5--6	3.5	233.76	12	801.48
6--7	4.5	300.55	16,5	1102.03
7--8	5.5	367.34	22	1469.38
8--9	6.25	417.44	28,25	1886.81
9--10	6.25	417.44	34,5	2304.25
10--11	6.25	417.44	40,75	2721.68
11--12	6.25	417.44	47	3139.12
12--13	05	333.95	52	3473.07
13--14	05	333.95	57	3807.02
14--15	5.5	367.34	62,5	4174.36
15--16	06	400.74	68,5	4575.10
16--17	06	400.74	74,5	4975.84
17--18	5.5	367.34	80	5343.18
18--19	05	333.95	85	5677.13
19--20	4.5	300.55	89,5	5977.69
20--21	04	267.16	93,5	6244.85
21--22	03	200.37	96,5	6445.22
22--23	02	133.58	98,5	6578.80
23--24	1.5	100.18	100,00	6678.98
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Barbacha est de **417.44 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-23 : Variation du débit horaire pour la commune de Feraoun:

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}= 6118.32m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	91.77	1,5	91.77
1--2	1.5	91.77	3	183.55
2--3	1.5	91.77	4,5	275.32
3--4	1.5	91.77	6	367.10
4--5	2.5	152.96	8,5	520.06
5--6	3.5	214.14	12	734.20
6--7	4.5	275.32	16,5	1009.52
7--8	5.5	336.51	22	1346.03
8--9	6.25	382.40	28,25	1728.43
9--10	6.25	382.40	34,5	2110.82
10--11	6.25	382.40	40,75	2493.22
11--12	6.25	382.40	47	2875.61
12--13	05	305.92	52	3181.53
13--14	05	305.92	57	3487.44
14--15	5.5	336.51	62,5	3823.95
15--16	06	367.10	68,5	4191.05
16--17	06	367.10	74,5	4558.15
17--18	5.5	336.51	80	4894.66
18--19	05	305.92	85	5200.57
19--20	4.5	275.32	89,5	5475.90
20--21	04	244.73	93,5	5720.63
21--22	03	183.55	96,5	5904.18
22--23	02	122.37	98,5	6026.55
23--24	1.5	91.77	100,00	6118.32
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Feraoun est de **382.40 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-24 : Variation du débit horaire pour la commune d'El-Kseur :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=11792.98 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
0--1	1.5	176.89	1,5	176.89
1--2	1.5	176.89	3	353.79
2--3	1.5	176.89	4,5	530.68
3--4	1.5	176.89	6	707.58
4--5	2.5	294.82	8,5	1002.40
5--6	3.5	412.75	12	1415.16
6--7	4.5	530.68	16,5	1945.84
7--8	5.5	648.61	22	2594.46
8--9	6.25	737.06	28,25	3331.52
9--10	6.25	737.06	34,5	4068.58
10--11	6.25	737.06	40,75	4805.64
11--12	6.25	737.06	47	5542.70
12--13	05	589.65	52	6132.35
13--14	05	589.65	57	6722.00
14--15	5.5	648.61	62,5	7370.61
15--16	06	707.58	68,5	8078.19
16--17	06	707.58	74,5	8785.77
17--18	5.5	648.61	80	9434.38
18--19	05	589.65	85	10024.03
19--20	4.5	530.68	89,5	10554.72
20--21	04	471.72	93,5	11026.44
21--22	03	353.79	96,5	11380.23
22--23	02	235.86	98,5	11616.09
23--24	1.5	176.89	100,00	11792.98
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d' El-Kseur est de **737.06 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-25 : Variation du débit horaire pour la commune d'Oued-ghir :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7644.94 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	114.67	1,5	114.67
1--2	1.5	114.67	3	229.35
2--3	1.5	114.67	4,5	344.02
3--4	1.5	114.67	6	458.70
4--5	2.5	191.12	8,5	649.82
5--6	3.5	267.57	12	917.39
6--7	4.5	344.02	16,5	1261.42
7--8	5.5	420.47	22	1681.89
8--9	6.25	477.81	28,25	2159.70
9--10	6.25	477.81	34,5	2637.50
10--11	6.25	477.81	40,75	3115.31
11--12	6.25	477.81	47	3593.12
12--13	05	382.25	52	3975.37
13--14	05	382.25	57	4357.62
14--15	5.5	420.47	62,5	4778.09
15--16	06	458.70	68,5	5236.78
16--17	06	458.70	74,5	5695.48
17--18	5.5	420.47	80	6115.95
18--19	05	382.25	85	6498.20
19--20	4.5	344.02	89,5	6842.22
20--21	04	305.80	93,5	7148.02
21--22	03	229.35	96,5	7377.37
22--23	02	152.90	98,5	7530.27
23--24	1.5	114.67	100,00	7644.94
Total	100,00			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d'Oued-ghir est de **477.81 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Tableau II-26 : Variation du débit horaire pour la commune d'Akbou :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=21055.94 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	03	631.68	3	631.68
1--2	3.2	673.79	6,2	1305.47
2--3	2.5	526.40	8,7	1831.87
3--4	2.6	547.45	11,3	2379.32
4--5	3.5	736.96	14,8	3116.28
5--6	4.1	863.29	18,9	3979.57
6--7	4.5	947.52	23,4	4927.09
7--8	4.9	1031.74	28,3	5958.83
8--9	4.9	1031.74	33,2	6990.57
9--10	5.6	1179.13	38,8	8169.70
10--11	4.8	1010.69	43,6	9180.39
11--12	4.7	989.63	48,3	10170.02
12--13	4.4	926.46	52,7	11096.48
13--14	4.1	863.29	56,8	11959.77
14--15	4.2	884.35	61	12844.12
15--16	4.4	926.46	65,4	13770.58
16--17	4.3	905.41	69,7	14675.99
17--18	4.1	863.29	73,8	15539.28
18--19	4.5	947.52	78,3	16486.80
19--20	4.5	947.52	82,8	17434.32
20--21	4.5	947.52	87,3	18381.84
21--22	4.8	1010.69	92,1	19392.52
22--23	4.6	968.57	96,7	20361.09
23--24	3.3	694.85	100,00	21055.94
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune d'Akbou est de **1179.13 m^3/h** et survient entre 9h et 10h.

Tableau II-27 : Variation du débit horaire pour la commune de Béjaia :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=70336.66 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	3.35	2356.28	3.35	2356.28
1--2	3.25	2285.94	6.60	4642.22
2--3	3.3	2321.11	9.90	6963.33
3--4	3.2	2250.77	13.10	9214.10
4--5	3.25	2285.94	16.35	11500.04
5--6	3.4	2391.45	19.75	13891.49
6--7	3.85	2707.96	23.60	16599.45
7--8	4.45	3129.98	28.05	19729.43
8--9	5.2	3657.51	33.25	23386.94
9--10	5.05	3552.00	38.30	26938.94
10--11	4.85	3411.33	43.15	30350.27
11--12	4.6	3235.49	47.75	33585.76
12--13	4.6	3235.49	52.35	36821.24
13--14	4.55	3200.32	56.90	40021.56
14--15	4.75	3340.99	61.65	43362.55
15--16	4.7	3305.82	66.35	46668.37
16--17	4.65	3270.65	71.00	49939.03
17--18	4.35	3059.64	75.35	52998.67
18--19	4.4	3094.81	79.75	56093.49
19--20	4.3	3024.48	84.05	59117.96
20--21	4.3	3024.48	88.35	62142.44
21--22	4.20	2954.14	92.55	65096.58
22--23	3.75	2637.62	96.30	67734.20
23--24	3.7	2602.46	100,00	70336.66
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Béjaia est de **3657.51 m^3/h** et survient entre 8h et 9h.

ANNEXE IV

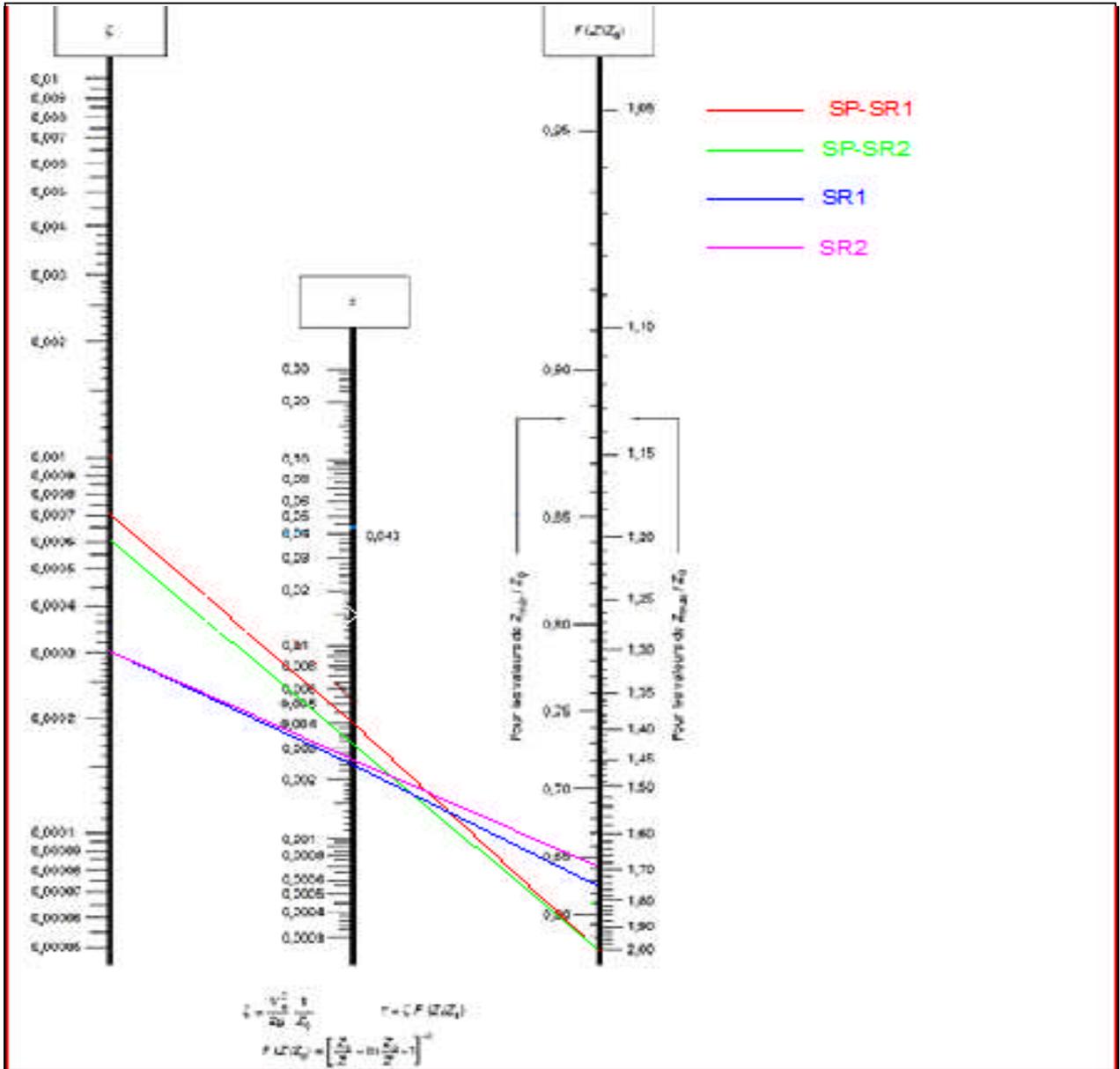
Tableau A4 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	12.1	13.2	14.3	15.5	15.8

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \text{gradient de perte de charge}$$

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe VI



Annexe VI-1: Abaque de VIBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air