

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du systeme de transfert pour l'alimentation en eau potable des agglomérartion en eau potable des agglomérations de Chadia et Ghariana a partir du barrage D'El Agrem (w. Jijel) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0039-13

APA Citation (APA توثيق):

Mezerreg, Yassine (2013). Etude du systeme de transfert pour l'alimentation en eau potable des agglomérartion en eau potable des agglomérations de Chadia et Ghariana a partir du barrage D'El Agrem (w. Jijel)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME DE TRANSFERT POUR
L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES
AGGLOMERATIONS DE CHADIA ET GHARIANA A
PARTIR DU BARRAGE D'EL-AGREM (W.JIJEL)**

Présenté par :

M^r MEZERREG Yassine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r B.SALAH	Professeur	Président
M ^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
Mr M.BOUKHELIFA	M.A.B	Promoteur

septembre-2013

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu, le tout puissant miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail. En second lieu, je tiens à remercier mon encadreur Mr BOUKHELIFA, pour son aide durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie aussi M^r M.ABATCHA, et M^r R.MAZOUAD pour avoir mis à ma disposition ses documentations et ses précieux conseils.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes.....

Dédicace

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne toujours, et que Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

Dédicace à :

- Mes frères, mes sœurs, et toute ma famille à qui je dois beaucoup à chaque nombre d'eux.*
- Ma cousine Houda, et mon ami Ishak qui m'ont bien aidé à accomplir ce travail.*
- Mes très chers amis : Mohamed, Khobab, Bilel, Adel, Amin, Oussama, zinou,*
- Tous (tes) mes collègues et mes amis de l'ENSH et de la cité 3.*

A tous ceux qui me sont chers....

Yassine.M

الملخص:

الهدف من هذا العمل هو انشاء نظام تحويل للمياه و الذي يعتبر عنصر اساسي من اجل تلبية الاحتياجات المتزايدة للمنطقتين الشادية و الغريانة بواسطة سد العقرم و محاذاة لمحطة معالجة المياه. هاتين المنطقتين المتواجدين بالقرب من السد قد عرفتا تطورا ملحوظا في الكثافة السكانية و بالمقابل فان نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب يعرف اضطرابات كبيرة و لذلك فقد اصبح من الضروري التكفل و تلبية احتياجات المنطقتين بالمياه الصالحة للشرب.

Résumé :

Notre travail consiste à dimensionner un système de transfert qui est un élément indispensable dans la satisfaction des besoins croissants des agglomérations de Chadia et Ghariana, à partir du barrage d'El-Agrem et par l'assiste d'une station de traitement. Cette région qui environne le barrage à connu un développement considérable en matières d'habitats. Par ailleurs la distribution d'eau potable connaît d'énormes perturbations, ou il est nécessaire d'y remédier afin d'assurer l'alimentation en eau potable de cette population.

Abstract:

Our work consists in dimensioning a construct of transfer that is an indispensable element in the satisfaction of needs of the city of Chadia and Ghariana from El-Agrem's dam and presence of station of traitement. This area which is close to El-Agrem's dam has known a big developpement in number of population. However, a perturbation has been known in the distribution system, so it is necessary to study this population.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude.

Introduction :.....	1
I.1. Aperçu historique de la wilaya de JIJEL.....	1
I.2. Situation géographique :.....	1
I.3. Situation topographique :.....	2
I.4. Situation morphologique:.....	2
I.5. Situation géologique :.....	3
I.6. Aperçu tectonique :.....	4
I.7. Situation climatique :.....	5
a. Précipitations :.....	5
b. Température de l'air :.....	6
c. L'aridité :.....	6
d. Les vents dominants :.....	7
e. Précipitation solide :.....	7
f. Type d'érosion :.....	7
I.8. Situation hydraulique :.....	8
a. Sources souterrains :.....	8
a. Sources superficielles :.....	9
I.9. Présentation des différents ouvrages constituant notre transfert.....	10
Conclusion :.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

Introduction :.....	13
II.1. Etude démographique :.....	13
II.2. Détermination de la consommation moyenne journalière :.....	14
II.2.1. Différents types de consommateurs :.....	14
II.2.2. Choix de la dotation :.....	14
II.2.3. Besoins domestiques actuelle :.....	14
II.2.4. Besoins administratifs actuels :.....	15
II.2.5. Besoins scolaires actuels :.....	15
II.2.6. Besoins sanitaires actuels :.....	16
II.2.7. Besoins commerciaux actuels :.....	16
II.2.8. Besoins culturels et sportifs actuels :.....	17
II.2.9. Récapitulation de la consommation moyenne journalière actuelle :.....	17
II.2.10. Besoins d'équipement à court, moyen et long terme :.....	18
II.2.11. Récapitulation des besoins en eau totaux :.....	18

II.3. Etude des variations des débits journaliers :.....	19
II.3.1. Coefficients d'irrégularité journalière :.....	19
II.3.2. Consommation maximale journalière :.....	19
II.3.3. Consommation minimale journalière :.....	19
II.4. Etude des variations des débits horaires :.....	20
II.4.1. Débit moyen horaire :.....	20
II.4.2. Coefficients d'irrégularité horaires :.....	21
II.4.3. Débit maximum horaire :.....	21
II.4.4. Débit minimal horaire :.....	21
II.4.5. Evaluation de la consommation par tranche horaire:.....	22
Conclusion :.....	28
Chapitre III : Etude de conception du système de transfert.	
Introduction :.....	29
III.1. Type d'adduction :.....	29
• Adduction gravitaire :.....	29
• Adduction par refoulement :.....	29
• Adduction mixte :.....	29
III.2. Critères de choix de tracé :.....	29
III.3. Choix du matériau de la conduite :.....	29
a. Sur le plan technique :.....	29
b. Sur le plan économique :.....	30
• Conduite en Fonte ductile :.....	30
• Conduite en Acier :.....	30
• Conduite en PEHD :.....	30
• Conduite en Amiante Ciment :.....	31
III.4. Calcul hydraulique :.....	31
III.4.1. Cas de refoulement :.....	31
III.4.2. Cas gravitaire :.....	32
III.5. Caractéristiques de l'adduction :.....	33
III.5.1. Hauteur manométrique totale :.....	33
III.5.2. Puissance de la pompe :.....	33
III.5.3. Energie consommée par la pompe :.....	34
III.5.4. Dépense annuelle de l'énergie :.....	34
III.6. Proposition des variantes :.....	34
• Variante N°1 :.....	34
• Variante N°2:.....	35
• Variante N°3 :.....	37
III.7. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisi :.....	38
A. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :.....	38

B. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :.....	43
C. Dimensionnement de l'adduction mixte gravitaire-refoulement :.....	44
Conclusion :.....	53
Chapitre IV : Etude de conception des ouvrages annexes.	
Introduction :.....	54
IV.1. Etude des ouvrages de stockage :.....	54
IV.1. 1. Présentation des réservoirs existants :.....	54
- Classification des réservoirs :.....	54
- Equipement d'un réservoir :.....	54
- Traversée des conduites dans les parois de la cuve :.....	55
IV.1. 2. Analyse de la capacité de stockage :.....	55
a. Réservoir de distribution :.....	55
b. Réservoir tampon :.....	56
• Analyse de la capacité de stockage du réservoir Bouhleb :.....	57
• Analyse de la capacité de stockage du réservoir Chadia :.....	58
• Analyse de la capacité de stockage du réservoir Ghariana :.....	59
• Analyse de la capacité de stockage des bâches d'eau projetée :.....	60
IV.2. Etude de pompage :.....	61
IV.2.1. Principe de fonction d'une pompe :.....	61
• Choix du type de pompe :.....	61
• Exigences principales soumis à la station de pompage :.....	62
• Choix de l'emplacement de la station de pompage :.....	62
• Couplage des pompes :.....	62
• Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :.....	62
• Equipement en amont de la pompe :.....	63
• Equipement en aval de la pompe :.....	63
• Choix du nombre de pompes de secours :.....	63
• Choix du nombre des pompes :.....	63
IV.2.2. Dimensionnement de la station de pompage :.....	64
• Station de pompage :.....	64
• Station de reprise N°1 :.....	68
• Station de reprise N°2 :.....	73
• Station de reprise N°3 :.....	77
IV.3. Protection de la conduite contre le phénomène transitoire :.....	81
• Causes de coup de bélier :.....	81
• Risques dues aux coups de bélier :.....	81
• Les remèdes :.....	81

IV.3.1. Coupe de bélier dans les conduites de refoulement :.....	82
a. Analyse physique :.....	82
b. Dépression :.....	84
c. Surpression :.....	85
d. Dispositif de protection d'une conduite de refoulement :.....	85
e. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :.....	86
• Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.P-S.R 1 :.....	86
• Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.R 1-R Bouhlel :.....	88
• Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.R 2-S.R 3 :.....	89
• Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.R 3-R Ghariana :.....	91
IV.3.2. Coupe de bélier dans les conduites gravitaire :.....	92
• Analyse physique :.....	92
• Protection de la conduite gravitaire R Bouhlel-R Chadia :.....	94
• Protection de la conduite gravitaire R Bouhlel-S.R 2 :.....	94
IV.4. Pose de canalisation :.....	95
a. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :.....	98
b. Pose de canalisation dans un terrain en pente :.....	98
c. Traversée de la voie express :.....	98
IV.5. Les accessoires du système de transfert :.....	98
Conclusion :.....	100
Chapitre V : Estimation quantitative et financière du nouveau système du transfert.	
Introduction :.....	101
V.1. Estimation quantitatif de nouveau système de transfert :.....	101
V.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :.....	101
V.1.2. Travaux concernant l'adduction :.....	101
V.1.3. Calcul des volumes des travaux :.....	102
V.2. Estimation financière de nouveau système de transfert :.....	106
V.2.1. Devis estimatif des travaux :.....	106
V.2.2. Devis estimatif de pose des conduites :.....	106
V.2.3. Devis estimatif des accessoires :.....	106
V.2.4. Devis estimatif des pompes :.....	109
V.2.5. Devis total d nouveau système de transfert :.....	109
Conclusion :.....	109
Conclusion générale.	
Bibliographie.	

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : Coordonnées des stations d'El-Agrem et de Texenna.....	5
Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	5
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la température.....	6
Tableau I.4 : Enneigement dans l'agglomération de Ghariana.....	7
Tableau I.5 : Caractéristiques des forages Oued EL-Mancha.....	8
Tableau I.6 : Liste des barrages de la wilaya de Jijel.....	9
Tableau I.7 : Caractéristiques du barrage EL-Agrem Jijel.....	10
Tableau I.8 : Caractéristiques de la station de pompage El-Agrem.....	11
Tableau I.9 : Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

Tableau II.1 : Evaluation de la population des agglomérations.....	13
Tableau II.2 : Dotation au niveau de différente agglomération.....	14
Tableaux II.3: Estimation des besoins moyens domestiques.....	15
Tableau II.4 : Estimation des besoins moyens administratifs.....	15
Tableau II.5 : Estimation des besoins moyens scolaires.....	16
Tableau II.6 : Estimation des besoins moyens sanitaires.....	16
Tableau II.7 : Estimation des besoins moyens commerciaux.....	16
Tableau II.8: Estimation des besoins moyen culturels et sportifs.....	17
Tableau II.9: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière Actuel.....	17
Tableau II.10: Estimation des besoins moyens à l'horizon moyen et long terme.....	18
Tableau II.11: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	18
Tableau II.12 : Consommation maximale et minimale dans les différents horizons.....	20
Tableau II.13 : Variation du coefficient β_{\max}	21
Tableau II.14 : Variation du coefficient β_{\min}	21
Tableau II.15 : Consommation maximale et minimale dans les différents horizons.....	22
Tableau II.16 : Répartition horaire du débit maximale journalier en pourcentage.....	23
Tableau II.17 : Répartition horaire du débit à l'horizon actuel.....	24
Tableau II.19 : Débit maximum et minimum horaire aux différents horizons.....	25

Chapitre III : Etude de conception du système de transfert.

Tableau III.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	34
Tableau III.2 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1.....	35

Tableau III.3 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°1	35
Tableau III.4 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2.....	36
Tableau III.5 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°2.....	36
Tableau III.6 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°3.....	37
Tableau III.7 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°3.....	37
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats aperçus.....	38
Tableau III.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	40
Tableau III.10 : Calcul des frais d'investissement.....	40
Tableau III.11 : Calcul des frais d'exploitation.....	41
Tableau III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	41
Tableau III.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	42
Tableau III.14 : Calcul des frais d'amortissement.....	42
Tableau III.15 : Calcul des frais d'exploitation.....	42
Tableau III.16 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	42
Tableau III.17 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.....	45
Tableau III.18 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.....	46
Tableau III.19 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.....	46
Tableau III.20 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.....	47
Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés pour les deux parties.....	49
Tableau III.22 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	50
Tableau III.23 : Calcul des frais d'investissement.....	51
Tableau III.24 : Calcul des frais d'exploitation.....	51
Tableau III.25 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	51
Tableau III.26 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	52
Tableau III.27 : Calcul des frais d'investissement.....	52
Tableau III.28 : Calcul des frais d'exploitation.....	52
Tableau III.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	52
Tableau III.30 : Tableau récapitulatif de différentes parties de transfert.....	53
Chapitre IV : Etude de conception des ouvrages annexes.	
Tableau IV.1 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existantes.....	54
Tableau IV.2: Détermination de la capacité du stockage réservoir de Bouhlel.....	57
Tableau IV.3 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.....	58
Tableau IV.4: Calcul du volume total de stockage à long terme.....	58
Tableau IV.5 : Bilan de stockage.....	58

Tableau IV.6 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.....	58
Tableau IV.7: Calcul du volume total de stockage à long terme.....	58
Tableau IV.8 : Bilan de stockage.....	59
Tableau IV.9 : Détermination de la capacité du stockage réservoir de Ghariana.....	59
Tableau IV.10 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.....	59
Tableau IV.11 : Calcul du volume total de stockage à long terme.....	60
Tableau IV.12 : Bilan de stockage.....	60
Tableau IV.13 : Choix du nombre et type de la pompe.....	64
Tableau IV.14 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.....	66
Tableau IV.15 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	68
Tableau IV.16 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	68
Tableau IV.17 : Choix du nombre et type de la pompe.....	68
Tableau IV.18 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.....	71
Tableau IV.19 : Choix du nombre et type de la pompe.....	73
Tableau IV.20 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.....	75
Tableau IV.21 : Choix du nombre et type de la pompe.....	77
Tableau IV.22 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.....	79
Tableau IV.23 : Tableau du profile en long.....	87
Tableau IV.24 : Tableau du profile en long.....	88
Tableau IV.25 : Tableau du profile en long.....	90
Tableau IV.26 : Tableau du profile en long.....	91
Chapitre V : Estimation quantitave et financière du nouvau systèmede du transfert.	
Tableau V.1: Calcul du la hauteur des stations de pompage.....	102
Tableau V.2: Calcul du la longueur des stations de pompage.....	102
Tableau V.3: Calcul du volume du béton et sable pour la station de pompage.....	104
Tableau V.4 : Les volumes des conduites.....	105
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des volumes des travaux.....	105
Tableau V.6: Tableau récapitulatif de devis des travaux.....	106
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif de devis de pose des conduites.....	106
Tableau V.8 : Devis des coudes à 45°.....	106
Tableau V.9 : Devis des coudes à 90°.....	107
Tableau V.10 : Devis des vannes.....	107
Tableau V.11 : Devis des ventouses.....	107
Tableau V.12 : Devis des clapets.....	107

Tableau V.13 : Devis des crépines.....	107
Tableau V.14 : Devis des cônes.....	108
Tableau V.15 : Devis des manchonnes.....	108
Tableau V.16 : Devis des compteurs.....	108
Tableau V.17 : Devis des joints.....	108
Tableau V.18 : Tableau récapitulatif de devis total des accessoires.....	109
Tableau V.19 : Tableau récapitulatif de devis des pompes et réservoirs d'air.....	109
Tableau V.20 : Tableau récapitulatif de devis total.....	109

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de Jijel.....	2
Figure I.2 : Carte des pentes de la commune de Jijel et Kaous.....	3
Figure I.3 : Carte lithographique de la zone d'étude.....	4
Figure I.4 : Coup sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.....	4
Figure I.5 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel.....	6
Figure I.6 : Schéma synoptique de système d'AEP actuel.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

Figure II.1 : Diagramme de consommation de l'agglomération Kaous.....	26
Figure II.2 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Kaous.....	26
Figure II.3 : Diagramme de consommation de l'agglomération Chadia.....	26
Figure II.4 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Chadia.....	27
Figure II.5 : Diagramme de consommation de l'agglomération Ghriana.....	27
Figure II.6 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Ghriana.....	27
Figure II.7 : Diagramme de consommation de l'agglomération Bouhlel.....	28
Figure II.8 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Bouhlel.....	28

Chapitre III : Etude de conception du système de transfert.

Figure III.1 : Schéma explicatif de la variante.....	35
Figure III.2 : Schéma explicatif de la variante.....	36
Figure III.3 : Schéma explicatif de la variante.....	37
Figure III.4 : Courbe d'optimisation des frais.....	41
Figure III.5 : Courbe d'optimisation des frais.....	43
Figure III.6 : Courbe d'optimisation des frais.....	51
Figure III.7 : Courbe d'optimisation des frais.....	53

Chapitre IV : Etude de conception des ouvrages annexes.

Figure IV.1 : Photo représentative d'une pompe centrifuge.....	61
Figure IV.2 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.....	65
Figure IV.3 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.....	66
Figure IV.4 : Dimensionnement de la pompe choisit.....	68
Figure IV.5 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°1.....	70
Figure IV.6 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.....	71
Figure IV.7 : Dimensionnement de la pompe choisit.....	72
Figure IV.8 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°1.....	74

Figure IV.9 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.....	75
Figure IV.10 : Dimensionnement de la pompe choisit.....	76
Figure IV.11 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°3.....	78
Figure IV.12 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.....	79
Figure IV.13 : Dimensionnement de la pompe choisit.....	80
Figure IV.14 : Etape d'un cycle de variation de pression.....	83
Figure IV.15 : Superposition du profil en long sur l'enveloppe des dépressions absolues.....	84
Figure IV.16 : Profil en long absolu.....	87
Figure IV.17 : Profil en long absolu.....	89
Figure IV.18 : Profil en long absolu.....	90
Figure IV.19 : Profil en long absolu.....	92
Figure IV.20 : Etape d'un cycle de variation de pression.....	93

Liste des planches

Planche I : Tracé de la variante projetée à partir du plan de masse.

Planche II : Profil en long de l'adduction de refoulement S.P-R Bouhlel.

Planche III : Profil en long de l'adduction gravitaire R Bouhlel-R Chadia.

Planche IV : Profil en long de l'adduction mixte R Bouhlel-R Ghariana.

Planche V : Plan de la station de pompage.

Planche VI : Planche de pose de canalisation.

Planche VII : Planche des accessoires.

Liste des annexes

Annexe I : Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD.

Annexe II : Normalisation des volumes des réservoirs d'air anti bélier.

Annexe III : Abaques de PUECH et MEUNIER.

Annexe IV : Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU.

Annexe V : Installation pour la protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.

Introduction générale :

Les ressources en eau, leur disponibilité et leur gestion, la potabilité de l'eau et la pollution sont des questions qui se posent en permanence. Cette matière limitée, coûteuse à produire et à distribuer était toujours la priorité de l'être humain dans sa vie, son développement et son confort, elle consiste à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique à l'aménagement de territoire, à la répartition de la population, à l'urbanisation et aux activités économique.

Constamment, les concurrences s'aiguisent entre les différents utilisateurs de l'eau en raison des besoins domestique, publique, industrielle et agricole qui s'étaient accrus considérablement alors que le stock d'eau disponible était gravement dénaturé par les phénomènes de rareté et de la pollution qui menacent cette source précieuse.

Aujourd'hui, l'état Algérien a pris, la protection et restauration de la qualité des ressources en eau, comme une préoccupation majeure afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et lutter contre le problème de l'insuffisance de l'eau, dans le but de satisfaire sa demande croissante.

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise l'Algérie, qui se bas essentiellement sur la réserve atmosphérique, et devant une telle situation de surexploitation des nappes et mal répartition des eaux, le pays s'engage dans un vaste programme de réalisation des barrages pour mieux mobiliser les apports hydriques, et pour permettre aux nappes de se reposer.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons présenter l'étude d'un système de transfert pour alimenter en eau potable les agglomérations de Chadia et Ghariana et les petites agglomérations environne à partir du barrage d'El-Agrem sise au niveau de l'agglomération Chadia et par l'assiste d'une station de traitement qui assure la qualité de l'eau potable, et d'un ensemble des réservoirs situés au niveau des agglomérations concernées.

Chapitre

I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Il sera question dans ce chapitre de traiter la localisation de notre zone d'étude, ainsi que ses caractéristiques topographiques, morphologiques, géologiques et climatiques notamment la situation hydraulique de la zone et de présenter les différents ouvrages existants et nécessaires pour assurer le transfert d'eau à partir du barrage EL-AGREM vers les agglomérations concernées.

I.1) Aperçu historique sur la wilaya de Jijel : (*Histoire de christianisme en Afrique*)

La région de Jijel ou Igilgili est peuplée par les tribus Berbères appelées les Kutama. Vers le Xe siècle avant l'ère chrétienne, les Phéniciens, s'installent à Jijel où ils fondent un comptoir pour leur commerce. Au Ve siècle avant J.-C. les Romains occupent la petite cité phénico-berbère, Il s'ensuit la destruction de la ville par les Vandales en 429, qui arrivaient d'Espagne et traversèrent toute l'Afrique romaine, jusqu'au Royaume vandale. Par la suite, la ville fut prise en 533 par les Byzantins, et vers 650, les premiers cavaliers de l'Islam firent leur apparition. De nombreuses dynasties ont pris le pouvoir pendant cette période dont : Kairouan, les Aghlabides, les Fatimides, les Zirides, les Hammadides et les Almohades. Durant cette période la ville a connu une grande évolution dans les différents domaines de vie.

Le 13 mai 1839, les troupes françaises s'emparèrent de la ville. Les émissaires de l'Émir Abdelkader bien accueillis, furent suivis par toute la population de la région. En 1856, un tremblement de terre suivi d'un tsunami frappa la ville, mais seules deux femmes et trois enfants périrent dans la catastrophe. La vieille cité marquée par plus de 20 siècles d'histoire fut détruite. Aujourd'hui, comme l'une des villes les plus touristiques du pays, grâce à ses immenses plages et la richesse de sa nature, la wilaya de Jijel, à la suite le découpage administratif de 1974, est composée de 28 communes regroupées en 11 daïra.

I.2) Situation géographique :

La wilaya de Jijel est située au nord est de l'Algérie, une des principales villes du pays Kutama et de la petite Kabylie, elle est un port sur la mer Méditerrané avec une façade maritime de 120 Km, et accessible par la route nationale N°43, qui la traverse du l'est à l'ouest, dont elle est distante d'environ 390 Km de la capitale Alger. Elle est limitée à l'ouest par la Wilaya de Béjaïa, à l'est par la Wilaya de Skikda, au sud-ouest la wilaya de Sétif, au sud par la Wilaya de Mila et enfin au sud-est par la Wilaya de Constantine.



Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de Jijel.

Notre zone d'étude est classée parmi les régions secondaires, elle s'étend sur deux communes Kaous et Texsenna qui se trouvent au sud du chef lieu de la Wilaya, dont son aire s'étale, sur un ensemble des agglomérations qui vont être bénéficiés de notre projet :

- CHADDIA : (Bouhlel, Ayaicha et Touafra).
- KAOUS.
- GHARIANA: (Metlatine).

Cette région qui environne le barrage a connu un développement considérable en matière d'habitats. Par ailleurs la distribution d'eau potable connaît d'énormes perturbations, il devient donc nécessaires de se préoccuper de l'alimentation en eau de cette population.

I.3) Situation topographique :

La topographie joue un rôle important sur la conception de tout système hydraulique, ou son schéma peut varier d'un terrain à l'autre. Notre zone d'étude repose sur un sol montagneux accidenté, où le terrain prend une légère variation d'altitude progressivement du Nord vers le Sud, tel que, la partie la plus basse est située au niveau de la station de traitement avec une altitude de 50 m. La partie culminante est située au niveau de l'agglomération de Ghariana avec une cote de 540 m dont le relief reliant les deux parties est accidenté mais il respecte une uniformité de pente dirigée de Nord vers le Sud, on remarque que l'agglomération Chadia se trouve à une altitude moyenne de 130 m.

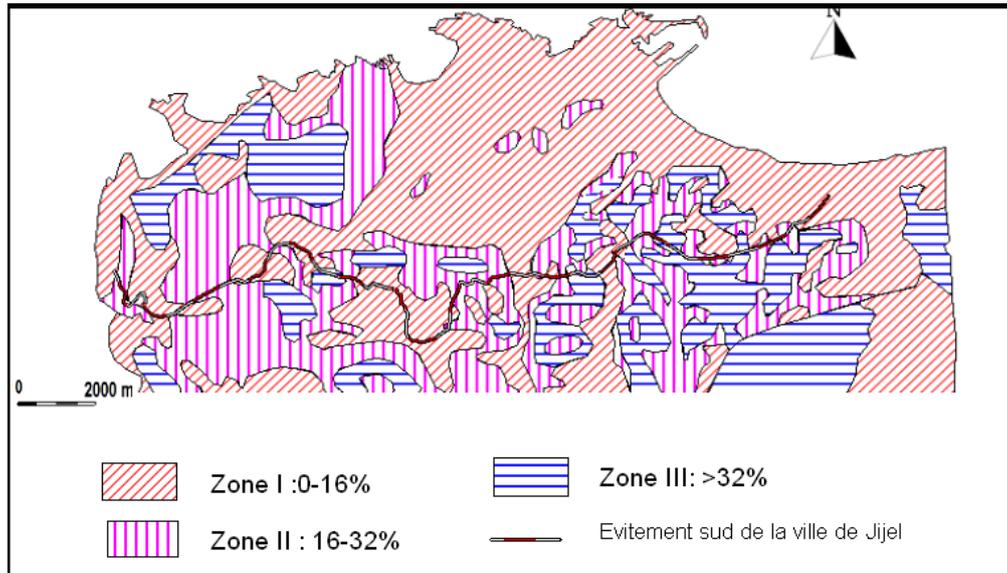
I.4) Situation morphologique:

Sur le territoire de notre zone d'étude on peut distinguer trois types de morphologies du Nord au Sud :

- Zones basses ou plaine littorale.
- Les monticules alignés à l'Est et l'Ouest et au centre de territoire.

- Les ravinements collinaires au Sud.

La région présente des terrains pentés dans le sens Sud-Nord avec des pentes variant entre $3,25^\circ$ et $35,42^\circ$ d'un endroit à l'autre.



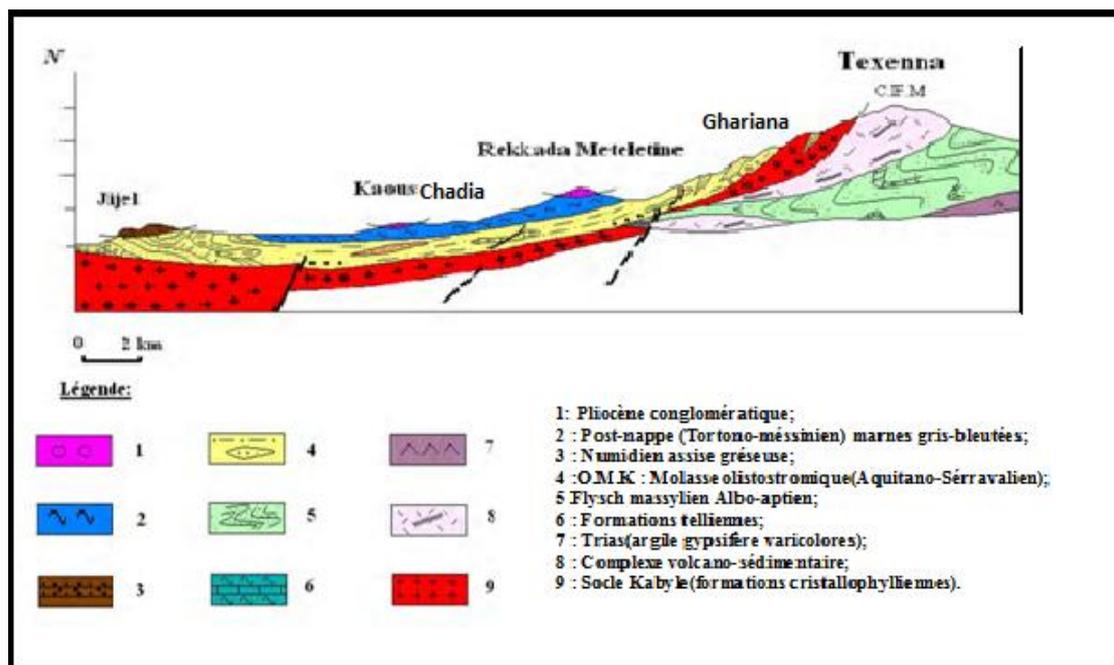
(Source : Vila, J.M, 1981)

Figure I.2 : Carte des pentes de la commune de Jijel et kaous.

I.5) Situation géologique :

D'après les données des sondages réalisés par le laboratoire AICHE GEO-SOL au niveau du site étudié, les différentes formations géologiques de site sont constituées essentiellement par les dépôts de Néogène du Moi-Plio-Quaternaire pour la région de Chadia et Kaous, et les formations des terrasses anciennes pliocènes et les formations Olistostromiques d'âge Aquitano-Serravalien ce qui concerne la région de Ghariana.

- **Formations de Néogène du Moi-Plio-Quaternaire :** leur disposition structurale est la suivante de haut vers le bas :
 - Une couche de couverture de limons sableux à argileux ou sable limoneux renfermant parfois des blocs d'épaisseur variable de 0,5 à 1,5 m.
 - Une couche d'argile sableuse d'épaisseur de 1 à 4 m.
- **Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle :** reposant en discordance sur les formations du socle Kabyle, elles sont représentées essentiellement par des grès en petits bancs, glauconieux et ferrugineux, alternant avec des argiles et des marnes vertes.
- **Les formations d'olistostromes :** elles sont représentées par des blocs de flyschs grès Albien de Guerrouch.



(Source : Vila, J.M, 1981)

Figure I.3 : Carte lithographique de la zone d'étude.

I.6) Aperçu tectonique :

En se basant sur le modèle des règles parasismiques Algériennes RPA (version 2003) le territoire Algérien est subdivisé en quatre zones de sismicité décroissante : Zone 0 : Séismicité négligeable, zone IIa : Séismicité faible, zone I : Séismicité moyennement faible, zone IIb : Séismicité moyenne, zone III : Séismicité forte. La région de Jijel est classée dans la zone de sismicité moyennement faible (zone I).

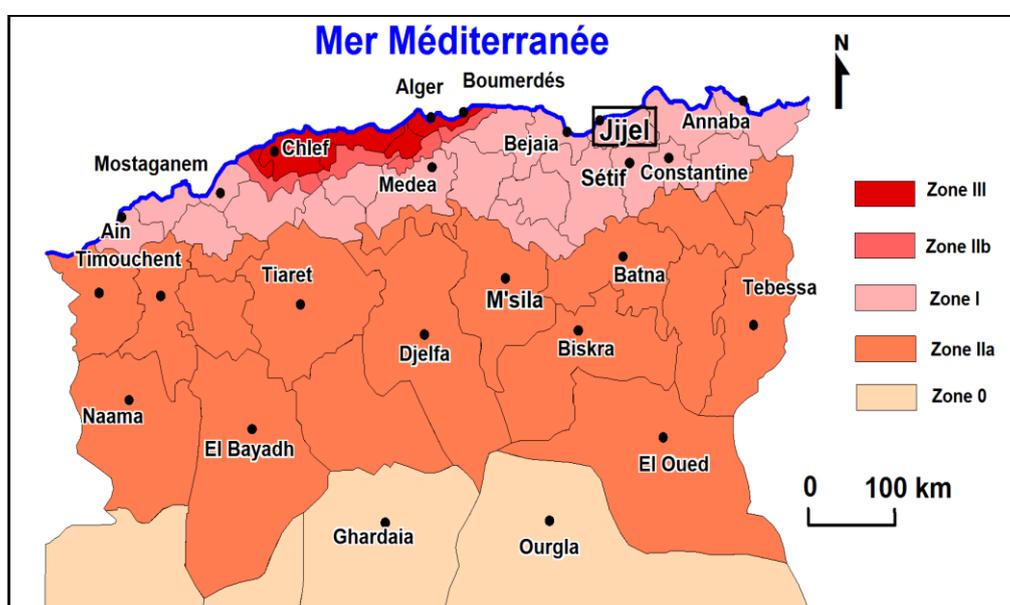


Figure I.4 : Coup sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.

I.7) Situation climatique :

La zone d'étude fait partie des zones méditerranéennes et caractérisée par un climat humide pluvieux en hiver, et relativement chaud en été, cependant on peut dire que les neiges ne font que de rares apparitions sur les reliefs, ainsi que les brouillards et les gelées blanches au dessus d'environ 500 m d'altitude.

Il faut noter que les données suivantes sont obtenues de la station pluviométrique du barrage El-Agram pour la région de Chadia, et de la station météorologique de Texenna ce qui concerne Ghariana (série 2001-2011), qui ont les coordonnées suivants :

Tableau I.1 : Coordonnées des stations d'El-Agrem et de Texenna.

Station	Code	Coordonnée géographique
El-Agrem	03 03 03	Longitude : 05° 50' 11" Latitude : 36° 44' 06"
Texenna	030302	X : 776,2 Y : 377,85 Z : 700 m

(Source : ANRH Jijel)

a. Précipitations :

La zone d'étude est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie, elle reçoit des pluies abondantes, cette région a reçu une moyenne de pluie annuelle de 1010 mm, exceptionnellement un maximum de 264,4 mm et un minimum de pluie de 5,2, ce qui nous permet de dire que la région est caractérisée par un réservoir atmosphérique important.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (en millimètre).

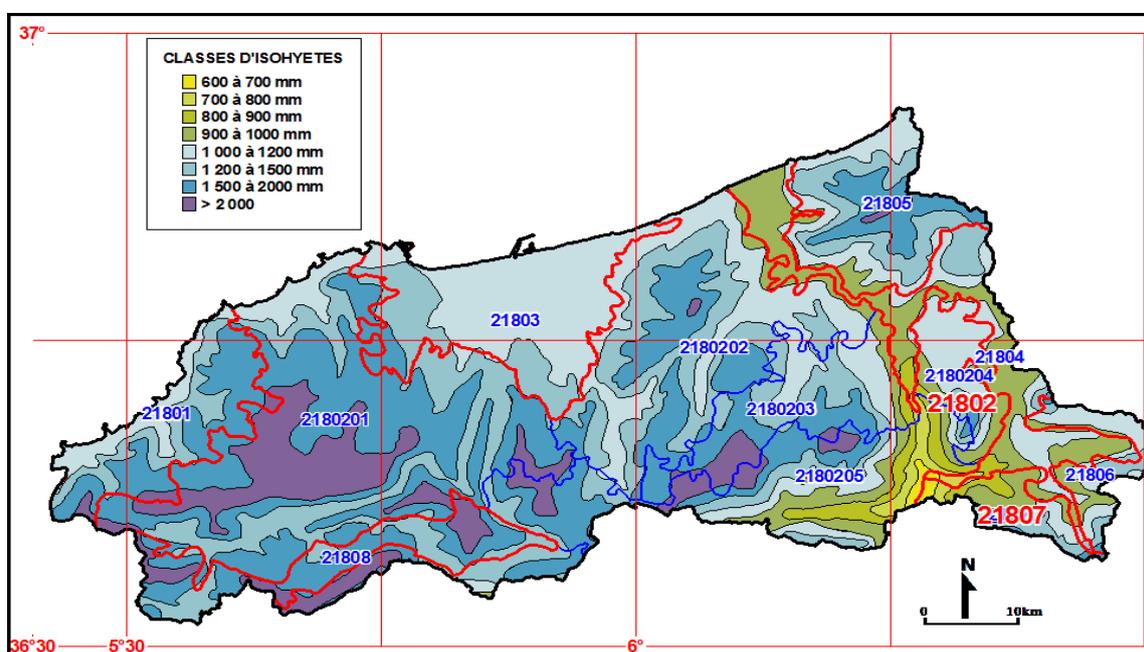
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
Chadia	72	103.5	141	192.5	149	111	106	83.5	49	18	9.5	12.5	1047.5
Ghariana	40.1	137.5	221.6	264.4	169.7	119.2	109.2	77.5	60.5	15.7	8.1	5.2	1229.4

b. Température de l'air :

Le tableau I.3 contient la répartition de la température moyenne mensuelle, on note un maximum de température de 26.86°C au moi d'Aout et un minimum de 11.1°C au moi de février.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la température (en degré Celsius).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moynn
Chadia	23.64	20.48	16.32	13.47	12.50	12.4	13.66	15.96	19.01	22.5	25.76	26.36	18.5
Ghariana	23.69	21.56	16.73	12.26	11.93	11.1	13.63	15.3	17.3	23.46	26.46	26.86	18.35



(Source : ANRH Jijel)

Figure I.5 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel.

c. L'aridité :

L'aridité est exprimée par l'indice d'aridité d'E.Martonne (Beltrando, 1995) que l'on peut

calculer à partir de la formule suivante:
$$I = \frac{P}{T_{moy} + 10}$$

Avec : P : précipitations moyennes annuelles (mm).

T_{moy} : Température moyenne annuelle (C°).

Dont : - $I < 10$: la région devient très sec (très aride).

- $I < 20$: la région est sec (aride).
- $I < 30$: la région est humide.
- $I > 30$: la région devient très humide.

D'après la valeur de l'indice d'aridité calculé, qui est de l'ordre de 34.54 pour la région de Chadia et Kaous, et 43,36 pour la région de Ghariana on peut classer les deux régions dans la catégorie des régions très humide.

d. Les vents dominants :

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent (NNW- SSE), avec une vitesse moyenne mensuelle de 8 Km/h.

e. Précipitations solides (neige):

Les précipitations solides sont moins fréquentes que les précipitations liquides et sont des phénomènes limités dans le temps et dans l'espace. Les données suivants son celle de P.Seltzer.

La chute de neige se fait seulement au début de l'hiver sur les hautes altitudes de Ghariana, il s'arrête à environs 500 m d'altitude.

Tableau I.4 : Enneigement dans l'agglomération de Ghariana.

Enneigement neige	Nombre de jours où il a neige.	l'enneigement.
Ghariana	3	2

f. Type d'érosion :

La dégradation du site sous l'effet des actions météoriques est fonction de la lithologie des terrains ainsi que de l'importance des précipitations saisonnières. Néanmoins ont peut distinguer deux types d'érosion:

- L'érosion des territoires compétents : grès du numidien et alternance flyschoides.

Dans le cas où affleurent ces deux formations géologiques, l'érosion est relativement faible voire absente dans les bancs de grès.

- L'érosion des terrains meubles : molasse et marnes post-nappes.

En raison de la très faible perméabilité des formations géologiques, il se produit une érosion par ravinement dans le plus important par endroit. Cette érosion présente un impact négatif sur les berges des talus du tracé routier. Ceci nécessite un traitement en amont comme en aval pour canaliser les eaux de ruissellement responsable de ce type d'érosion.

I.8) Situation hydraulique :

La ressource hydrique ou ressource en eau comprend, au sens large, toutes les eaux accessibles, c'est-à-dire utiles et disponibles pour l'Homme et les écosystèmes, à différents points du cycle de l'eau. Cette ressource d'un côté est indispensable à la vie et à la plupart des activités humaines, mais d'un autre, elle est limitée en quantité et en qualité, localement menacée ou très dégradée par la pollution, la sur exploitation et la rareté. La wilaya de Jijel dispose d'un des plus grand réservoirs du pays, mais subit malheureusement la mauvaise gestion, le gaspillage en plus la pollution menace cette source en eau :

- **Source souterraine :**

La wilaya de Jijel en général était totalement alimentée à partir de trois champs de captage permettant l'exploitation des nappes alluviales de oued Nil, oued EL-Mancha et oued Djenjen qu'ils sont fortement exploités. En plus, certains forages situés en aval de ces oueds sont désaffectés du fait que les nappes sont partiellement polluées à cause de l'activité agricole, sans oublier la dégradation de la qualité d'eau qui était facilement suspecté par les habitants de la Wilaya.

Les forages occupant l'alimentation de la région Chadia et Kaous sont eux de Oued EL-Mancha M7 et M8, le débit total est de 30 l/s est refoulé vers les deux réservoirs R2×1000 et R500 m³ à l'aide d'une conduite DN 250 en font. D'un autre côté la ville de Texenna est alimentée à partir de la nappe de Oued Djenjen, à son tour elle assure l'alimentation de Ghariana grâce à une conduite DN125 en PVC attache les deux réservoirs R1250 et R500.

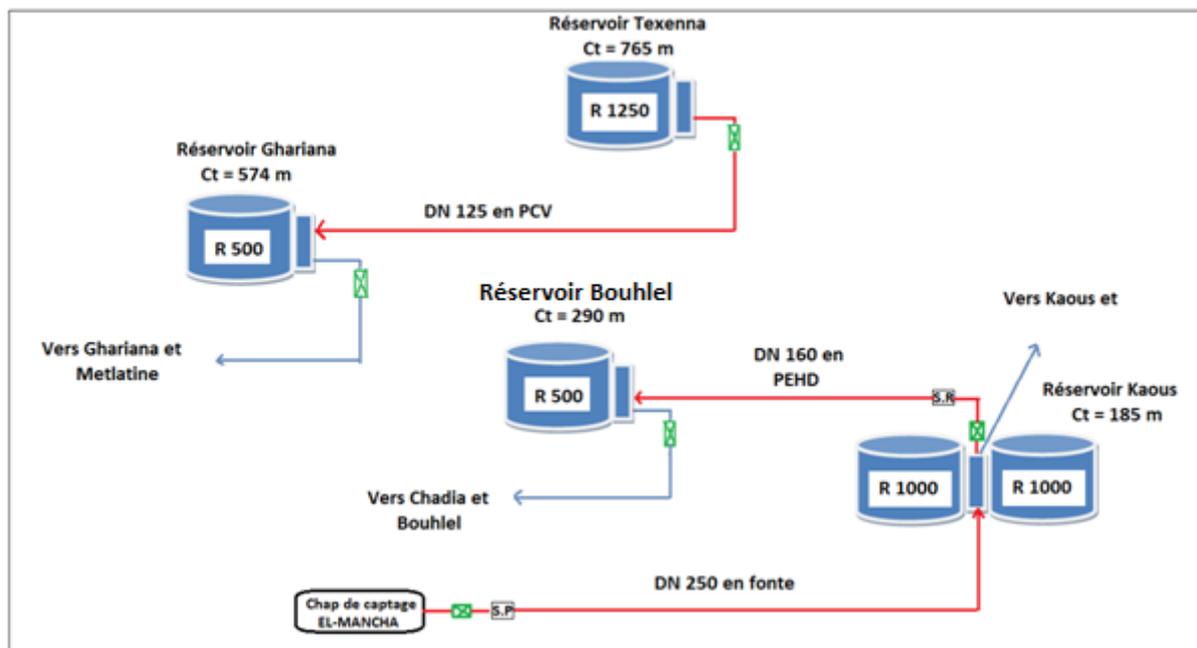
Le tableau suivant résume les caractéristiques des deux forages.

Tableau I.5 : Caractéristiques des forages Oued EL-Mancha.

Nom du forage	Coordonnées géographiques	NST (m)	NDY (m)	Prof (m)	Débits (l/s)	Oued
M7	Longitude : 05° 47' 20" Latitude : 36° 48' 22"	9,85	14	30	22	EL-MANCHA
M8		8,5	11	29	25	EL-Mancha

(Source : DRE Jijel)

Le schéma qui suit résume le système d'adduction actuel de la zone d'étude :



(Source : DRE Jijel)

Figure I.6 : Schéma synoptique de système d'adduction actuel.

- **Source superficielles :**

Un nombre des barrages réalisés ou en court de lancement, dans le but de voir une meilleure disponibilité en eau potable, et renforcer les ressources, autrement dit de bien bénéficier au maximum de réserve atmosphérique riche de la wilaya.

Le tableau qui suit, résume les barrages essentiels qui se trouvent au niveau de la wilaya de Jijel :

Tableau I.6 : Liste des barrages de la wilaya de Jijel.

Barrage	Commune	Capacité Mm ³
Tabellout	Beni yadejs	294
Errageune	Errageune	86
Bousiaba	El-Milia	80
Kissir	Jijel	68
El-Agram	Kaous	38

(Source ANBT Jijel)

La wilaya dispose aussi de cinq petits barrages et de quinze retenues collinaires en exploitation d'une capacité de 2.2 millions de m³.

I.9) Présentation des différents ouvrages constituant notre transfert :

Ce transfert vise en première l'amélioration des conditions d'alimentation des agglomérations concernées en quantité et en qualité, et dans le but d'assurer et ramener de l'eau potable à la disposition des habitants on doit mentionner les ouvrages hydrauliques déjà existants dans notre zone.

- **Barrage d'El-Agram :**

Barrage El-Agram est un ouvrage en déblais et enrochement situé au sud de la commune de Kaous à une distance de 7 Km de la ville Kaous et 15 Km de la ville de Jijel, Depuis sa mise en exploitation en juillet 2004 et avec un volume régularisé de 23 Mm³, il était initialement destiné à l'irrigation des plains côtière entre Jijel et Taher sur une superficie de 4558 ha. Avec la crise persistante dans l'approvisionnement en eau, notamment du chef-lieu de wilaya (avant la mise en exploitation du barrage de Kissir), il avait été décidé d'exploiter 6 millions de mètres cubes par an pour l'alimentation en eau potable à partir de ce barrage.

Tableau I.7 : Caractéristiques du barrage EL-Agrem Jijel.

Caractéristiques	Unités	
Type de barrage		En déblais et enrochement
Cote de crête	m	239
Hauteur de la digue	m	139
Volume mort	Mm ³	15
Volume destiné à l'AEP	Mm ³ /an	6
Volume destiné à l'irrigation	Mm ³ /an	12

(Source ANBT Jijel)

- **Station de traitement d'El-Agram :**

La station de traitement a pour but d'améliorer la qualité en eau destiné à la consommation, elle est liée au barrage par l'intermédiaire d'une conduite DN400 en fonte, cette dernière débute à partir de la prise d'eau du barrage et dirige vers la station de traitement située à environ 2000 m à l'aval du barrage.

La chaîne de traitement comporte les phases suivantes :

- Dégrillage.
- Aération.
- Coagulation/floculation.

- Clarification.
- Filtration.
- Désinfection au chlore.
- Traitement des boues.
- Adsorption sur charbon actif.

- **Réservoir de stockage d'eau traité :**

La station du traitement a une capacité de 200 l/s (17280 m³/j), l'eau brute traité coule vers un réservoir rectangulaire de volume 2×2500 m³ de type semi-enterrés.

- **Station de pompage d'El-Agram :**

La station de pompage est située à l'intérieure de la station de traitement, elle est équipée par neuf pompes identiques à axe horizontal, chaque trois pompe assurent le refoulement vers un couloir. Les caractéristiques techniques sont décrites dans le tableau ci après :

Tableau I.8 : Caractéristiques de la station de pompage El-Agrem.

Couloir	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)	Débit à refouler (l /s)	Nombre de pompes	HMT (m)
Jijel et Beni ahmed	450 en fonte	9000	381	2+1	170
Taher	400 en fonte	5400	315	2+1	90
Emir Abdelkader	400 en fonte	1300	252	2+1	70

(Source : ADE Jiel)

- **Réservoir Chadia R500 :**

Réservoir type semi enterré avec une capacité de 500 m³, alimenté par refoulement à partir du réservoir 2*1000 sise au niveau de l'agglomération de Kaous. Il à le rôle d'emmagasiner les eaux dirigé pour la consommation de la ville de Chadia.

- **Réservoir Bouhlel R 500 :**

Réservoir type semi enterré avec une capacité de 500 m³, alimenté par refoulement à partir du réservoir Kaous R2*1000, il à le rôle d'emmagasiner les eaux dirigé pour la consommation de la partie supérieure de Chadia appelée Bouhlel.

- **Réservoir Ghariana R500 :**

Réservoir type semi enterré avec une capacité de 500 m³, alimenté graviterement à partir du réservoir Texanna R1225, il à le rôle d'emmagasiner les eaux dirigé pour la consommation de la ville de Ghariana et Metlatine.

Le tableau qui suit représente les caractéristiques des trois réservoirs cités au dessus :

Tableau I.9 : Caractéristiques des ouvrages de stockage.

Réservoir	Capacité	C.T (m)	C.R (m)	C.T.P (m)
CHADIA	500	251	248,5	252,5
BOUHLEL	500	290	289	293
GHARIANA	500	574	573	577

(Source : sub DRE Texenna)

Conclusion :

Dans ce chapitre on a abordé et présenté les différentes caractéristiques de notre zone d'étude et conditions hydrauliques disponibles ainsi que le système de transfert d'eau potable actuel pour but de mieux comprendre l'objectif et la nécessité de notre projet.

Dans le chapitre qui suit, on abordera le calcul des besoins en eaux potable pour les différentes agglomérations concernées.

Chapitre

II

Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation, ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération, climat et la saison..... Dans ce chapitre on abordera une étude globale sur le développement démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'évaluation de la variation journalière et horaire du débit à consommer.

II.1) Etude démographique :

La démographie est l'étude quantitative et qualitative de l'âge des populations et de leurs dynamiques, à partir de caractéristiques telles que la natalité, la fécondité, la mortalité, la nuptialité et la migration. Le démographe analyse les variations de ces phénomènes dans le temps et dans l'espace, en fonction des milieux socio-économiques et culturels.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnements des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futures, pour assurer le bon fonctionnement de ses ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines, on utilise la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitant sur un horizon de 32 ans :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n.$$

τ : Taux d'accroissement de la population.

n : nombre d'année déparent l'année de référence de l'horizon voulue.

P_n : population à l'horizon voulue.

P_0 : population de l'année actuelle ou de référence.

Le tableau qui suit représente l'évaluation de la population, dont les données sur le nombre d'habitant (année 2008) et le taux d'accroissement sont obtenues de la part de l'APC de Kaous et de Texxenna selon le recensement de la population et de l'habitant RGPH.

Tableau II.1 : Evaluation de la population des agglomérations.

Horizons	2008	2013	2022	2031	2040
Taux d'accroissement (%)	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
Kaous	9755	10457	11851	13431	15221
Chadia	4600	4931	5588	6333	7177
Bouhleb	1800	1930	2187	2478	2809
Ghariana et Metlatine	5984	6596	7579	8239	9337
Nombre totale d'hab	22139	23914	27205	30481	34544

(Source APC Kaous et Texana)

A l'horizon 2040, le nombre d'habitants total des agglomérations concernées par ce projet sera de 34544 habitants.

II.2) Détermination de la consommation moyenne journalière :**II.2.1) Différents types de consommateurs :**

Les catégories des consommateurs qu'on peut trouver au niveau des agglomérations sont les suivants :

- Domestiques.
- Administratifs.
- Scolaires.
- Sanitaires.
- Culturels et sportifs.
- Commerciaux.

L'évaluation des besoins en eau des agglomérations se fait dans les différents horizons, actuelle, à court terme, moyen terme, et à long terme.

II.2.2) Choix de la dotation :

Le choix de la dotation d'une agglomération est en fonction de sa population, dont elle se diversifie d'une commune à une autre :

- Commune rurale :

Considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab la dotation est de 125 l/j /hab (200l/j/hab si l'élevage est intensif).

- Commune dont la population est supérieure à 2000 hab:
 - Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
 - Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Tableau II.2 : Dotation au niveau de différente agglomération.

Agglomération	Dotation (l/j/hab)
Kaous	180
Chadia	180
Bouhlel	180
Ghariana et Metlatine	180

II.2.3) Besoins domestiques actuelle :

Les besoins en eau domestique sont évalués à la base de la dotation choisie, et en fonction du nombre d'habitants selon la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = q N_i / 1000 \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)

q_i : Dotation journalière (l/j/hab.).

N_i : Nombre de consommateurs. (hab).

Le tableau qui suit résume les besoins domestiques actuels pour les différentes agglomérations :

Tableaux II.3: Estimation des besoins moyens domestiques.

	Horizons (Années)	2013	2022	2031	2040
Débit moy.i (m ³ /j)	Kaous	1882,26	2133,18	2417,58	2739,78
	Chadia	887,58	1005,84	1139,94	1291,86
	Bouhlel	347,4	393,66	446,04	506,62
	Ghariana et Metlatine	1187,28	1364,22	1483,02	1680,66
	Total	4304,52	4896,90	5486,76	6218,10

II.2.4) Besoins administratifs actuels :

Les besoins administratifs actuels, sont reliés directement à l'importance de la population agglomérée, le tableau qui suit résume les calculs de ces besoins :

Tableau II.4 : Estimation des besoins moyens administratifs.

Agglomération	Equipements	Effectifs (empl.)	Dotation (l/j/empl.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Kaous	APC	50	15	0,75
	Gendarmerie	20	15	0,3
	Agence postale	10	15	0,15
	Bank	10	15	0,15
	Sureté nationale	20	15	0,3
	Garde communal	15	15	0,225
	Siege de P.T.T	12	15	0,18
	Sonelgaz	9	15	0,135
	SAA	6	15	0,09
Total				2,28
Chadia	Gendarmerie	15	15	0,225
	Agence postale	10	15	0,15
	Garde communal	10	15	0,15
Total				0,525
Ghariana et Metlatine	Les impôts	9	15	0,135
	Gendarmerie	20	15	0,3
	Agence postale	10	15	0,15
	Sureté nationale	15	15	0,225
	Garde communal	15	15	0,225
Total				1,035

II.2.5) Besoins scolaires actuels :

Les besoins scolaires actuels, sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.5 : Estimation des besoins moyens scolaires.

Agglomération	Equipements	Nombre	Effectifs (empl.)	Dotation (l/j/empl.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Kaous	Ecole	7	1958	10	20
	CEM	3	1654	10	17
	Lycée	1	860	10	8,6
	Ecole coranique	1	400	50	20
	Crèche	1	300	10	3
Total					68,6
Chadia	Ecole	2	750	10	7,5
	CEM	1	860	10	8,6
	Lycée	0	-	-	0
Total					16,1
Bouhlel	Ecole	1	350	10	3,5
Totale					3,5
Ghariana et Metlatine	Ecole	3	1330	10	13,3
	CEM	1	1440	10	14,4
	Lycée	1	660	10	6,6
	Centre de formation	1	400	10	4
Total					38,3

II.2.6) Besoins sanitaires actuels :

Les besoins sanitaires actuels, sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.6 : Estimation des besoins moyens sanitaires.

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/lit.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Annexe sanitaire	1	25	400	10
Polyclinique	1	20	400	8
Annexe de santé	1	20	400	8
Total				26

II.2.7) Besoins commerciaux actuels :

Les besoins commerciaux actuels, sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.7 : Estimation des besoins moyens commerciaux.

Equipement	Nombre	Dotation (m ³)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hammam	1	160	160
Coopérative Agricole	1	16	16
Station de service	1	12	12
Marché couvert	1	5	5
Total			193

II.2.8) Besoins culturels et sportifs actuels :

Les besoins culturels et sportifs actuels, sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.8: Estimation des besoins moyen culturels et sportifs.

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Mosquées	2	1000	10	10
Maison de jeunes	1	300	10	3
Stade	1	500	10	5
salle de sport	1	-	-	4
Total				22

II.2.9) Récapitulation de la consommation moyenne journalière actuelle :**Tableau II.9: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière Actuel.**

Agglomération	Equipements	Q _{moyj} (m ³ /j)
Kaous	Besoins domestiques	1882,26
	Besoins administratifs	2,28
	Besoins scolaires	68,6
	Besoins sanitaires	26
	Besoins commerciaux	193
	Besoins culturelles et sportifs	22
Total		2194,14
Chadia	Besoins domestiques	887,58
	Besoins administratifs	0,525
	Besoins scolaires	19,6
	Besoins sanitaires	19
	Besoins commerciaux	146
	Besoins culturelles et sportifs	17
Total		1089,71
Bouhleb	Besoins domestiques	347,4
	Besoins administratifs	-
	Besoins scolaires	3,5
	Besoins sanitaires	7
	Besoins commerciaux	43
	Besoins culturelles et sportifs	5
Total		405,90
Ghariana et Metlatine	Besoins domestiques	1187,28
	Besoins administratifs	1,035
	Besoins scolaires	38,3
	Besoins sanitaires	26
	Besoins commerciaux	193
	Besoins culturelles et sportifs	22
Total		1467,61

II.2.10) Besoins d'équipement à court, moyen et long terme :

En raison du manque des données sur les équipements qui seront projetées dans le futur, et afin de pouvoir déterminer ces besoins en eau on est amené à déterminer la notion d'équivalent habitant à fin d'évaluer cette dernière dans les horizons futurs. Elle est égale au débit d'équipement à l'horizon actuel divisé par la dotation :

$$Eq = \frac{Q_{eq}}{dot}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau II.10: Estimation des besoins moyens à l'horizon moyen et long terme.

Agglomération		Besoins d'équipement à l'horizon moyen et à long terme (m ³ /j)		
		2022	2031	2040
Kaous	Besoins domestiques	2133,18	2417,58	2739,78
	Eq (habitant)	2105	2386	2704
	Besoins d'équipement	378,9	429,48	486,72
	Total	2512,08	2847,06	3226,50
Chadia	Besoins domestiques	1005,84	1139,94	1291,86
	Eq (habitant)	1273	1442	1634
	Besoins d'équipement	229,14	259,56	294,12
	Total	1234,98	1399,50	1585,98
Bouhlel	Besoins domestiques	393,66	446,04	506,62
	Eq (habitant)	431	488	553
	Besoins d'équipement	66,24	75,06	99,54
	Total	459,90	521,10	606,46
Ghariana et Metlatine	Besoins domestiques	1364,22	1483,02	1680,66
	Eq (habitant)	1892	2144	2430
	Besoins d'équipement	340,56	385,92	437,40
	Total	1704,78	1868,94	2118,06

II.2.11) Récapitulation des besoins en eau totaux :

Il n'est pas question de négliger les pertes d'eau dans notre transfert et même dans le réseau de distribution. D'une façon estimative elles atteignent 20% de la consommation moyenne journalière (source DRE Jijel), le tableau qui suit récapitule les résultats des calculs :

Tableau II.11: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière à différents horizons.

Horizon	Actuelle 2013	A court terme 2022	Moyen 2031	A long terme 2040
Kaous	2632,96	3014,49	3416,47	3871,80
Chadia	1307,65	1481,97	1679,40	1903,17
Bouhlel	487,08	551,88	625,32	727,75
Ghariana et Metlatine	1761,13	2045,73	2242,72	2541,67
Total	6188,82	7094,07	7963,91	9044,39

II.3) Etude des variations des débits journaliers :

Pendant l'année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de pointe), et on a une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

II.3.1) Coefficients d'irrégularité journalière :

- **Coefficients d'irrégularité journalière maximum :**

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max,j}$), qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j}/Q_{\text{moy},j}$$

$$K_{\max,j} \in [1,1 - 1,3] \quad \text{On prend : } K_{\max j} = 1,3.$$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

- **Coefficients d'irrégularité journalière minimum :**

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j}/Q_{\text{moy},j}$$

$$K_{\max,j} \in [0,7 - 0,9] \quad \text{On prend : } K_{\min j} = 0,9.$$

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II.3.2) Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit de la journée la plus chargée de l'année, où la consommation est la plus forte :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j}$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

II.3.3) Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit de la journée la moins chargée de l'année, où la consommation est la plus faible :

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\min,j}$$

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Le tableau qui suit résume les résultats calculés :

Tableau II.12 : Consommation maximale et minimale dans les différents horizons.

Horizon		Actuelle 2013	A court terme 2022	Moyen 2031	A long terme 2040
KAOUS	$Q_{\text{moy j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	2632,96	3014,49	3416,47	3871,80
	$K_{\text{max j}}$	1,3	1,3	1,3	1,3
	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	3422,85	3918,84	4441,41	5033,34
	$K_{\text{min j}}$	0,9	0,9	0,9	0,9
	$Q_{\text{min j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	2369,67	2713,04	3074,82	3484,62
CHADIA	$Q_{\text{moy j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1307,65	1481,97	1679,40	1903,17
	$K_{\text{max j}}$	1,3	1,3	1,3	1,3
	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1699,94	1926,57	2183,22	2474,12
	$K_{\text{min j}}$	0,9	0,9	0,9	0,9
	$Q_{\text{min j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1176,88	1333,78	1511,46	1712,85
BOUHLEL	$Q_{\text{moy j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	487,08	551,88	625,32	727,75
	$K_{\text{max j}}$	1,3	1,3	1,3	1,3
	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	633,20	717,44	812,92	946,07
	$K_{\text{min j}}$	0,9	0,9	0,9	0,9
	$Q_{\text{min j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	438,37	496,69	562,79	654,97
GHARIANA et METLATINE	$Q_{\text{moy j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1761,13	2045,73	2242,72	2541,67
	$K_{\text{max j}}$	1,3	1,3	1,3	1,3
	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	2289,47	2659,45	2915,54	3304,17
	$K_{\text{min j}}$	0,9	0,9	0,9	0,9
	$Q_{\text{min j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	1585,01	1841,16	2018,45	2287,50
Total	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	8045,46	9222,29	10353,09	11757,59
	$Q_{\text{min j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	5569,93	6384,67	7167,52	8130,94

II.4) Etude des variations des débits horaires :

Pendant la journée la plus chargée de l'année, il ya des heurs ou la consommation est élevée (heur de pointe), et des heures ou la consommation est faible (heur creuse), on distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, ils sont caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max h}}$ et $K_{\text{min h}}$.

II.4.1) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24.$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximal journalier (m^3/j).

II.4.2) Coefficients d'irrégularité horaires :

- **Coefficients d'irrégularité horaire maximum :**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \beta_{\max}$$

Avec

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau du développement local $\alpha_{\max} \in [1,2 - 1,5]$ pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau II.13 : Variation du coefficient β_{\max} .

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

- **Coefficients d'irrégularité horaire minimum :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \beta_{\min}$$

Avec :

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$.

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.14 : Variation du coefficient β_{\min} .

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

II.4.3) Débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy h}} K_{\max h}$$

$Q_{\max h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

II.4.4) Débit minimal horaire :

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy h}} K_{\min h}$$

Avec :

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Consommation maximale et minimale dans les différents horizons.

Horizon		$Q_{\text{moy h}}$ (m^3/h)	α_{max}	β_{max}	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}}$ (m^3/h)	α_{min}	β_{min}	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}}$ (m^3/h)
KAOUS	2013	142,61	1,3	1,3	1,69	241,02	0,5	0,4	0,2	28,52
	2022	163,28	1,3	1,3	1,69	275,95	0,5	0,4	0,2	32,65
	2031	185,05	1,3	1,3	1,69	312,74	0,5	0,4	0,2	37,01
	2040	209,72	1,3	1,3	1,69	354,43	0,5	0,45	0,22	46,13
CHADIA	2013	70,83	1,3	1,4	1,82	127,40	0,5	0,25	0,12	8,51
	2022	80,27	1,3	1,4	1,82	146,09	0,5	0,25	0,12	9,63
	2031	90,96	1,3	1,4	1,82	165,00	0,5	0,3	0,15	15,46
	2040	103,08	1,3	1,3	1,69	174,20	0,5	0,3	0,15	15,46
BOUHLEL	2013	26,38	1,3	1,7	2,21	58,29	0,5	0,1	0,05	1,32
	2022	29,89	1,3	1,7	2,21	66,05	0,5	0,1	0,05	1,49
	2031	33,87	1,3	1,7	2,21	74,85	0,5	0,1	0,05	1,96
	2040	39,42	1,3	1,7	2,21	86,72	0,5	0,1	0,05	1,97
GHARIANA et METLATINE	2013	95,394	1,3	1,4	1,82	173,61	0,5	0,25	0,12	11,44
	2022	110,81	1,3	1,4	1,82	201,67	0,5	0,25	0,12	13,29
	2031	121,48	1,3	1,4	1,82	221,09	0,5	0,3	0,15	18,22
	2040	137,67	1,3	1,3	1,69	232,66	0,5	0,3	0,15	20,65

II.4.5) Evaluation de la consommation par tranche horaire:

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximale journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants :

Tableau II.16 : Répartition horaire du débit maximale journalier en pourcentage et en fonction du nombre d'habitant.

Heurs	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
Totale	100	100	100	100	100

- **Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2040:**

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P * Q_{\max,j} / 100 \dots\dots (m^3/h)$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier.

P : pourcentage horaire.

Le tableau suivant résume la répartition horaire du débit pour l'horizon actuel :

Tableau II.17 : Répartition horaire du débit à l'horizon actuel.

heurs	Agglomération de Kaous				Agglomération de Chadia			
	Q _{max,j}		Cumulée		Q _{max,j}		Cumulée	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	75,50	1,5	75,50	1	24,74	1	24,74
1-2	1,5	75,50	3	151,00	1	24,74	2	49,48
2-3	1,5	75,50	4,5	226,50	1	24,74	3	74,22
3-4	1,5	75,50	6	302,00	1	24,74	4	98,96
4-5	2,5	125,83	8,5	427,83	2	49,48	6	148,44
5-6	3,5	176,16	12	604,00	3	74,22	9	222,67
6-7	4,5	226,50	16,5	830,50	5	123,70	14	346,37
7-8	5,5	276,83	22	1107,33	6,5	160,81	20,5	507,19
8-9	6,25	314,58	28,25	1421,91	6,5	160,81	27	668,01
9-10	6,25	314,58	34,5	1736,50	5,5	136,07	32,5	804,08
10-11	6,25	314,58	40,75	2051,08	4,5	111,33	37	915,42
11-12	6,25	314,58	47	2365,66	5,5	136,07	42,5	1051,50
12-13	5	251,66	52	2617,33	7	173,18	49,5	1224,68
13-14	5	251,66	57	2869,00	7	173,18	56,5	1397,87
14-15	5,5	276,83	62,5	3145,83	5,5	136,07	62	1533,95
15-16	6	302,00	68,5	3447,83	4,5	111,33	66,5	1645,28
16-17	6	302,00	74,5	3749,83	5	123,70	71,5	1768,99
17-18	5,5	276,83	80	4026,67	6,5	160,81	78	1929,81
18-19	5	251,66	85	4278,33	6,5	160,81	84,5	2090,63
19-20	4,5	226,50	89,5	4504,83	5	123,70	89,5	2214,33
20-21	4	201,33	93,5	4706,17	4,5	111,33	94	2325,67
21-22	3	151,00	96,5	4857,17	3	74,22	97	2399,89
22-23	2	100,66	98,5	4957,83	2	49,48	99	2449,37
23-24	1,5	75,50	100	5033,34	1	24,74	100	2474,12
Total	100	5033,34			100	2474,12		

heurs	Agglomération de Bouhleb				Agglomération de Ghariana			
	Q _{max,j}		Cumulée		Q _{max,j}		Cumulée	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	0,75	7,09	1	7,095	1	33,04	1	33,04
1-2	0,75	7,09	2	14,19	1	33,04	2	66,08
2-3	1	9,46	3	23,65	1	33,04	3	99,12
3-4	1	9,46	4	33,11	1	33,04	4	132,16
4-5	3	28,38	6	61,49	2	66,08	6	198,25
5-6	5,5	52,03	9	113,52	3	99,12	9	297,37
6-7	5,5	52,03	14	165,56	5	165,20	14	462,58
7-8	5,5	52,03	20,5	217,59	6,5	214,77	20,5	677,35
8-9	3,5	33,11	27	250,70	6,5	214,77	27	892,12
9-10	3,5	33,11	32,5	283,82	5,5	181,72	32,5	1073,85
10-11	6	56,76	37	340,58	4,5	148,68	37	1222,54
11-12	8,5	80,41	42,5	421,00	5,5	181,72	42,5	1404,27
12-13	8,5	80,41	49,5	501,41	7	231,29	49,5	1635,56
13-14	6	56,76	56,5	558,18	7	231,29	56,5	1866,85
14-15	5	47,30	62	605,48	5,5	181,72	62	2048,58
15-16	5	47,30	66,5	652,78	4,5	148,68	66,5	2197,27
16-17	3,5	33,11	71,5	685,90	5	165,20	71,5	2362,48
17-18	3,5	33,11	78	719,01	6,5	214,77	78	2577,25
18-19	6	56,76	84,5	775,77	6,5	214,77	84,5	2792,02
19-20	6	56,76	89,5	832,54	5	165,20	89,5	2957,23
20-21	6	56,76	94	889,30	4,5	148,68	94	3105,91
21-22	3	28,38	97	917,68	3	99,12	97	3205,04
22-23	2	18,92	99	936,60	2	66,08	99	3271,12
23-24	1	9,46	100	946,07	1	33,04	100	3304,17
Total	100	946,07			100	3304,17		

Le tableau qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit (Q_{max.h} et Q_{min.h}) pour tous les horizons :

Tableau II.18 : Débit maximum et minimum horaire aux différents horizons.

Agglomération		2013	2022	2031	2040
Kaous	Q max.h (m ³ /h)	213,92	245,61	277,58	314,53
	Q min.h (m ³ /h)	51,34	58,95	66,62	70,50
Chadia	Q max.h (m ³ /h)	119	134,85	152,82	173,18
	Q min.h (m ³ /h)	17	19,26	21,83	24,74
Bouhleb	Q max.h (m ³ /h)	53,82	60,98	69,09	80,41
	Q min.h (m ³ /h)	6,33	7,17	8,13	9,46
Ghariana et Metlatine	Q max.h (m ³ /h)	160,26	186,76	204,08	213,29
	Q min.h (m ³ /h)	22,89	26,67	29,15	33,04

- Détermination des diagrammes et graphique de la consommation à long terme (2040) :

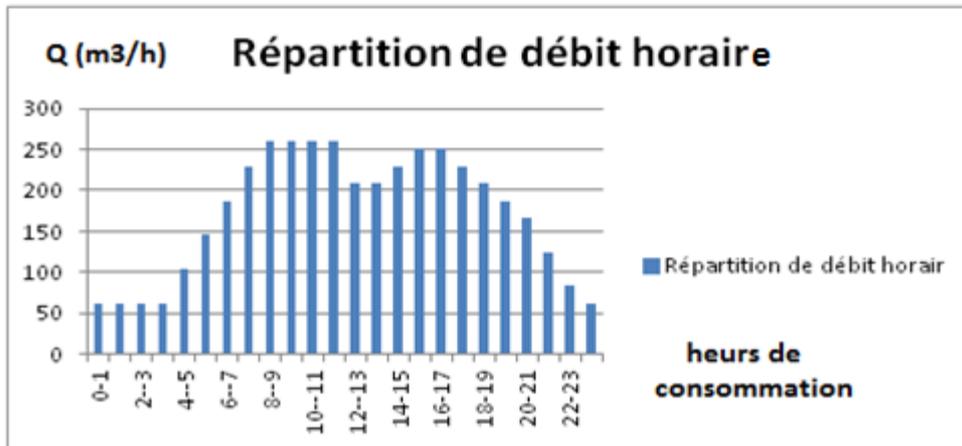


Figure II.1 : Diagramme de consommation de l'agglomération Kaous.

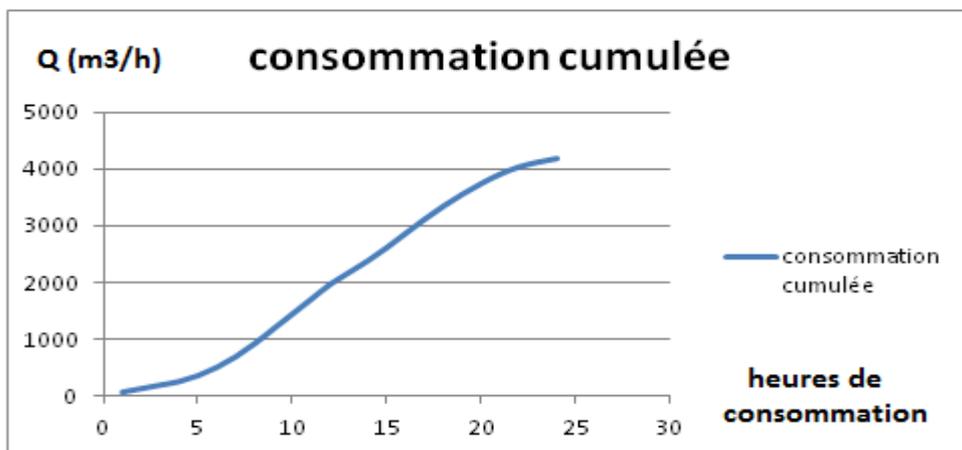


Figure II.2 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Kaous.

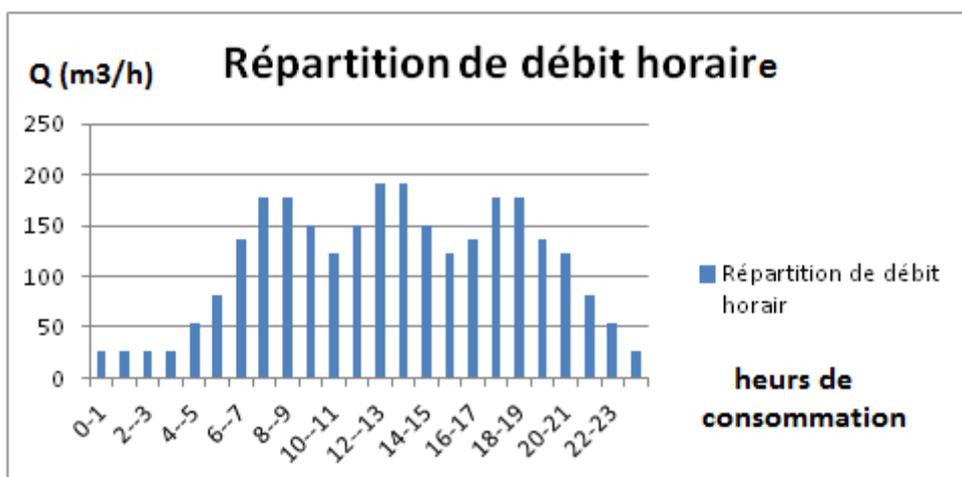


Figure II.3 : Diagramme de consommation de l'agglomération Chadia.

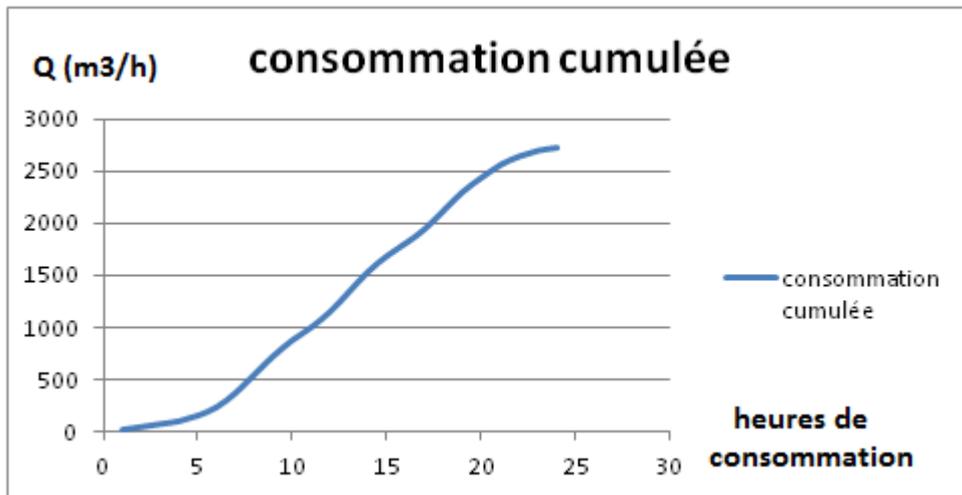


Figure II.4 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Chadia.

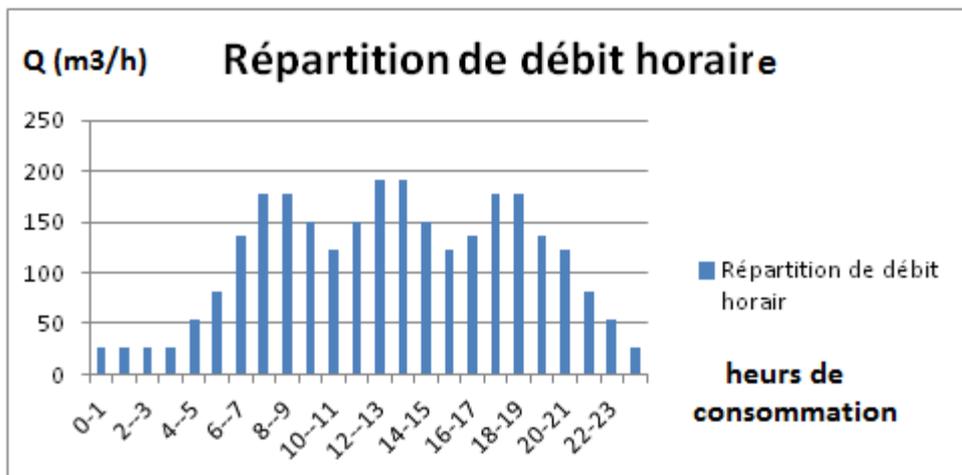


Figure II.5 : Diagramme de consommation de l'agglomération Ghriana.

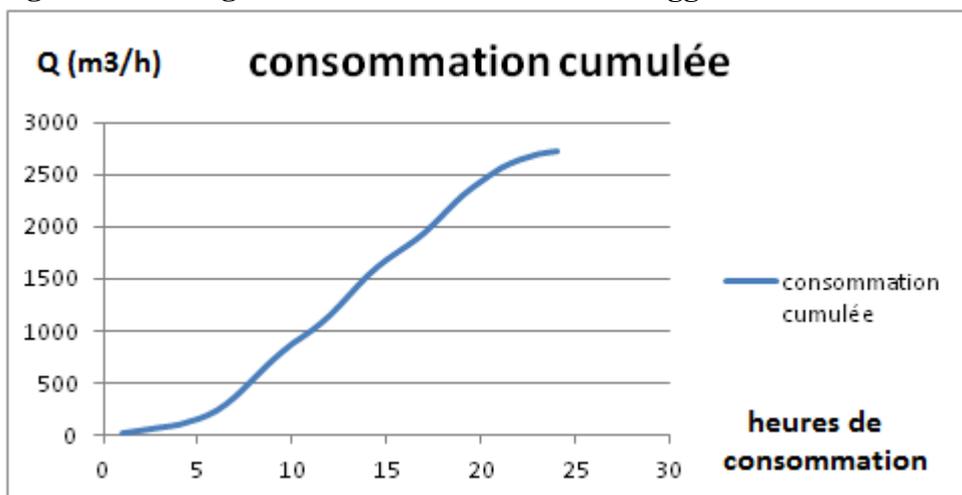


Figure II.6 : Graphique de consommation cumulée de l'agglomération Ghariana.

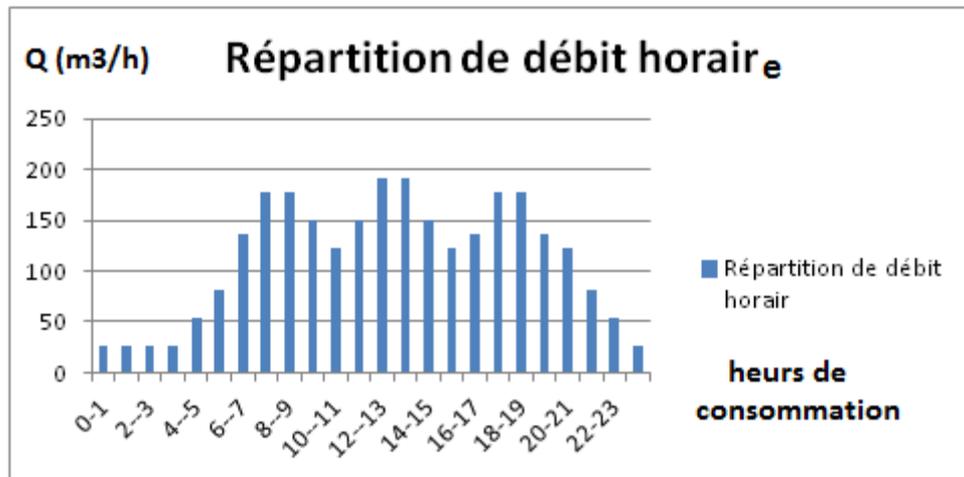


Figure II.7 : Diagramme de consommation de l’agglomération Bouhleb.

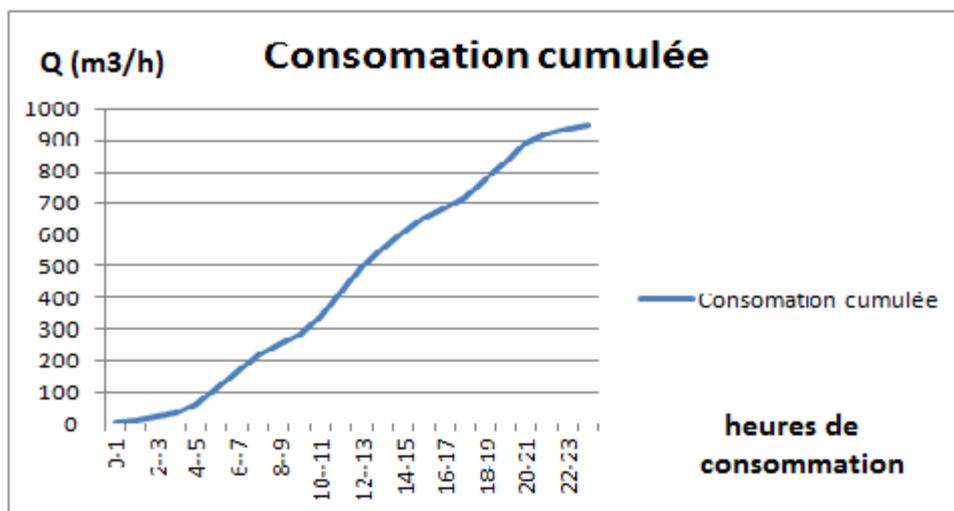


Figure II.8 : Graphique de consommation cumulée de l’agglomération Bouhleb.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d’étude ou on a aperçu une population totale de 34547 habitant à l’horizon 2040.

L’étude de variation de la consommation indique un débit maximal journalier de l’ordre de 136,08 l/s pour le même horizon (2040). On basera sur ces résultats pour le dimensionnement des ouvrages constituant notre transfert dans les chapitres qui suivent.

Chapitre

III

Etude de conception du système de transfert

Introduction :

On définit par adduction des eaux, le transfert des eaux brute ou traitée des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisations. On abordera dans ce chapitre l'étude de conception du nouveau système de transfert avec une proposition des variantes qui seront analysées technico-économiquement à fin de choisir la variante la plus adéquate, en suite on entamera le calcul des éléments qui la constituent.

III.1) Type d'adduction : [1]

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

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

- **Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement dont le point de départ se trouve à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle peut être en charge ou sous charge.

- **Adduction par refoulement :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression et en charge à l'aide des machines hydro-électriques dont le point de départ se trouve à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

- **Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse

III.2) Critères de choix de tracé : [1]

Vu les conditions topographique, et la nature rurale de la zone d'étude, le Tracer opter nous oblige à suivre ce lui des routes existantes. Dont l'emplacement des réservoirs étant fixé, notre tracer répond aux principaux critères qui suivent :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

III.3) Choix du matériau de la conduite : [2]

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport d'eau potable doit répondre aux conditions suivantes :

a) 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.

b) Sur le plan économique :

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

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- **Conduite en Fonte ductile:** La fonte est un alliage de fer, carbone et autres matériaux. La structure du carbone lui donne une grande résistance aux chocs.

Raccords :

Raccords mobiles:

- Emboîtements à vis.
- Emboîtements à contrebride.
- Emboîtements auto-étanches

Raccords indéboîtables :

- Emboîtements à vis avec verrouillage, brides.
- Emboîtements auto-étanches avec verrouillage.

Caractéristiques :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.
- Longévité de la conduite.
- N'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.
- Elimine tous risques de propagation des ruptures.
- Le matériau n'est plus fragile.
- **Conduite en Acier :** ils se prêtent à la fabrication en grand diamètre à partir des bobines laminées à chaud.

Raccords :

- Raccords verrouillés rigides : soudures bout à bout, emboîtements soudés, manchons soudés, emboîtements sphériques soudés, brides, etc...
- Raccords verrouillés mobiles : emboîtements avec dispositif résistant à la traction, emboîtements à vis avec dispositif de verrouillage.
- Raccords à verrouillage limité : raccords coulissants avec dispositif de serrage (Dresser, Viking-Johnson, etc...).
- Raccords sans verrouillage : emboîtements simples, emboîtements Sigur, raccord Reka.

Caractéristiques :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif.
- Adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.
- **Conduite en PEHD :** ce sont, à l'aube de nos jours, les tuyaux qui dominent le marché des petits et moyens diamètres aux raisons des particularités suivants :

Raccords :

Résistant à la traction :

- Manchons soudés, pour diamètres extérieurs de tuyaux jusqu'à 160 mm.

- Soudures bout à bout, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 90 mm.
- Raccords à brides, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.
- Raccords métalliques avec bague de serrage ou de blocage; résistant à la traction selon les indications de l'usine.

Mobiles :

- Raccords à emboîtement, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.

Caractéristique :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.
- Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- Faible rugosité.
- **Conduite en Amiante Ciment :** ces tuyaux ne sont plus conseillés pour l'alimentation en eau potable, aux raisons réglementaires rappelons que l'amiante dans l'aire peut provoquer des maladies graves au niveau pulmonaire. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire, comme il est résistant à la corrosion.

Conclusion :

Pour notre projet on choisit le PEHD comme matériau des conduites, en raison des avantages suivantes :

- Disponibilité sur le marché.
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars).
- Facile à poser (grande flexibilité).
- Longue de la durée de vie prouvée par l'expérience (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Résiste à la corrosion et se raccorde facilement.
- Bonne caractéristiques hydrauliques.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Insensible au mouvement du terrain.
- Se raccorde facilement aux autres réseaux (fonte et acier).

III.4) Calcul hydraulique : [3]

III.4.1) Cas de refoulement :

Du point de vu économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés pour élever un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité des solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majeures la puissance d'élévation théorique.

Si l'on tient compte, d'une part de l'investissement des conduits qui croit avec le diamètre et d'autre part de cout proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

Bonin et Bresse ont proposés les approches ci-après qui donne un diamètre économique mais non normalisé en mètre d'une seule conduit refoulant un débit Q en (m³/s).

- $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin).[III.1]

$$- D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}). \dots\dots[\text{III.2}]$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

• **Autre méthode de détermination du diamètre économique :**

Comme on a déjà dit, les formules citées au dessus donnent un diamètre économique non normalisé, mais ils ont l'avantage de nous permettre de déterminer une gamme de diamètres normalisés au voisinage de ce diamètre calculé sur lequel on va baser pour le calcul des dépenses totales de la conduite pour le choix du diamètre le plus économique.

❖ **Frais d'investissement :**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{inv} = P_{rc} * A. \dots\dots[\text{III.3}]$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), conclu les frais de différents équipements de la conduite.

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots[\text{III.4}]$$

A : Frais d'amortissement (DA)

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$ en Algérie.

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

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

❖ **Frais d'exploitation :**

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

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

Remarque : après avoir déterminé les frais d'amortissement et d'exploitation, on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation, le choix se tiendra sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.4.2) Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre $0,50$ m/s et $1,50$ m/s. Une vitesse inférieure à $0,50$ m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations.

Il est rarement soutirer un diamètre normalisé ou proche à être normalisé dans le calcul d'une conduite gravitaire, dans le cas contraire on sera obligé de remplacer notre conduit par deux conduites en série des diamètres D_1 et D_2 dont le diamètre calculer est compris entre ces deux diamètres.

$$D_1 < D < D_2$$

III.5) Caractéristiques de l'adduction :

III.5.1) Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots[\text{III.5}]$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots[\text{III.6}]$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \dots\dots\dots[\text{III.7}]$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s).

L : longueur géométrique de la conduite (m).

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

Avec : $\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé) $\dots\dots\dots[\text{III.8}]$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \dots\dots\dots[\text{III.9}]$$

R_e : Nombre de Reynolds.

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots[\text{III.10}]$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

ν : viscosité cinématique de l'eau.

ε : Rugosité absolue de la conduite.

III.5.2) Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta} \dots\dots\dots[\text{III.11}]$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

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

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

Q : Débit à refouler (m^3/s).

η : rendement de la station de pompage.

III.5.3) Energie consommée par le pompage :

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

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots[\text{III.12}]$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh).

P : puissance de pompage (Kw).

t : temps de pompage par jour (h).

III.5.4) Dépense annuelle de l'énergie :

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

$$K = \delta * E. \dots\dots\dots[\text{III.13}]$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

E : Energie consommée par année (Kw).

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

Tableau III.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

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

Source SONALGAZ(2011)

Vu la variation journalière des tarifs du Kwh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures de 4h du matin jusqu'à minuit. Le prix moyen du Kwh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 3,5 + 0,933 * 12,5 + 4,514 * 4}{20} \Rightarrow \delta = 1,56 \text{ DA.}$$

III.6) Proposition des variantes :

Cette étape consiste à proposer trois variantes différentes du tracé de notre transfert et de les comparer de point de vue étude préliminaire technico-économique qui est loin d'être précise mais elle va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet, bien sur, c'est celle la moins couteuse mais qui doit assurer le bon fonctionnement de notre transfert.

Variante N°1 :

On projettera une nouvelle station de pompage à une cote de 55 m au niveau de la station de traitement ou l'aspiration sera prise de la bêche d'eau déjà existante. L'eau sera refoulée directement vers le réservoir de Bouhlel (cote trop plein de 293 m). La différence d'altitude total est de l'ordre de 238 m. Au niveau de ce réservoir on projet une station de reprise qui s'occupera du refoulement vers le réservoir de Ghariana (cote trop plein 577 m), la différence d'altitude est d'ordre de 288 m dont la conduite suivra le tracé de la route nationale N°77.

Donc c'est une adduction par refoulement ou on doit déterminer deux diamètres économiques pour les deux tronçons constituant notre transfert.

D'autre coté le réservoir de Chadia (cote trop plein de 252,5 m) sera alimenté à son tour gravitairement à partir du réservoir de Bouhlel, dont la différence d'altitude est de 36,5 m.

Le tableau suivant résume les résultats de calculé pour les deux tronçons de transfert pour la première variante.



Figure III.1 : Schéma explicatif de la variante.

Tableau III.2 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.P-R500 Bouhlel	163,29	4419	404	246,357	507,676
S.R- R500 Ghariana	45,88	5796	214	312,464	180,301

Tableau III.3 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°1.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)
R500 Bouhlel- R500 Chadia	28,63	1719	134

Variante N°2 :

Comme il est cité dans la première variante, mais cette fois la station de pompage va refoulée en deux couloires différents c'est-à-dire on va projeter deux conduite en parallèle. La première conduite vers le réservoir de Chadia dont la différence d'altitude est de 197,5 m, une station de reprise sera projetée à son niveau qui va assurer le refoulement vers le réservoir de Bouhlel avec une différence d'altitude de 44,5 m.

La deuxième conduite refoulera directement vers le réservoir de Ghariana suivant le tracé de la route wilayale N°153, on doit tenir compte de l'existence d'un point haut sur le tracé ou on est obligé d'implanter un réservoir tampon à une cote choisit de 250 m. Le dimensionnement du reste de l'adduction sert à déterminer un diamètre avantageux et un autre économique car on aura une adduction mixte gravitaire-refoulement ou on doit profiter de la contre pente par réduire le plus possible la longueur de la conduit de refoulement, pour ce la bâche de reprise projeté à une cote de terrain de 246 m.

Les deux tableaux suivants résumant les résultats de calcul pour la partie refoulement et gravitaire de la deuxième variante.

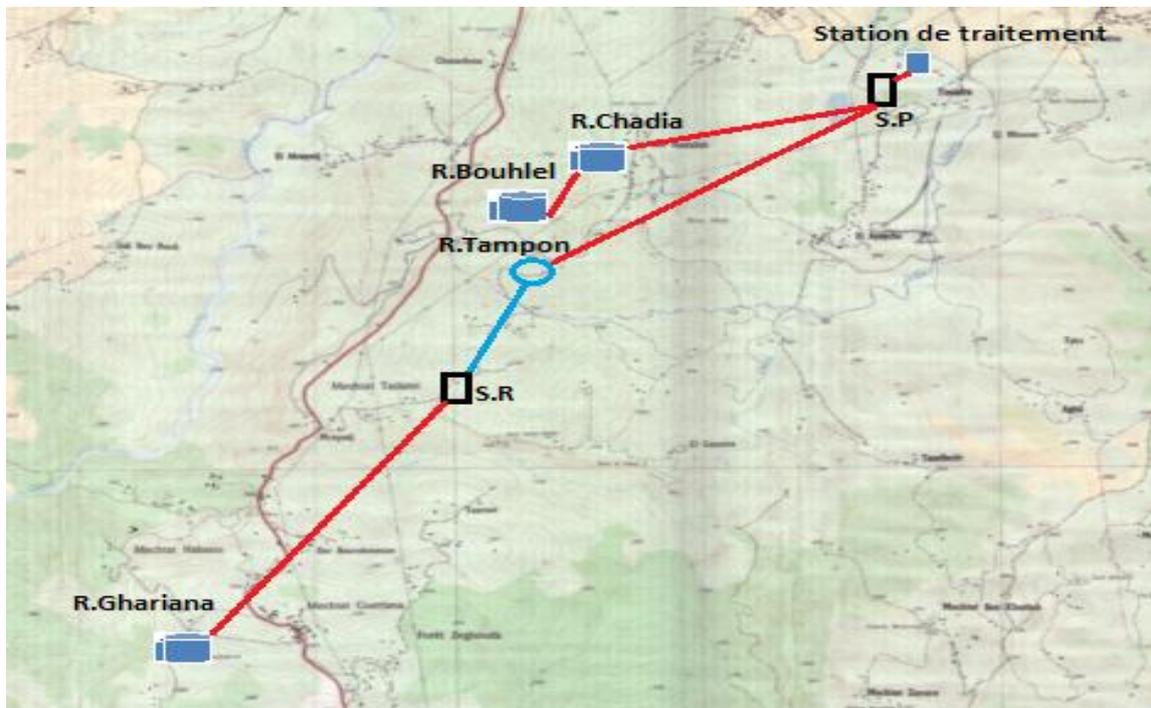


Figure III.2 : Schéma explicatif de la variante.

Tableau III.4 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.P- R500 Chadia	117,41	2702	342	204,901	302,568
R500 Chadia- R500 Bouhlel	83,06	1719	288	50,23	52,477
S.P – RT	45,88	3639	214	215,159	124,180
S.R – R 500 Ghariana	45,88	3954	214	353,645	204,108

Tableau III.5 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°2.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)
R tampon - S.R	38,24	1368	172

Variante N°3 :

Dans cette variante la station de pompage refoulera le débit total vers le réservoir de Bouhlel. Le reste de transfert vers le réservoir de Ghariana est une adduction mixte gravitaire-refoulement, qui suivra le tracé de la route wilayale N°153 ou on est appelés à déterminer un diamètre avantageux et un autre économique. Cette fois la bache d'eau sera projetée à une cote de 284 m, dont on doit réduire le plus possible la longueur de la conduite de refoulement.

Pareil à la première variante le réservoir de Chadia sera alimenté à son tour gravitairement à partir du réservoir de Bouhlel.

Les deux tableaux suivants résument les résultats de calcul pour la partie refoulement et gravitaire de la deuxième variante.



Figure III.3 : Schéma explicatif de la variante.

Tableau III.6 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°3.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.P-R500 Bouhlel	163,29	4419	404	246,357	507,676
S.R-R500 Ghariana	45,88	3408	214	308,956	178,761

Tableau III.7 : Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°3.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)
R500 Bouhlel- R500 Chadia	28,63	1719	134
R500 Bouhlel - S.R	38,24	2683	196

Analyse des variantes :

Le tableau qui suit récapitule les résultats aperçus, ce qui nous permet de faire la comparaison entre les trois variantes proposées en fonction des longueurs et diamètres des conduits et de la puissance absorbée par le groupe de pompage.

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats aperçus.

	Variante N°1		Variante N°2			Variante N°3	
Longueur totale (m)	11934		13382			12229	
Longueur gravitaire (m)	1719		1368			4402	
Diamètre avantageux (mm)	134		172			134	196
Longueur refoulement (m)	10215		12014			7827	
Diamètre économique (mm)	404	214	342	288	214	404	214
Hmt totale (m)	558,821		823,935			555,313	
Puissance totale (KW)	687,977		701,1333			686,437	

Donc de première vue, on remarque que la deuxième variante est la plus coûteuse, les longueurs des tronçons sont les plus longues ainsi que la puissance totale absorbée, plus qu'elle nécessite de l'implantation des plusieurs ouvrage annexes tel que les stations de repris et un réservoir tampon.

D'autre part la troisième variante est la plus économique, ou elle offre deux diamètres économique et deux diamètres avantageux, contrairement que la deuxième qui offre seulement deux diamètre économique mais avec une puissance absorbé plus onéreuse.

Conclusion :

D'après l'étude appliquée sur ces trois variantes, et malgré qu'elle est loin d'être exacte et précise, on peut baser sur les résultats trouvés pour le choix de la variante adopté pour le reste de notre projet.

Donc sur la base des calcule précédents on peut éliminer les deux variantes N°1 et N°2, alors que la variante choisi est la troisième (voire la planche N°1).

III.7) Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisi :

Dans ce qui suit on précisera les détails de calcule et dimensionnement de notre transfert, et les différents formule utilisée pour la détermination des diamètres des tronçons et les caractéristiques des groupes de pompages projetés.

Remarque : Les prix du mètre linéaire des conduites en PEHD utilisés dans ce qui suit sont celle du groupe K-PLAST (voir annexe I).

A) Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

Le dimensionnement de ce tronçon consiste à déterminer le diamètre économique de la conduite reliée la station de pompage et le réservoir de Chadia, dans le but de permettre le remplissage du réservoir sans discontinuité de l'écoulement et sans débordement de l'eau.

- **Débit d'exploitation :**

Le débit d'exploitation de station de pompage est calculé par la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s)

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j)..

t : Durée de fonctionnement de la station par jour.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp,S.P.R}} = \frac{11757,59 * 1000}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp,S.R}} = 163,29 \text{ l/s.}$$

• **Analyse de la capacité de la bache d'eau existante :**

Le dimensionnement de la bache d'eau est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier total de tous les agglomérations alimentés à partir de la station de traitement.

T : Temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$).

$$\text{A.N : } V_{\text{bache}} = (41173,20 * 0,25 / 20) = 514,665 \text{ m}^3.$$

Donc la capacité de la bache existante est suffisante.

a) Conduite d'aspiration :

Notre station de pompage projeté va fonctionner en supprimeur, c'est-à-dire les pompes vont être placées en charge, on dimensionne la conduite d'aspiration de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, pour ce la on doit avoir une vitesse d'aspiration en dessous ou égal à 1,5 m/s.

On calcule le diamètre qui correspond à une vitesse de 1,5 m/s par l'équation de continuité :

$$Q = S * V$$

Donc : $S = Q / V = \pi D^2 / 4$.

$$S = 0,16329 / 1,5 = 0,108 \text{ m}^2.$$

$$D = \sqrt{4 * 0,108 / \pi} = 370 \text{ mm.}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure de 1,5 m/s il faut augmenter le diamètre on utilisera un diamètre de 400 mm, dont l'épaisseur est de 14,5 mm. On doit vérifier la vitesse d'aspiration :

$$V = Q / S = 1,50 \text{ m/s.}$$

Alors la conduite d'aspiration est d'un diamètre de 400 mm, et s'étale sur une longueur de 50 m.

b) Conduite de refoulement :

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir de Bouhleb avec une longueur de 4419 m, dont la différence d'altitude est de 238 m, il va véhiculer un débit de 163,29 l/s.

On divise ce tronçon en deux, par la projection d'une station de reprise à une cote de 180 m, partageant la charge par deux et on aura deux stations de pompage en série :

• **Tronçon S.P-S.R :**

Ce tronçon s'étale sur une longueur de 1899 m, dont la station de pompage est implantée sur une cote de 55 m, la bache d'eau implantée (type semi enterré) est à une cote de 182 m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{\text{ec}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,16329}$$

$$D_{\text{ec}} = 404 \text{ mm.}$$

C'est un diamètre économique calculer, qu'on doit le normalise par la considération de plusieurs diamètre voisins et on calcul les dépense d'investissement et d'exploitations le diamètre économique est celui qui aura le faible bilan des frais (exploitation et investissement).

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

- ε : Rugosité totale de la conduite = 0,013 pour le PEHD.

Le nombre de Reynolds : $Re = \frac{V * D}{\nu}$

- ν : viscosité cinématique de l'eau = $1,1 * 10^{-6}$ m²/s à 20 C°.

La perte de charge totale est déterminée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{TP} - C_{SP} = 187 - 55 = 132$ m.

C_{TP} : la cote du niveau maximal de l'eau dans la bache d'eau (hauteur de la bache est de 5m).

C_{SP} : cote de la station de pompage.

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + \Delta h$.

Tableau III.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	22,7	163,29	4,96	924254,594	0,01119571	1899	143,85	132	275,85
315	28,6	163,29	3,12	733524,01	0,01073923	1899	43,44	132	175,44
400	36,3	163,29	1,94	577588,546	0,01029595	1899	12,60	132	144,60
500	45,4	163,29	1,24	462127,297	0,0099066	1899	3,97	132	135,97

Tableau III.10 : Calcul des frais d'investissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Frais de pose (DA)	Annuité	F _{invs} (DA)
250	4483,65	1899	8514451,35	622112,40	0,0888	811326,861
315	6844,50	1899	12997705,50	684323,64	0,0888	1214964,19
400	10904,40	1899	20707455,60	710985,60	0,0888	1901957,58
500	14911,00	1899	28315989,00	888732,00	0,0888	2593379,22

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta}$$

- η : rendement de la station de pompage = 78%.

Tableau III.11 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
250	566,51748	4135577,6	6451501,05
315	360,31245	2630280,91	4103238,21
400	296,98091	2167960,61	3382018,55
500	279,25571	2038566,71	3180164,07

Tableau III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	250	315	400	500
F amort	811326,86	1214964,19	1901957,58	2593379,22
F expl	6451501	4103238,21	3382018,55	3180164,07
Bilan (DA)	7262827,9	5318202,4	5283976,13	5773543,29

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 400 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,94 m/s.

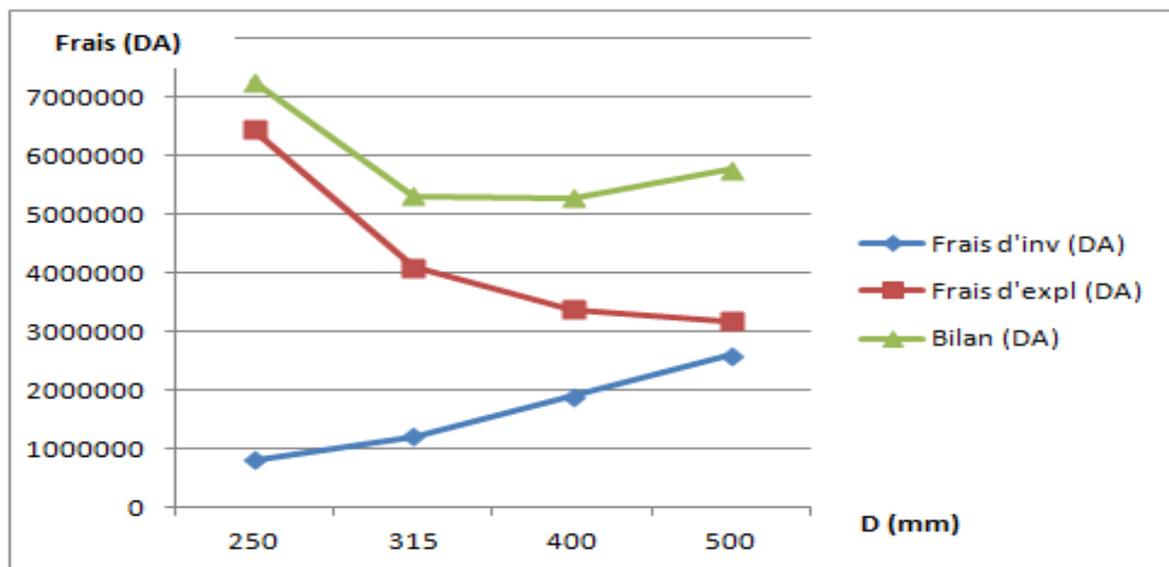


Figure III.4 : Courbe d'optimisation des frais.

- **Tronçon S.R-R500 Chadia :**

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 2520 m, il relie la station de reprise implanté et le réservoir de Bouhlel. Dont la cote du niveau minimum de l'eau dans la bache d'eau est de 182,2 m et la cote du trop plain du réservoir est de 293 m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,16333}$$

$$D_{ec} = 404 \text{ mm.}$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{Tp} - C_{min} = 293 - 182,2$

$$H_g = 110,8 \text{ m.}$$

C_{TP} : la cote du trop plain du réservoir de Bouhlel.

C_{SP} : cote du niveau minimal de l'eau dans la bache d'eau.

Tableau III.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	22,7	163,29	4,96	924254,594	0,01119571	2520	190,89	110,8	301,69
315	28,6	163,29	3,12	733524,01	0,01073923	2520	57,65	110,8	168,45
400	36,3	163,29	1,94	577588,546	0,01029595	2520	16,73	110,8	127,53
500	45,4	163,29	1,24	462127,297	0,00990666	2520	5,27	110,8	116,07

Tableau III.14 : Calcul des frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Frais de pose (DA)	Annuité	F _{amort} (DA)
250	4483,65	2520	11298798	622112,4	0,0888	1058576,84
315	6844,5	2520	17248140	684323,64	0,0888	1592402,77
400	10904,4	2520	27479088	710985,6	0,0888	2503278,54
500	14911	2520	37575720	888732	0,0888	3415643,34

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta}$$

- η : rendement de la station de pompage = 78%.

Tableau III.15 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
250	619,58946	4523003,09	7055884,82
315	345,95246	2525452,98	3939706,65
400	261,9106	1911947,37	2982637,9
500	238,38902	1740239,83	2714774,13

Tableau III.16 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	250	315	400	500
F _{amort}	1058576,8	1592402,77	2503278,54	3415643,34
F _{expl}	7055884,8	3939706,65	2982637,9	2714774,13
Bilan (DA)	8114461,7	5532109,42	5485916,44	6130417,47

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 400 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,94.

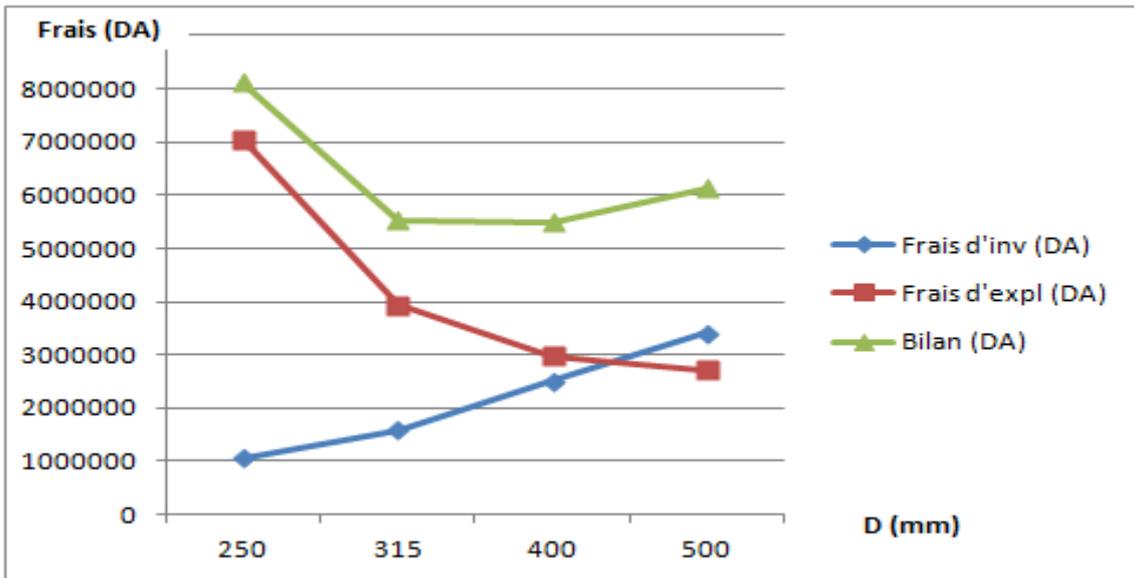


Figure III.5 : Courbe d'optimisation des frais.

B) Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Ce tronçon s'étale sur une longueur de 1719 m, et véhicule un débit de l'ordre de 28,63 l/s il relie les deux réservoirs de Chadia et Bouhlel avec une différence d'altitude de 36,5 m. Donc le dimensionnement de ce tronçon consiste à déterminer un diamètre avantageux tel que :

$$h_d = C_r - C_{TP}$$

$$h_d = 289 - 252,5 = 36,5 \text{ m.}$$

C_r : la cote du radier du réservoir de Bouhlel.

C_{TP} : cote de trop plein du réservoir de Chadia.

On se base sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin.}}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition de différentes valeurs des diamètres intérieures.

$$D^5 * \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$D^5 * 284,72 = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Donc : $D = 134 \text{ mm}$, c'est un diamètre intérieur calculer qu'on doit le normaliser.

Après vérification on remarque que le risque d'écrêtement est nul, dont la normalisation du diamètre avantageux de ce tronçon consiste à le remplacer par deux tronçons des diamètres $D_1 = 160 \text{ mm}$ e = 5,8 mm, et $D_2 = 125 \text{ mm}$ e = 4 mm tel que : $D_2 < D_{av} < D_1$.

Le tronçon du diamètre le plus grand D_1 sera placé en amont à la raison de ne pas gaspiller les pertes de charge au départ. Les longueurs des deux tronçons restent à déterminer :

$$\Delta h_t = \frac{1,1 \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g} \left(\frac{\lambda \cdot 1 \cdot L_1}{D_1^5} + \frac{\lambda \cdot 2 \cdot L_2}{D_2^5} \right)$$

Tel que : $L_1 + L_2 = L = 1719 \text{ m}$.

A.N : $L_1 = 1436 \text{ m}$.

$L_2 = 238 \text{ m}$.

Alors on va avoir un $\varnothing 160$ sur une longueur de 1436 m et une vitesse de 1,63 m/s, suivi de $\varnothing 125$ m sur une longueur de 2272 m et une vitesse de 2,66 m/s.

On remarque que les vitesses dans les deux tronçons sont supérieures à 1,5 m/s, donc on adopte un seul tronçon à un seul diamètre $\varnothing 200$ de longueur 1719 m, et une vitesse de 1,06 m/s.

C) Dimensionnement de l'adduction mixte gravitaire-refoulement :

Dans ce cas, on est appelé à déterminer un diamètre avantageux pour la conduite gravitaire, et un autre diamètre économique pour la conduite de refoulement, dont on s'efforce toujours de réduire le plus possible la longueur de cette dernière. Le dimensionnement de ce système exige l'étude de plusieurs variantes de la bache à eau à implanté en faisant varier la cote de terrain et pour chacune des ces variante on doit calculer :

- **Partie gravitaire :** les frais de la conduit gravitaire augment avec l'élévation de la cote du la bache à eau, on détermine les paramètres suivants :
 - Le diamètre.
 - La vitesse.
- **Partie refoulement :** les frais de la conduit de refoulement augment avec la basse de la cote du la bache à eau, on détermine les paramètres suivants :
 - La hauteur géométrique.
 - La hauteur manométrique totale.
 - La puissance absorbée par la pompe.

Le choix de la variante est basé sur une étude technico-économique, ou on doit avoir un diamètre avantageux qui nous offre une vitesse acceptable qui ne doit pas être au dessous de 0,5 m/s, pour défavoriser le dépôt dans la conduite, ainsi que ne pas permis aux attaques chimique provoqués par l'eau sur la paroi interne de la conduite.

- **Proposition et analyse des variantes :**

Partie gravitaire :

Variante N°1 : La bache d'eau à une cote du terrain égal à 280 m.

Le tronçon gravitaire s'étal sur une longueur de 2664 m, dont débit a véhiculé est de 38,24 l/s, la charge disponible entre le point de départ et point d'arrivé :

$$h_d = C_r - C_{\max}$$

$$h_d = 289 - 282 = 7 \text{ m}$$

C_r : la cote du radier du réservoir de Bouhlel.

C_{\max} : cote du niveau d'eau maximal de bache d'eau.

On se bas sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin}}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition de différentes valeurs des diamètres intérieures.

$$D^{5*} \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$D^{5*} A = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Résultat des calcule sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.

Diamètre (mm)	Longueur	λ	$D^{5*}A$
223	2664	0,0110223	0,0108916
224	2664	0,0110134	0,011138
225	2664	0,0110045	0,0113888

Le diamètre intérieur le plus avantageux du tronçon gravitaire de la variante N°2 est :

$$D_{av} = 224 \text{ mm, donc la vitesse d'écoulement : } V = \frac{Q}{S} = 0,97 \text{ m/s.}$$

Variante N°2 : La bache d'eau à une cote du terrain égal à 282 m.

Le tronçon gravitaire s'étal sur une longueur de 2675 m, dont débit véhiculé est de 38,24 l/s, la charge disponible entre le point de départ et point d'arrivé :

$$h_d = C_r \text{ du réservoir de Bouhlel} - C_{\text{max}} \text{ de la bach à eau.}$$

$$h_d = 289 - 284 = 5 \text{ m.}$$

On se bas sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin}}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition des différents diamètres.

$$D^{5*} \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$D^{5*} A = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.

Diamètre (mm)	Longueur	λ	$D^5 * A$
237	2675	0,0109021	0,0105055
238	2675	0,0108939	0,010729
239	2675	0,0108857	0,0109563

Le diamètre intérieur le plus avantageux du tronçon gravitaire de la variante N°2 est :

$$D_{av} = 238 \text{ mm, donc la vitesse d'écoulement : } V = \frac{Q}{S} = 0,86 \text{ m/s.}$$

Variante N°3 : La bache d'eau à une cote du terrain égal à 284 m.

Le tronçon gravitaire s'étale sur une longueur de 2683 m, dont débit véhiculé est de 38,24 l/s, la charge disponible entre le point de départ et point d'arrivée :

$$h_d = C_r \text{ du réservoir de Bouhlel} - C_{\max} \text{ de la bache à eau.}$$

$$h_d = 289 - 286 = 3 \text{ m.}$$

On se base sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin.}}$$

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition des différents diamètres.

$$D^5 * \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = \left(1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$$

$$D^5 * A = \left(1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$$

Résultat des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.

Diamètre (mm)	Longueur	λ	$D^5 * A$
262	2683	0,0107084	0,0103702
263	2683	0,0107011	0,0105696
264	2683	0,0106939	0,0107721

Le diamètre intérieur le plus avantageux du tronçon gravitaire de la variante N°3 est :

$$D_{av} = 263 \text{ mm, donc la vitesse d'écoulement : } V = \frac{Q}{S} = 0,70 \text{ m/s.}$$

Variante N°4 : La bêche d'eau à une cote du terrain égal à 286 m.

Le tronçon gravitaire s'étal sur une longueur de 2704 m, dont débit véhiculé est de 38,24 l/s, la charge disponible entre le point de départ et point d'arrivée :

$$h_d = C_r \text{ du réservoir de Bouhleb} - C_{\max} \text{ de la bêche à eau.}$$

$$h_d = 289 - 288 = 1 \text{ m.}$$

On se bas sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{\text{lin.}}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition des différents diamètres.

$$D^{5*} \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$D^{5*} * A = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Résultat des calculs sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Résultats des calculs de choix du diamètre avantageux.

Diamètre (mm)	Longueur	λ	$D^{5*}A$
325	2704	0,0103092	0,01008
326	2704	0,0103037	0,0102361
327	2704	0,0102981	0,010394

Le diamètre qui le plus avantageux du tronçon gravitaire de la variante N°3 est :

$$D_{av} = 326 \text{ mm, donc la vitesse d'écoulement : } V = \frac{Q}{S} = 0,45 \text{ m/s.}$$

Partie refoulement :

Variante N°1 :

La longueur de ce tronçon est de 3439 m et il véhicule un débit de 45,88 l/s, dont la hauteur géométrique égale à :

$$H_g = C_{TP} - C_{\min} = 577 - 280,2 = 296,8 \text{ m.}$$

C_{\min} : la cote du niveau minimal de la bêche d'eau.

C_{TP} : cote du trop plain du réservoir.

Le diamètre économique est déterminé par la formule de Bonin : $D = \sqrt[3]{Q} = 214 \text{ mm.}$

$$\text{Les pertes de charge : } \Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$\lambda = 0,0111047.$$

Donc : $\Delta h = 14,82.$

La hauteur manométrique total : $H_{mt} = H_g + \Delta h_t = 296,8 + 1,1 \cdot 14,82 = 313,10 \text{ m}.$

La puissance absorbée :
$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta}$$

$$P = 180,708 \text{ Kw}.$$

Variante N°2 :

La longueur de ce tronçon est de 3428 m, dont la hauteur géométrique égale à :

$$H_g = C_{TP} - C_{\min} = 577 - 282,2 = 294,8 \text{ m}.$$

Le diamètre économique est déterminé par la formule de Bonin : $D = \sqrt{Q} = 214 \text{ mm}.$

Les pertes de charge :
$$\Delta h = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$$\lambda = 0,0111047.$$

Donc : $\Delta h = 14,76.$

La hauteur manométrique total : $H_{mt} = H_g + \Delta h_t = 294,8 + 1,1 \cdot 14,76 = 311,04 \text{ m}.$

La puissance absorbée :
$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta}$$

$$P = 179,481 \text{ Kw}.$$

Variante N°3 :

La longueur de ce tronçon est de 3420 m, dont la hauteur géométrique égale à :

$$H_g = C_{TP} - C_{\min} = 577 - 284,2 = 292,8 \text{ m}.$$

Donc : $\Delta h = 14,73.$

La hauteur manométrique total : $H_{mt} = H_g + \Delta h_t = 292,8 + 1,1 \cdot 14,73 = 309,00 \text{ m}.$

La puissance absorbée :
$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta}$$

$$P = 178,305 \text{ Kw}.$$

Variante N°4 :

La longueur de ce tronçon est de 3399 m, dont la hauteur géométrique égale à :

$$H_g = C_{TP} - C_{\min} = 577 - 286,2 = 290,8 \text{ m}.$$

Donc : $\Delta h = 14,64.$

La hauteur manométrique total : $H_{mt} = H_g + \Delta h_t = 290,8 + 1,1 \cdot 14,64 = 306,91 \text{ m}.$

La puissance absorbée :
$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta}$$

$$P = 177,094 \text{ Kw}.$$

Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des résultats trouvées pour les deux partie gravitaire et refoulement.

	Cote	ΔH (m)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Hmt (m)	P (KW)
280	Conduite de refoulement	14,82	214	3427	1,27	313,10	180,708
	Conduite gravitaire	7	224	2664	0,97	-	-
282	Conduite de refoulement	14,70	214	3416	1,27	311,04	179,481
	Conduite gravitaire	5	238	2675	0,86	-	-
284	Conduite de refoulement	14,8	214	3408	1,27	309,00	178,305
	Conduite gravitaire	3	263	2683	0,70	-	-
286	Conduite de refoulement	14,64	214	3387	1,27	306,91	177,094
	Conduite gravitaire	2	326	2704	0,45	-	-

Conclusion :

Après avoir analysé les résultats des calculs au dessus, on voit que la première et la dernière variante doivent être éliminées à cause du coût important de la puissance absorbée pour la variante N°1, et de la faible vitesse et le diamètre important trouvé dans le calcul de la conduite gravitaire de la dernière variante.

Concernant les deux autres variantes, il est remarquable que le dimensionnement de la partie gravitaire nous conduise aux deux diamètres avantageux voisins, ainsi que les vitesses d'écoulement gravitaire trouvées sont acceptables, par contre on remarque que la variante N°2 exige une puissance à absorber plus que la troisième.

Donc la variante choisie pour l'implantation de la bache à eau est la troisième variante, vu qu'elle est plus économique que les autres variantes proposées.

- **Dimensionnement de la partie gravitaire :**

Le diamètre le plus avantageux calculé pour ce tronçon est de 263 mm qu'on doit le normaliser, mais avant on doit vérifier si ce que la ligne de charge engendrée par un seul diamètre et qui est une ligne droite reliant le réservoir de Bouhlel est la bache à eau implantée, va-t-elle écrêter le terrain.

Après vérification on remarque que le risque d'écrêtement est nul, dont la normalisation du diamètre avantageux de ce tronçon consiste à le remplacer par deux tronçons des diamètres $D_1 = 400$ mm e = 36,3 mm, et $D_2 = 315$ mm e = 28,6 mm tel que : $D_2 < D_{av} < D_1$.

Le tronçon du diamètre le plus grand D_1 sera placé en amont à la raison de ne pas gaspiller les pertes de charge au départ. Les longueurs des deux tronçons restent à déterminer :

$$\Delta h_t = \frac{1,1 \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g} \left(\frac{\lambda_1 \cdot L_1}{D_1^5} + \frac{\lambda_2 \cdot L_2}{D_2^5} \right)$$

Tel que : $L_1 + L_2 = L = 2683$ m.

A.N : $L_1 = 411$ m.
 $L_2 = 2272$ m.

Alors on va avoir un Ø400 sur une longueur de 411 m et une vitesse de 0,55 m/s, suivi de Ø315 m sur une longueur de 2272 m et une vitesse de 0,88 m/s.

• **Dimensionnement de la partie refoulement :**

Ce tronçon relie la station de repris et le réservoir de Ghariana avec une longueur de 3420 m, dont la différence d'altitude est de 292,8 m, il va véhiculer un débit de 45,88 l/s.

On divise ce tronçon en deux, par la projection d'une station de reprise à une cote de 420 m, partageant la charge par deux, et on aura deux stations de pompage en série :

Tronçon S.R1-S.R2 :

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 2141 m, dont la première station de reprise est implanté sur une cote de 280 m, la deuxième sur une cote de 420 m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04588}$$

$$D_{ec} = 214 \text{ mm.}$$

C'est un diamètre économique calculer, qu'on doit le normalise par la considération de plusieurs diamètre voisins et on calcul les dépense d'investissement et d'exploitations le diamètre économique est celui qui aura le faible bilan des frais (exploitation et investissement).

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

- ε : Rugosité totale de la conduite = 0,013 pour le PEHD.

Le nombre de Reynolds : $Re = \frac{V * D}{\nu}$

- ν : viscosité cinématique de l'eau = $1,1 * 10^{-6}$ m²/s à 20 C°.

La perte de charge totale est déterminée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}.$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{Tp}$ de la 2^{ème} bache d'eau - C_{min} du la 1^{er} bache d'eau

$$H_g = 422 - 284,2 = 137,8 \text{ m.}$$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + \Delta h$.

Tableau III.22 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
160	14,6	45,88	3,41	406212,537	0,01216613	2141	130,29	137,8	268,09
200	12,2	45,88	1,89	302577,448	0,01151376	2141	28,27	137,8	166,07
250	22,7	45,88	1,39	259690,127	0,01119571	2141	12,80	137,8	150,60
315	28,6	45,88	0,87	206100,077	0,01073923	2141	3,86	137,8	141,66

Tableau III.23 : Calcul des frais d'investissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Frais de pose (DA)	Annuité	F _{amort} (DA)
160	1825,2	2141	3907753,2	516811,2	0,0888	392901,319
200	2692,34	2141	5764299,94	587613,24	0,0888	564049,89
250	4483,65	2141	9599494,65	622112,4	0,0888	907678,706
315	6844,5	2141	14654074,5	684323,64	0,0888	1362049,75

Tableau III.24 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F _{expl} (DA)
160	154,69577	1129279,1	1761675,4
200	95,827244	699538,88	1091280,7
250	86,900602	634374,4	989624,06
315	81,741961	596716,31	930877,45

Tableau III.25 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	160	200	250	315
F _{amort}	392901,32	564049,89	907678,71	1362049,8
F _{expl}	1761675,4	1091280,66	989624,06	930877,45
Bilan (DA)	2154576,7	1655330,55	1897302,8	2292927,2

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 200 mm avec une vitesse de 1,89 m/s.

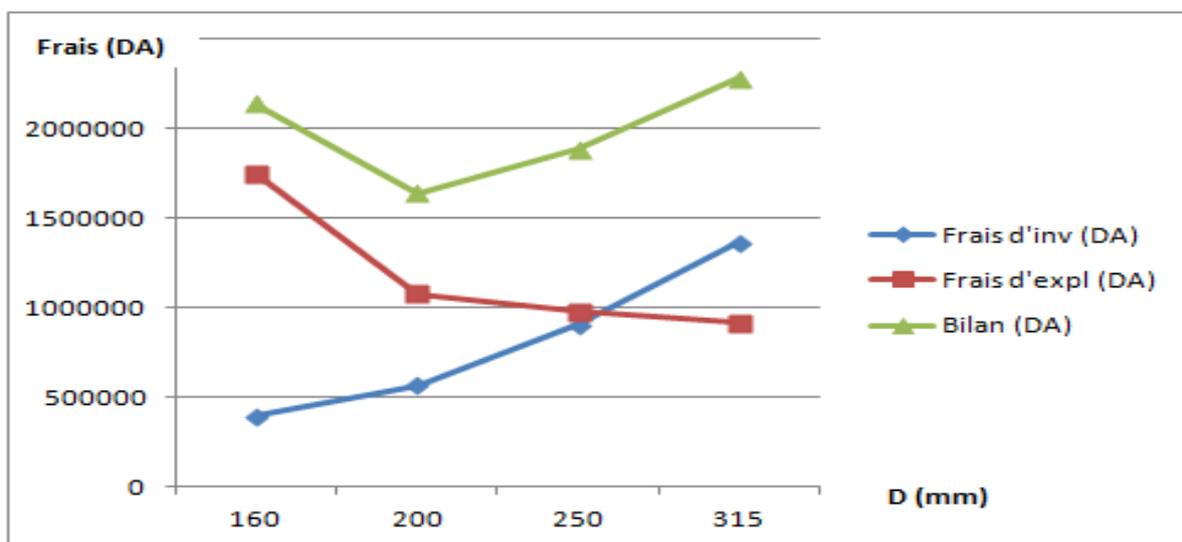


Figure III.6 : Courbe d'optimisation des frais.

- **Tronçon S.R2-R500 Ghariana :**

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 1267 m, Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

La hauteur géométrique : $H_g = C_{TP}$ de réservoir – C_{min} du la 2^{ème} bache d'eau

$$H_g = 577 - 420,2 = 156,8 \text{ m.}$$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + \Delta h$.

Tableau III.26 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
160	14,6	45,88	3,41	406212,537	0,01216613	1267	77,10	156,8	233,90
200	12,2	45,88	1,89	302577,448	0,01151376	1267	16,73	156,8	173,53
250	22,7	45,88	1,39	259690,127	0,01119571	1267	7,57	156,8	164,37
315	28,6	45,88	0,87	206100,077	0,01073923	1267	2,28	156,8	159,08

Tableau III.27 : Calcul des frais d'investissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Frais de pose (DA)	Annuité	F _{amort} (DA)
160	1825,2	1267	2312528,4	516811,2	0,0888	251245,356
200	2692,34	1267	3411194,78	587613,24	0,0888	355094,152
250	4483,65	1267	5680784,55	622112,4	0,0888	559697,249
315	6844,5	1267	8671981,5	684323,64	0,0888	830839,896

Tableau III.28 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
160	134,97094	985287,847	1537049,04
200	100,13359	730975,178	1140321,28
250	94,850374	692407,732	1080156,06
315	91,798671	670130,295	1045403,26

Tableau III.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	160	200	250	315
F _{amort}	251245,36	355094,152	559697,249	830839,896
F _{expl}	1537049	1140321,28	1080156,06	1045403,26
Bilan (DA)	1788294,4	1495415,43	1639853,31	1876243,16

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 200 une vitesse de 1,89 m/s.

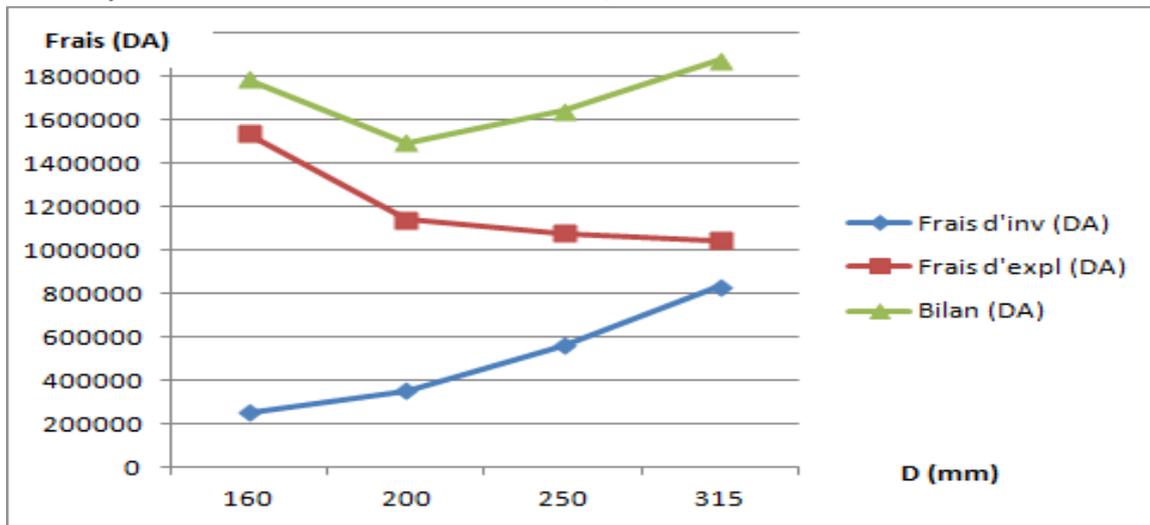


Figure III.7 : Courbe d'optimisation des frais.

Tableau III.30 : Tableau récapitulatif de différentes parties de transfert.

	Adduction par refoulement		Adduction gravitaire	Adduction mixte			
	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 1	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Débit (l/s)	163,29	163,29	28,63	38,24	38,24	45,88	45,88
Type d'écoulement	En charge par refoulement	En charge par refoulement	Gravitaire en charge	Gravitaire en charge	Gravitaire en charge	En charge par refoulement	En charge par refoulement
Longueur (m)	1899	2520	1719	411	2272	2141	1267
Diamètre (mm)	400	400	200	400	315	200	200
Vitesse (m/s)	1,94	1,94	1,06	0,55	0,88	1,89	1,89

Conclusion :

La façon de calculer au-dessus a été la plus économique technique possible, dont on a adopté trois types d'adduction pour la conception de notre transfert.

Une adduction par refoulement composée de deux tronçons et occupée par une station de pompage et une station de reprise. Une adduction gravitaire relie deux réservoirs avec un seul tronçon et un seul diamètre avantageux aussi qu'une autre adduction mixte gravitaire-refoulement, dont chacune des parties gravitaire et refoulement sont décomposées en deux tronçons, elle est occupée aussi par deux stations de reprise.

Chapitre

IV

Etude de conception des ouvrages annexe

Introduction :

Dans le cadre de réaliser ce projet, les ouvrages annexes sont des éléments indispensables pour le bon fonctionnement du système de transfert. Donc dans ce chapitre on abordera une étude sur les ouvrages et la capacité de stockage nécessaire pour les agglomérations concernées, une étude sur les groupes de pompage ainsi que la protection des canalisations contre le phénomène transitoire et le mode de pose des conduites.

IV.1) Etude des ouvrages de stockage : [2]**IV.1. 1) Présentation des réservoirs existants :**

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, autrement dit il lie deux régimes différents, un régime constant qui vient de la source, et ce lui de la consommation qui est variable. Les ouvrages de stockage principaux au niveau des agglomérations concernés par notre étude sont les suivants sans tenir compte des petites bâches d'eau et les ouvrages déjà désaffectés.

Le tableau qui suit représente les caractéristiques de ces réservoirs :

Tableau IV.1 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants.

Réservoir	Capacité	Type	Forme	C.T (m)	C.R (m)	C.T.P (m)
CHADIA	500	Semi enterré	circulaire	290	289	293
BOUHLEL	500	Semi enterré	circulaire	151	148,5	152,5
GHARIANA	500	Semi enterré	circulaire	574	573	577

- **Classification des réservoirs :**

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

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

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- Rectangulaire ou carrée: Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Ils seront réalisés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
- Circulaire: Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

- **Équipement du réservoir :** (voire la planche N°5)

Le réservoir à projeter doit être équipé convenablement par les équipements suivants :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Au niveau de tous les cuves des réservoirs, cette conduite arrive par le bas ou par le font sinon en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage, cette conduite occupe le remplissage de réservoir.

- Conduite de départ :

Cette conduite véhicule le débit de distribution vers les agglomérations, son départ s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui peuvent se décompter dans la cuve.

- Conduite de vidange :

Cette conduite permet le vidange de réservoir en cas de nettoyage ou de réparation, elle est munie par un robinet vanne, et raccordée à la conduite de trop plein et se déverse vers le milieu naturel.

- Conduite de trop plein :

Conduite rarement utilisée, elle a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrive au réservoir, son extrémité supérieure est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

- Conduite by-pass :

Cette conduite relie la conduite d'arrivée par la conduite de départ, elle a pour rôle d'assurer la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou de vidage de la cuve.

- Le système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préservée le volume d'incendie au niveau du réservoir, on a deux systèmes :

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

Toutes ces conduites doivent être également aboutir dans une chambre de manœuvre.

• **Traversée des conduites dans les parois de la cuve :**

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

- 1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de 'U'.
- 2^{ème} cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette.

IV.1. 2) Analyse de la capacité de stockage :

a. Réservoir de distribution :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. Le plus souvent la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

✓ Cas d'une conduite de refoulement :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. On utilisera la méthode analytique ou on fixe un régime de pompage de 20 heures, cette méthode consiste à calculer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir, le volume de régulation sera :

- Le régime de consommation de notre agglomération.

- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir.

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$V_r = \frac{a\% \cdot Q_{\max,j}}{100} \dots \dots \dots [IV.1]$$

a % : Représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$ en pourcentage.

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

- ✓ Cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire $Q_{\text{moy,h}}$ de la journée. On doit vérifier deux conditions pour pouvoir déterminer le volume du réservoir :

Si $Q_a > K_p Q_{\text{moy,h}}$: le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande donc le réservoir est inutile.

Si $Q_{\text{moy,h}} < Q_a \leq K_p Q_{\text{moy,h}}$: dans ce cas le volume est calculé par la formule qui suit :

$$V = T (K_p Q_{\text{moy,h}} - Q_a) \dots \dots \dots [IV.2]$$

Avec :

K_p : coefficient d'irrégularité maximal horaire.

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire.

Q_a : débit d'alimentation.

T : temps de point.

b. Réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire.

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

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

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

Pour un instant ' t ' le débit sera :

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

Et le volume dV du réservoir sera :

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

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

Remarque : avant de dimensionnée tout réservoir il faut prend en considération le réserve d'incendie, c'est un réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 17 l/s, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc.}} \dots \dots \dots [IV.3]$$

- **Analyse de la capacité de stockage du réservoir de Bouhlel:**

Ce réservoir est alimenté par refoulement à l'aide d'un groupe de pompage, il a un double rôle, un réservoir de distribution qui emmagasine un volume d'eau destinée à l'alimentation de l'agglomération Bouhlel, un autre rôle comme un réservoir tampon qui assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire vers les trois réservoirs de Kaous, Chadia et Ghariana donc le volume du réservoir totale est :

$$V_t = V_r + V_{\text{tomp}} + V_{\text{inc}}$$

A partir de régime de consommation pris en fonction du nombre d'habitants et le régime de la station de pompage avec un temps de fonction de 20 h par jour on détermine analytiquement la capacité du réservoir, et pour un temps de fermeture du robinet vanne d'une durée de 0,5 h on détermine le volume totale du réservoir :

Tableau IV.2: Détermination de la capacité du stockage réservoir de Bouhlel.

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	1	0		1	8,5
2 - 3	1	0		1	7,5
3 - 4	1	0		1	6,5
3 - 4	1	0		1	5,5
4 - 5	2	5	3		8,5
5 - 6	3	5	2		10,5
6 - 7	5	5	0	0	10,5
7 - 8	6,5	5		1,5	9
8 - 9	6,5	5		1,5	7,5
9 - 10	5,5	5		0,5	7
10 - 11	4,5	5	0,5		7,5
11 - 12	5,5	5		0,5	7
12 - 13	7	5		2	5
13 - 14	7	5		2	3
14 - 15	5,5	5		0,5	2,5
15 - 16	4,5	5	0,5		3
16 - 17	5	5	0	0	3
17 - 19	6,5	5		1,5	1,5
18 - 19	6,5	5		1,5	0
19 - 20	5	5	0	0	0
20 - 21	4,5	5	0,5		0,5
21 - 22	3	5	2		2,5
22 - 23	2	5	3		5,5
23 - 24	1	5	4		9,5

Tableau IV.3 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	V _r (m ³)	Q ₀ (m ³ /j)	V _{tomp} (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	633,20	10,5	66,486	7412,26	77,21	120	263,69

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 300 m³.

Tableau IV.4: Calcul du volume total de stockage à long terme.

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	V _r (m ³)	Q ₀ (m ³ /j)	V _{tomp} (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	946,07	10,5	99,34	10811,52	112,62	120	331,96

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 500 m³.

Après avoir déterminé la capacité de stockage nécessaire, on fait un bilan entre la capacité nécessaire et la capacité existante, les résultats de calcul est résumé dans le tableau qui suit :

Tableau IV.5 : Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2013	300	500	-	200
2040	500		-	-

- Analyse de la capacité de stockage du réservoir de Chadia :**

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir sise au niveau de Bouhleil, il a le rôle d'emmagasiner un volume d'eau destiner à l'alimentation de l'agglomération de Chadia. Le volume du réservoir est donné par la formule qui suit :

$$V_r = T (K_p Q_{\text{moy},h} - Q_a).$$

Avec : $Q_a = Q_{\text{moy},h}$ et $T = 2$ h.

$$V_r = 2 * (K_p - 1) * Q_{\text{moy},h}.$$

$$K_p = K_{\max j} * K_{\max h}.$$

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}}.$$

Les résultats de calcul sont résumées dans le tableau qui suit, pour l'horizon actuel et l'horizon à long terme :

Tableau IV.6 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.

Paramètres	K _{max j}	K _{min j}	K _p	Q _{moy, h} (m ³ /h)	V _r (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	1,3	1,82	2,37	70,82	194,05	120	314,05

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 300 m³.

Tableau IV.7: Calcul du volume total de stockage à long terme.

Paramètres	K _{max j}	K _{min j}	K _p	Q _{moy, h} (m ³ /h)	V _r (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	1,3	1,69	2,2	103,08	194,05	120	367,39

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 500 m³.

Tableau IV.8 : Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2013	300	500	-	200
2040	500		-	-

- **Analyse de capacité de stockage du réservoir Ghariana :**

Ce réservoir est alimenté par refoulement à l'aide d'un groupe de pompage, il a le rôle d'emmagasiner un volume d'eau destinée à l'alimentation de l'agglomération de Ghariana.

Tableau IV.9 : Détermination de la capacité du stockage réservoir de Ghariana.

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	1	0		1	8,5
2 - 3	1	0		1	7,5
3 - 4	1	0		1	6,5
3 - 4	1	0		1	5,5
4 - 5	2	5	3		8,5
5 - 6	3	5	2		10,5
6 - 7	5	5	0	0	10,5
7 - 8	6,5	5		1,5	9
8 - 9	6,5	5		1,5	7,5
9 - 10	5,5	5		0,5	7
10 - 11	4,5	5	0,5		7,5
11 - 12	5,5	5		0,5	7
12 - 13	7	5		2	5
13 - 14	7	5		2	3
14 - 15	5,5	5		0,5	2,5
15 - 16	4,5	5	0,5		3
16 - 17	5	5	0	0	3
17 - 19	6,5	5		1,5	1,5
18 - 19	6,5	5		1,5	0
19 - 20	5	5	0	0	0
20 - 21	4,5	5	0,5		0,5
21 - 22	3	5	2		2,5
22 - 23	2	5	3		5,5
23 - 24	1	5	4		9,5

Tableau IV.10 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel.

Paramètres	Q _{max, j} (m ³ /j)	A (%)	V _r (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	2289,47	10,5	240,39	120	360,39

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 500 m³.

Tableau IV.11 : Calcul du volume total de stockage à long terme.

Paramètres	Q _{max,j} (m ³ /j)	a (%)	V _r (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)
Résultats	3304,17	10,5	346,94	120	466,94

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2040 est de 500 m³.

Tableau IV.12 : Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2013	500	500	/	/
2040	500		/	/

Conclusion :

D'après les calculs ci-dessus on peut dire que les ouvrages de stockage existants au niveau des agglomérations concernées par notre étude, satisfont ses besoins de stockage jusqu'à l'horizon 2040.

- **Capacité de stockage des baches d'eau projetées :**

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise. De préférence que la bache doit être projetée à un niveau plus haut que l'axe de la pompe pour éviter le problème de l'amorçage de la pompe et de la cavitation.

Le volume de la bache de reprise est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max},j} \cdot t}{20} \dots \dots \dots [\text{IV.4}]$$

Avec :

Q_{max,j} : Débit maximal journalier.

T: Temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h).

- ✓ Bache de reprise N°1 :

La station de reprise N°1 calée à une cote de terrain de 179 m alimente le réservoir de Chadia à une cote de terrain de 290 m dont le débit entrant à la station de pompage est de 11777,59 m³/j.

Alors le volume de la bache est de :

$$V_{\text{bache}} = \frac{11777,59 \cdot 0,25}{20} = 147,22 \text{ m}^3.$$

Pour un volume normalisé de 200 m³.

La hauteur optimale prise est de 5 m, on obtient une section carrée de côté 7 m.

- ✓ Bache de reprise N°2 et N°3 :

Les deux stations de reprise N°2 et N°3 sont en série alimentent le réservoir de Ghariana avec un débit de l'ordre de 3304,17 m³/j, le dimensionnement des ces bache d'eau sera le même (deux bache identique).

Alors le volume de la bache est de :

$$V_{\text{bache}} = \frac{3304,17 \cdot 0,25}{20} = 41,30 \text{ m}^3.$$

Pour un volume normalisé de 50 m³.

La hauteur optimale prise est de 2 m, on obtient une section carrée de coté 5 m.

IV.2) Etude de pompage :

IV.2.1) Principe de fonction d'une pompe :

Le principe de base des pompes centrifuges repose sur la mise en rotation du fluide à pomper en le faisant circuler dans une roue tournant à une vitesse plus ou moins élevée.

Le fluide est admis au centre de la roue avec une pression dite pression d'aspiration. Lors de sa mise en rotation et de son déplacement vers la périphérie de la roue, sa vitesse et son énergie cinétique augmentent, la pression dynamique qui en résulte augmente donc également. A la périphérie de la roue, le fluide est canalisé vers la tuyauterie de refoulement par l'oblique d'une volute, et son ralentissement transforme une partie de la pression dynamique acquise en pression statique.

Certaines pompes disposent en plus d'un diffuseur, dont le but est de diriger les veines fluides vers la volute en minimisant les pertes de charge, le gain de pression dynamique fourni par la pompe centrifuge est en général exprimé en hauteur de fluide et nommé HMT pour Hauteur Manométrique Totale.

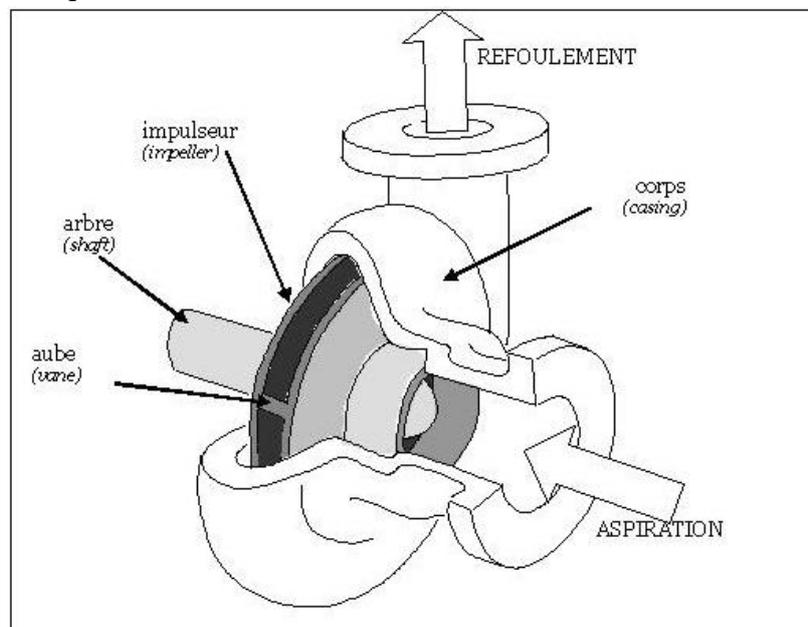


Figure IV.1 : Photo représentative d'une pompe centrifuge.

- **Choix du type de pompe :**

La pompe choisie doit répondre aux conditions suivantes :

- Assurer le débit et la charge demandés.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids plus faible.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Répond à la construction du bâtiment la plus économique et être fabriquée en sérié.
- Puissance absorbée minimale.

- **Exigences principales soumises à la station de pompage :**

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du cout de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-type.
- Eviter les zones instables (sismiques et inondables).

- **Choix de l'emplacement de la station de pompage :**

L'emplacement et le type de la station de pompage est établis suivant des principaux techniques et économiques :

- Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
- Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- Prévoir de la verdure autour de la station.
- La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire:
 - ✓ A la source en eau.
 - ✓ Aux conditions liées à la nature de la ressource en eau.
 - ✓ En notamment : (des plus basses eaux)

- **Couplage des pompes :**

Il existe deux types de couplage :

- ✓ Couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vu de l'augmentation de la hauteur d'élévation.
- ✓ Couplage en parallèle : ce type est utilisé en vu de l'augmentation de débit refoulé.

- **Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :**

Comme il été remarqué, le débit et la hauteur demandés sont légèrement différents au débit et la hauteur disponible, pour ce la on est appelés à l'adaptation des pompes aux conditions demandées. On distingue les modes de réglage qui suivent :

- ✓ Cas ou débit pompé > débit demandé :
 - Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
 - Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peut le robinet vanne de refoulement.
 - Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
 - Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.
 - Diminution des heures de pompage.
 - Changement complètement du type de la pompe.
- ✓ Cas ou débit pompé < débit demandé :
 - Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
 - Changement de type de pompe.
 - Accouplement des pompes.

Dans le cas où on tombe dans la plage de bon fonctionnement ($Q_d = \pm 10 \% Q_a$), ce n'est pas la peine de faire aucun mode de réglage.

- **Équipements en amont de la pompe :**

- Conduite d'aspiration : Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe.
- Joint de démontage : Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.
- Convergent d'aspiration : La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.
- Les ventouses : Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire.

- **Équipements en aval de la pompe :**

- Divergent : À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.
- Clapet de non retour : À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.
- Joint de démontage : Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.
- Vanne de régulation : Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.
- Conduit de refoulement : Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.
- Collecteur de refoulement : Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.
- Le by-pass.

- **Choix du nombre de pompe secours :**

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours :

Si :

- Nombre de pompe $n \leq 4$ \longrightarrow une seule pompe de secours.
- Nombre de pompe $4 < n \leq 6$ \longrightarrow deux pompes de secours.
- Nombre de pompe $6 < n$ \longrightarrow trois pompes de secours.

- **Choix du nombre des pompes :**

Le choix du nombre des pompes doit répondre aux critères suivantes :

- ✓ Le nombre doit être minimal le plus possible.
- ✓ Meilleur rendement.

- ✓ NPSH r minimale.
- ✓ Puissance absorbée minimale.
- ✓ Nombre d'étage minimal.

Pour le choix du type de pompe dans notre cas, nous utilisons le catalogue CAPRARI, il nous permet de déterminer les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

IV.2.2) Dimensionnement de la station de pompage :

Dans ce qui suit, on adoptera le dimensionnement de la station de pompage ainsi que les trois stations de reprise, de point de vu, choix du nombre et type des pompes, détermination des courbes caractéristiques, les équipements amont et aval aussi que le calage des pompe par la détermination IV de la cote du leurs axes.

a) Station de pompage : (voire la planche N°5)

On a besoin de véhiculer un débit de 163,29 l/s sur une hauteur manométrique de 144,60 m.

Tableau IV.13 : Choix du nombre et type de la pompe.

N	Q _{cal} (l/s)	H _{cal} (m)	Type de pompe	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr
1	163,29	144,60	-	-	-	-	-
2	163,29	144,60	PM 150/5A	79,7	1450	282	2,99
3	163,29	144,60	PM 125/2D	73,8	2900	315	4,43
4	163,29	144,60	PM 100/2A	77,4	2900	271	4,37

Vu les caractéristiques hydraulique représentés au dessus, on opte un nombre des pompes de l'ordre de deux (deux pompe identiques en parallèle avec une pompe de secours) à la raison de satisfaire le débit calculer.

• Description de la pompe choisit :

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal :

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiratio : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Données techniques / Caractéristiques :
- Q : 80,7 l/s
- H : 141 m
- Puissance moteur P2 : 160 Kw et Tension : 400 V.
- Fréquence : 50 Hz.
- Type de moteur : 3~.
- Vitesse nominale de moteur : 1450 tr/min.
- Diamètre refoulement : DN 150.
- Raccord d'aspiration : DN 200.
- Densité max : 998 Kg/m³.

- Température maximale de liquide à pompé : 363 K.
- Viscosité max : 1 mm²/s.
- Poids : 1950 Kg.

• **Courbe caractéristiques :**

On représente les courbes caractéristiques [H-Q], [Pabs - Q], [η - Q] et [(NPSH)_r - Q] des pompes choisit, qui sont obtenues à partir du catalogue fournis par le constructeur CAPRARI.

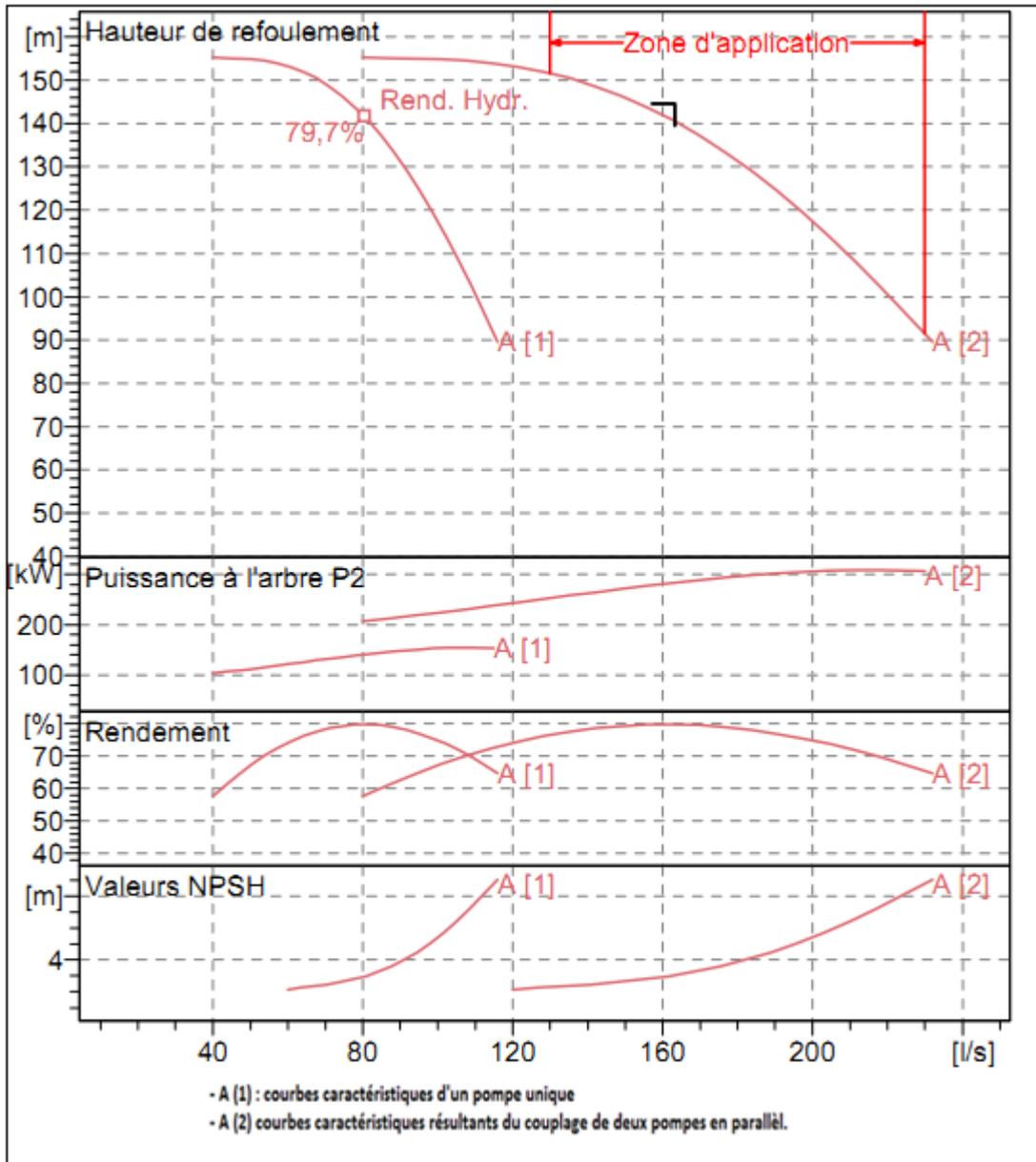


Figure IV.2 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.

• **Point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement d’une pompe est l’intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H_p -Q], elle est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage, et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c -Q], déterminée par l’installateur de la pompe.

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

✓ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots[IV.5]$$

Avec : $\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire}$

$$Et : h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}}$$

Tableau IV.14 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.

Q (l/s)	H _p (m)	λ	ΔH (m)	H _g (m)	H _c (m)
0	160	0,010296	0	132	132
20	159,5	0,010296	0,18	132	132,18
40	159	0,010296	0,72	132	132,72
80	158	0,010296	2,89	132	134,89
100	156	0,010296	4,52	132	136,52
120	154	0,010296	6,52	132	138,52
140	149	0,010296	8,87	132	140,87
160	142	0,010296	11,59	132	143,59
180	133	0,010296	14,67	132	146,67

Les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite sont représentées dans la figure ci-après :

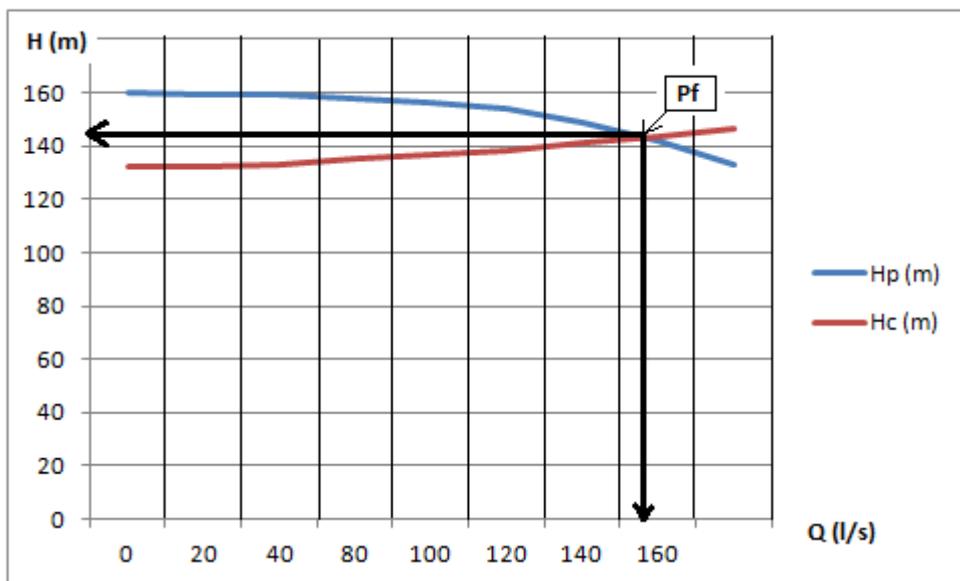


Figure IV.3 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 159 \text{ l/s} = \pm 10\% * 163,29 \text{ l/s.}$$

$$H_c = 142 \text{ m} = \pm 10\% * 144,60 \text{ m.}$$

Donc notre station de pompage va comporte trois pompes identiques dont une de secours, de première vu on remarque qu'on est dans la plage de bon fonctionnement dont le débit et la

hauteur demandés sont presque égaux au débit et la hauteur disponible, donc on a pas besoin d'aucun mode de réglage.

- **Dimensionnement des équipements des pompes :**

✓ Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes.

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

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration = $(1,2 \div 1,5) d_a$.

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe = 200 mm.

La vitesse dans les conduites d'aspiration doit vérifier les conditions suivantes :

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

$D_a = 300 \text{ mm}$ Donc $L_c = 0,4 \text{ m}$ et $V_a = 1,2 \text{ m/s}$.

La vitesse d'aspiration est vérifiée et le diamètre d'aspiration opter est de 300 mm.

✓ Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :

Pour notre cas on adopte un seul collecteur de refoulement.

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

La distance entre les collecteurs est :

- $d_c = 0,7 \text{ m}$ pour $D_r < 400 \text{ mm}$.
- $d_c = 1 \text{ m}$ pour $D_r = (400-1000) \text{ mm}$.
- $d_c = 1,5 \text{ m}$ pour $D_r > 1000 \text{ mm}$.

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

D_r : Diamètre de refoulement (pompe).

d_r : diamètre de tubulure de refoulement de la pompe = 150 mm.

La vitesse dans les conduites de refoulement doit vérifier les conditions suivantes :

- $V_a = (1-1,5) \text{ m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$.
- $V_a = (1,2-2) \text{ m/s}$ pour $300 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$.
- $V_a = (1,8-3) \text{ m/s}$ pour $D_a \geq 800 \text{ mm}$.

$D_r = 250 \text{ mm}$ $d_r = 150 \text{ mm}$ donc : $L_d = 0,4 \text{ m}$ $d_c = 0,7 \text{ m}$ et $V = Q/S = 3,3 \text{ m/s}$.

La vitesse est non vérifiée, on doit augmenter le diamètre de la conduite de refoulement :

$D_r = 350 \text{ mm}$ $d_r = 150 \text{ mm}$ donc : $L_d = 0,8 \text{ m}$ $d_c = 1 \text{ m}$ et $V = Q/S = 1,69 \text{ m/s}$.

La vitesse de refoulement est vérifiée et le diamètre d'aspiration opter est de 350 mm.

- **Calage de la pompe :**

Pour que la pompe ne se Cavite pas, on doit vérifie que la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requit soit toujours inférieur au $NPSH_d$ disponible. ($NPSH_d > NPSH_r$).

Sachant que notre station de pompage fonctionne en aspiration :

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

$(NPSH)_r = 2,99 \text{ m}$.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage.

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé.

Tableau IV.15 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau IV.16 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

La côte de la station de pompage est de 55 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.28$ m

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

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

$$\sum h_{asp} = 1,1 * 10 \frac{L_{asp}}{1000} = 1,1 * 10 * \frac{15}{1000} = 0,165 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1.5 \text{ m/s.}$$

$$ha^{ad} = -2,99 - 0.1 + 10.28 - 0.24 - 0.165 - 0,114 = 6,671 \text{ m.}$$

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

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

$$\Delta_{\text{axe de la pompe}} = 60,2 - 6,671 + 0.1 = 53,629 \text{ NGA.}$$

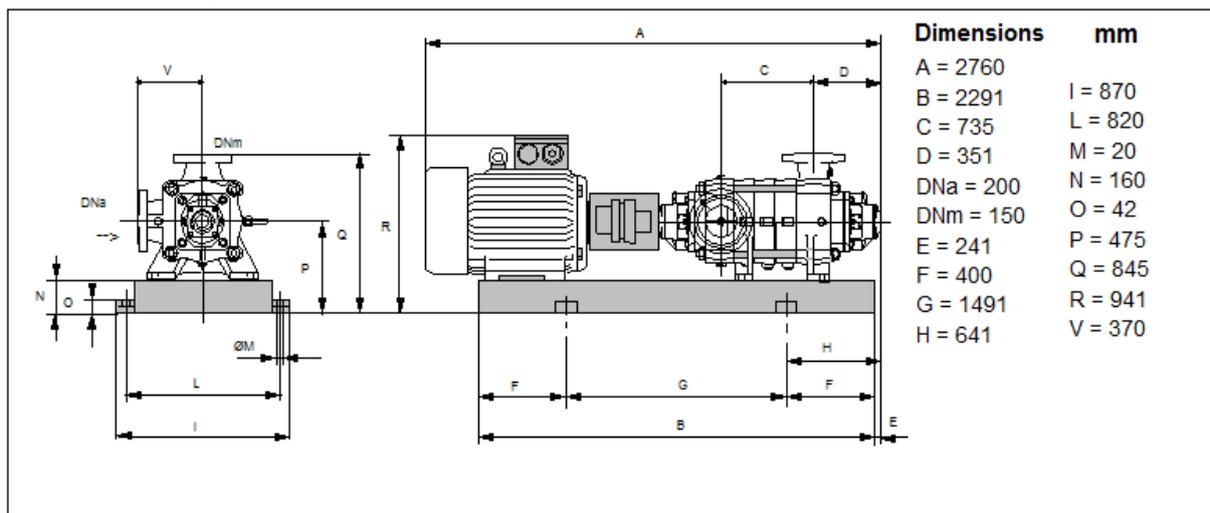


Figure IV.4 : Dimensionnement de la pompe choisit.

b) Station de reprise N°1 :

On a besoin de véhiculer un débit de 163,29 l/s sur une hauteur manométrique de 127,53 m.

Tableau IV.17 : Choix du nombre et type de la pompe.

N	Q _{cal} (l/s)	H _{cal} (m)	Type de pompe	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr
1	163,29	127,53	-	-	-	-	-
2	163,29	127,53	PM 150/5B	79,4	1450	272	3,18
3	163,29	127,53	PM 125/2E	74,1	2900	304	4,43
4	163,29	127,53	PM 100/2A	77,2	2900	276	4,72

Vu les caractéristiques hydraulique représentés au dessus, on opte un nombre des pompes de l'ordre de deux (deux pompe identiques en parallèle avec une pompe de secours) à la raison de satisfaire le débit calculer.

- **Description de la pompe PM 125/ 2 A :**

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal :

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Données techniques / Caractéristiques :
- Q : 83,3 l/s
- H : 132 m
- Puissance moteur P2 : 160 Kw et Tension : 400 V.
- Fréquence : 50 Hz.
- Type de moteur : 3~.
- Vitesse nominale de moteur : 1450 tr/min.
- Diamètre refoulement : DN 150.
- Raccord d'aspiration : DN 200.
- Densité max : 998 Kg/m³.
- Température maximale de liquide à pompé : 363 K.
- Viscosité max : 1 mm²/s.
- Poids : 1950 Kg.

- **Courbe caractéristiques :**

On représente les courbes caractéristiques des pompes choisit, qui sont obtenues à partir du catalogue fournis par le constructeur CAPRARI.

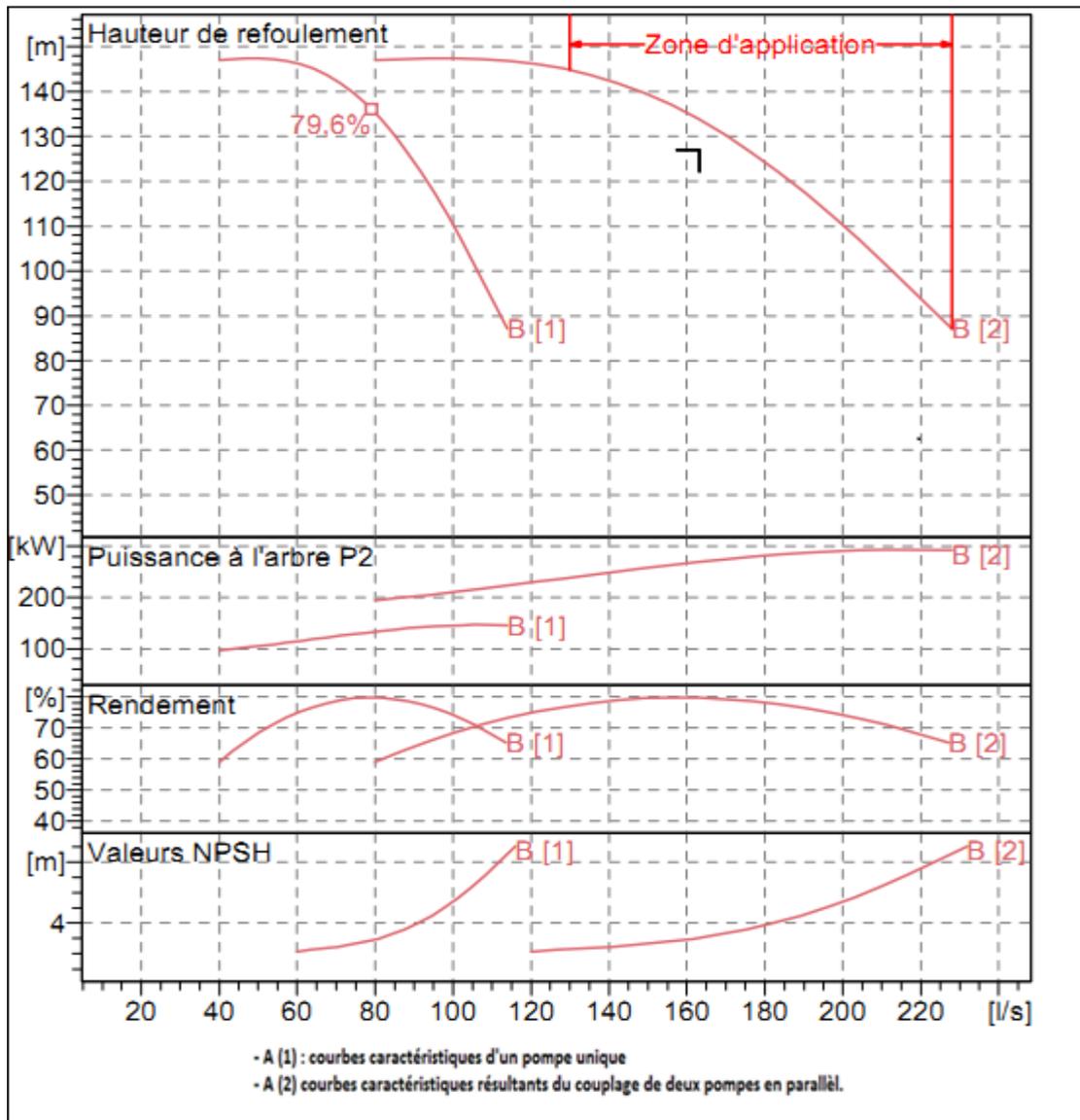


Figure IV.5 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°1.

• **Point de fonctionnement :**

✓ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H$$

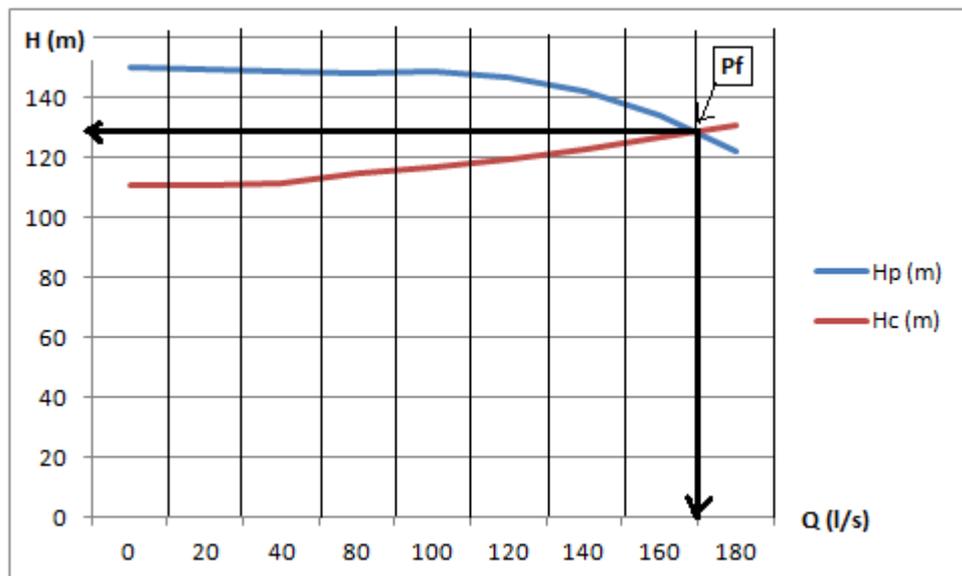
Avec : $\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire}$

Et : $h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}}$

Tableau II.18 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.

Q (l/s)	H _p (m)	λ	ΔH (m)	H _g (m)	H _c (m)
0	150	0,010296	0	110,8	110,8
20	149,5	0,010296	0,25	110,8	111,05
40	149	0,010296	1,00	110,8	111,80
80	148,5	0,010296	4,01	110,8	114,81
100	149	0,010296	6,27	110,8	117,07
120	147	0,010296	9,03	110,8	119,83
140	142	0,010296	12,29	110,8	123,09
160	134	0,010296	16,06	110,8	126,86
180	122	0,010296	20,3	110,8	131,13

Les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite sont représentées dans la figure ci-après :

**Figure IV.6 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.**

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 170 \text{ l/s} = \pm 10\% * 163,29 \text{ l/s.}$$

$$H_c = 129 \text{ m} = \pm 10\% * 127,53 \text{ m.}$$

Donc notre station de pompage va comporter trois pompes identiques dont une de secours, de première vue on remarque qu'on est dans la plage de bon fonctionnement dont le débit et la hauteur demandés sont presque égaux au débit et la hauteur disponible, donc on a pas besoin d'aucun mode de réglage.

- **Dimensionnement des équipements des pompes :**

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

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes.

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

$Da = (1.2 \div 1.5) da$

Da : diamètre de la conduite d'aspiration.

da : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe.

da = 200 mm donc Da = 300 mm et Va = 1,2 m/s.

Lc : longueur de convergent = (3.5 ÷ 4) (Da - da) = 0,4 m.

✓ Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :

Dans ce cas on adopte un seul collecteur de refoulement.

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

ld : Longueur du divergeant ; ld = (3,5 ÷ 4) (Dr - dr).

Dr : Diamètre de refoulement (pompe).

On aura les résultats suivants :

Dr = 250 mm dr = 150 mm donc : Ld = 0,4 m dc = 0,7 m et V = Q/S = 3,3 m/s.

La vitesse est non vérifiée, on doit augmenter le diamètre de la conduite de refoulement :

Dr = 350 mm dr = 150 mm donc : Ld = 0,8 m dc = 1 m et V = Q/S = 1,67 m/s.

La vitesse de refoulement est vérifiée et le diamètre d'aspiration opter est de 400 mm.

• **Calage de la pompe :**

Sachant que notre station de reprise fonctionne en aspiration on a :

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

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

(NPSH)r = 3,18 m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage = 10,10 m.

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé = 0,24 m.

$\sum h_{asp} = 0,165 m.$

Vasp = Q/S = 1,22 m/s.

Alors :

$$ha^{ad} = -3,18 - 0.1 + 10.10 - 0.24 - 0.165 - 0,074 = 6,341 m.$$

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

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

$$\Delta_{axe \text{ de la pompe}} = 182,2 + 6,341 - 0.1 = 188,441 \text{ NGA.}$$

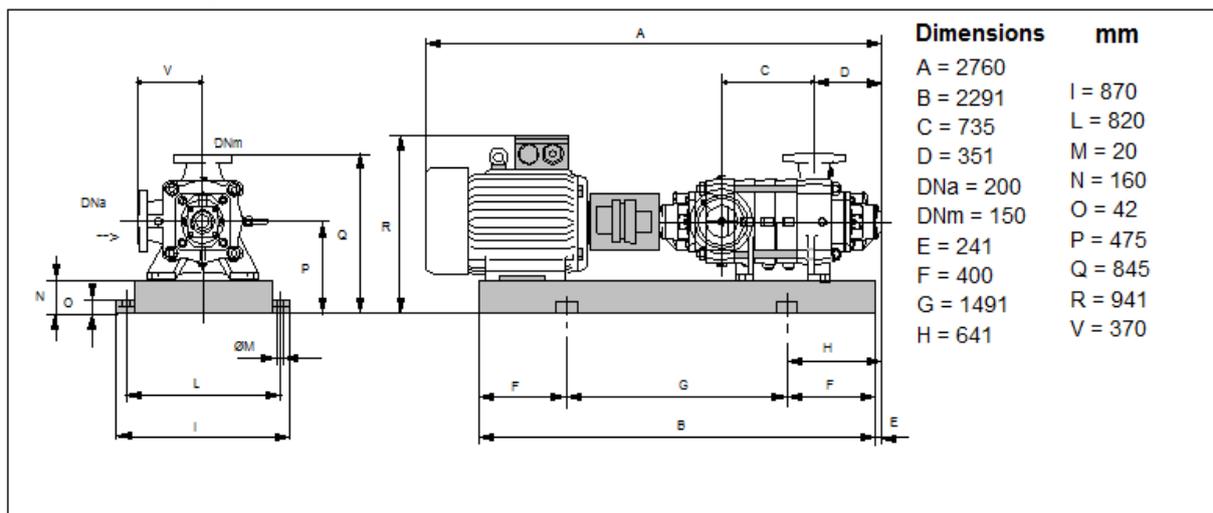


Figure IV.7 : Dimensionnement de la pompe choisit.

c) Station de reprise N°2 :

On a besoin de véhiculer un débit de 45,88 l/s sur une hauteur manométrique de 166,07 m.

Tableau II.19 : Choix du nombre et type de la pompe.

N	Q _{cal} (l/s)	H _{cal} (m)	Type de pompe	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr
1	45,88	166,07	PM 125/7A	75,6	1450	93,8	2,21
2	45,88	166,07	PM 80/4B	75,1	2900	99,7	3,37
3	45,88	166,07	PM 100/11B	75,1	1450	110	1,9
4	45,88	166,07	PM 80/12A	72,8	1450	91,4	1,45

Vu les caractéristiques hydraulique représentés au dessus, on choisit la pompe type PM 125/7A, c'est-à-dire une seul pompe plus la pompe de secours.

- **Description de la pompe PM 125/ 2 A :**

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal :

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Données techniques / Caractéristiques :
- Q : 44,7 l/s
- H : 161 m
- Puissance moteur P2 : 110 Kw et Tension : 400 V.
- Fréquence : 50 Hz.
- Type de moteur : 3~.
- Vitesse nominale de moteur : 1450 tr/min.
- Diamètre refoulement : DN 125.
- Raccord d'aspiration : DN 150.
- Densité max : 998 Kg/m³.
- Température maximale de liquide à pompé : 363 K.
- Viscosité max : 1 mm²/s.
- Poids : 1540 Kg.

- **Courbe caractéristiques :**

On représente les courbes caractéristiques des pompes choisit, qui sont obtenues à partir du catalogue fournis par le constructeur CAPRARI.

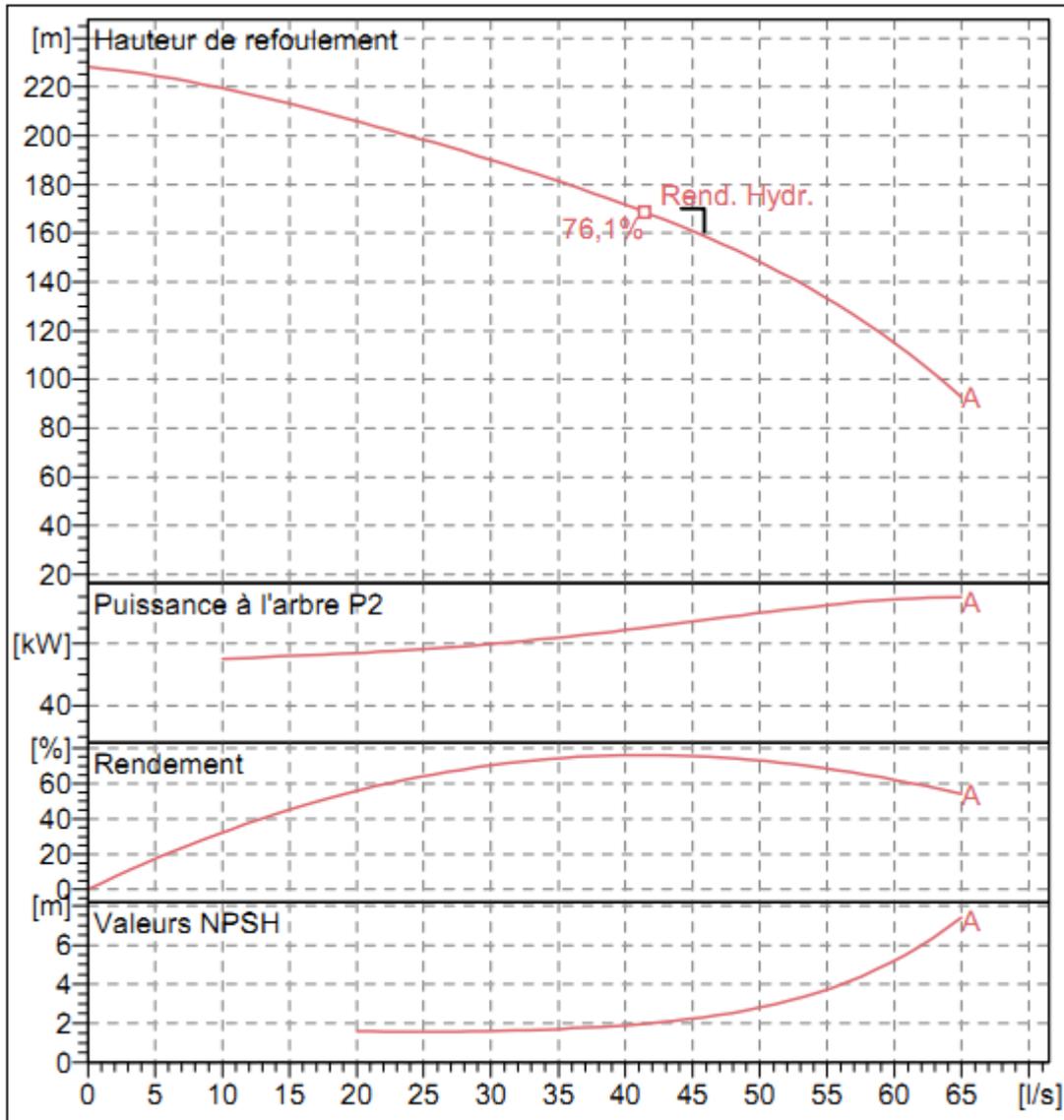


Figure IV.8 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°1.

• **Point de fonctionnement :**

✓ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_C = H_g + \sum \Delta H$$

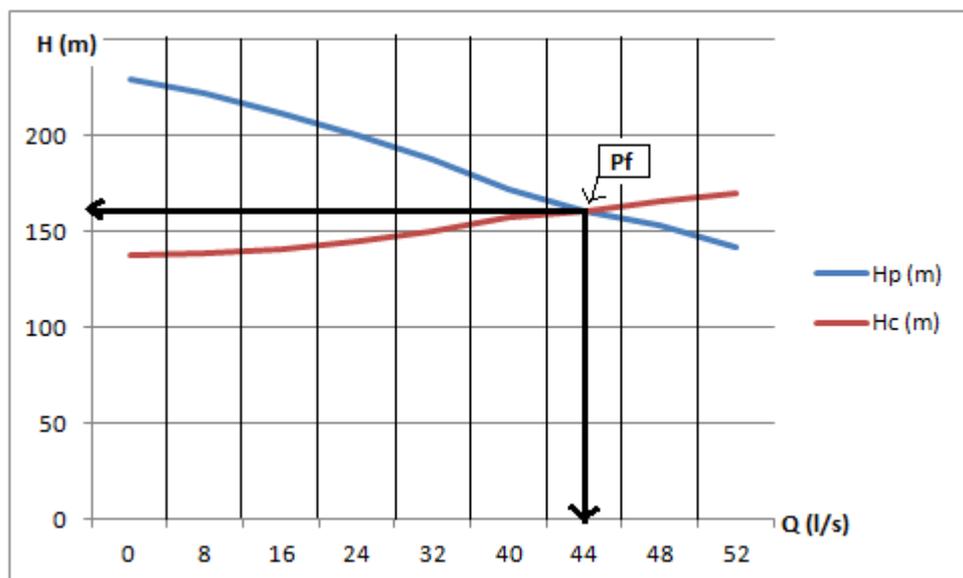
Avec : $\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire}$

Et :
$$h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}}$$

Tableau II.20 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.

Q (l/s)	H _p (m)	λ	ΔH (m)	H _g (m)	H _c (m)
0	229	0,010296	0	137,8	137,8
8	222	0,010296	0,76	137,8	138,56
16	212	0,010296	3,07	137,8	140,87
24	200	0,010296	6,91	137,8	144,71
32	188	0,010296	12,30	137,8	150,1
40	172	0,010296	19,21	137,8	157,01
44	161	0,010296	23,25	137,8	161,05
48	153	0,010296	27,67	137,8	165,47
52	142	0,010296	32,48	137,8	170,28

Les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite sont représentées dans la figure ci-après :

**Figure IV.9 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.**

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 44 \text{ l/s} = \pm 10\% * 45,88 \text{ l/s.}$$

$$H_c = 160 \text{ m} = \pm 10\% * 166,07 \text{ m.}$$

Donc notre station de pompage va comporter trois pompes identiques dont une de secours, de première vue on remarque qu'on est dans la plage de bon fonctionnement dont le débit et la hauteur demandés sont presque égaux au débit et la hauteur disponible, donc on a pas besoin d'aucun mode de réglage.

- **Dimensionnement des équipements des pompes :**

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

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes.

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

$$Da = (1.2 \div 1.5) da$$

Da : diamètre de la conduite d'aspiration.

da : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe.

da = 150 mm donc Da = 200 mm

Lc : longueur de convergent = (3.5 ÷ 4) (Da - da) = 0,3 m.

On doit vérifier la vitesse dans la conduite d'aspiration qui doit être entre 0,7 et 1 m/s :

V = Q/S = 1,46 m/s.

Donc : Da = 250 mm Lc = 0,5 m et V = 0,93 m/s.

La vitesse est acceptable et le diamètre opté pour la conduite d'aspiration est de 250 mm.

✓ Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :

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

ld : Longueur du divergeant ; ld = (3,5 ÷ 4) (Dr - dr).

Dr : Diamètre de refoulement (pompe).

On aura les résultats suivants :

Dr = 200 mm dr = 125 mm donc : Ld = 0,2 m dc = 0,7 m et V = Q/S = 1,46 m/s.

La vitesse de refoulement est vérifiée et le diamètre d'aspiration opter est de 200 mm.

• **Calage de la pompe :**

Sachant que notre station de reprise fonctionne en aspiration on a :

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

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

(NPSH)r = 2,21 m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage = 10,10 m.

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé = 0,24 m.

$\sum h_{asp} = 0,165 m.$

Vasp = Q/S = 0,77 m/s.

Alors :

$$ha^{ad} = -2,21 - 0.1 + 10.10 - 0.24 - 0,165 - 0,029 = 7,36 m.$$

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

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

$$\Delta_{\text{axe de la pompe}} = 284,2 + 7,36 - 0.1 = 291,456 m.$$

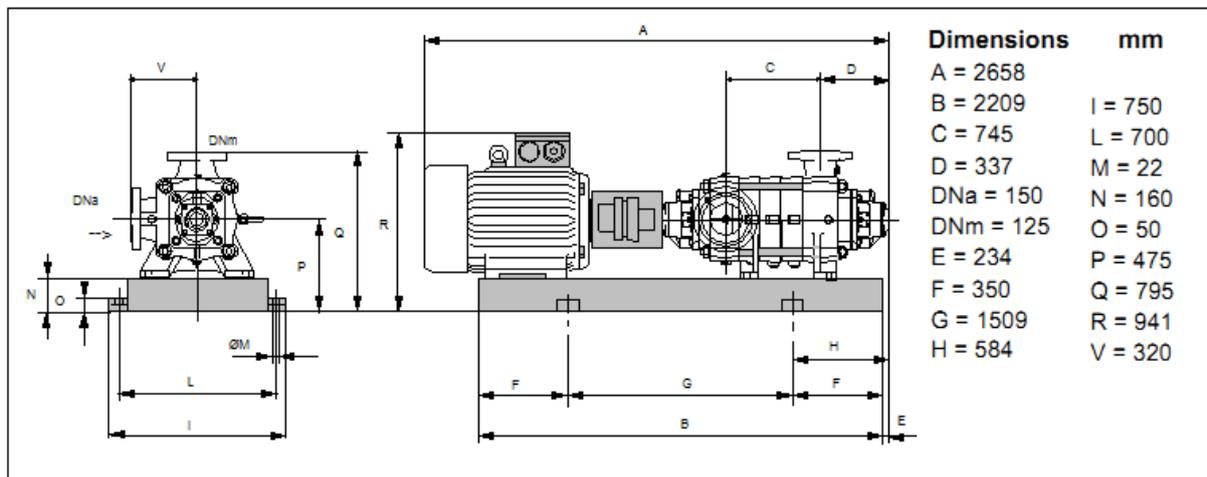


Figure IV.10 : Dimensionnement de la pompe choisit.

d) Station de reprise N°3 :

On a besoin de véhiculer un débit de 45,88 l/s sur une hauteur manométrique de 173,53 m.

Tableau II.21 : Choix du nombre et type de la pompe.

N	Q _{cal} (l/s)	H _{cal} (m)	Type de pompe	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr
1	45,88	173,53	PM 125/7A	75,7	1450	93,4	2,18
2	45,88	173,53	PM 80/14B	71,5	2900	99,5	3,43
3	45,88	173,53	PM 100/10A	75,1	1450	117	1,9
4	45,88	173,53	PM 65/5C	67,5	2900	110	1,84

Vu les caractéristiques hydraulique représentés au dessus, on choisit la pompe type PM 125/7A, c'est-à-dire une seul pompe plus la pompe de secours.

- **Description de la pompe PM 125/ 2 A :**

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Données techniques / Caractéristiques :
- Q : 44,3 l/s
- H : 162 m
- Puissance moteur P2 : 110 Kw et Tension : 400 V.
- Fréquence : 50 Hz.
- Type de moteur : 3~.
- Vitesse nominale de moteur : 1450 tr/min.
- Diamètre refoulement : DN 125.
- Raccord d'aspiration : DN 150.
- Densité max : 998 Kg/m³.
- Température maximale de liquide à pompé : 363 K.
- Viscosité max : 1 mm²/s.
- Poids : 1540 Kg.

- **Courbe caractéristiques :**

On représente les courbes caractéristiques des pompes choisit, qui sont obtenues à partir du catalogue fournis par le constructeur CAPRARI.

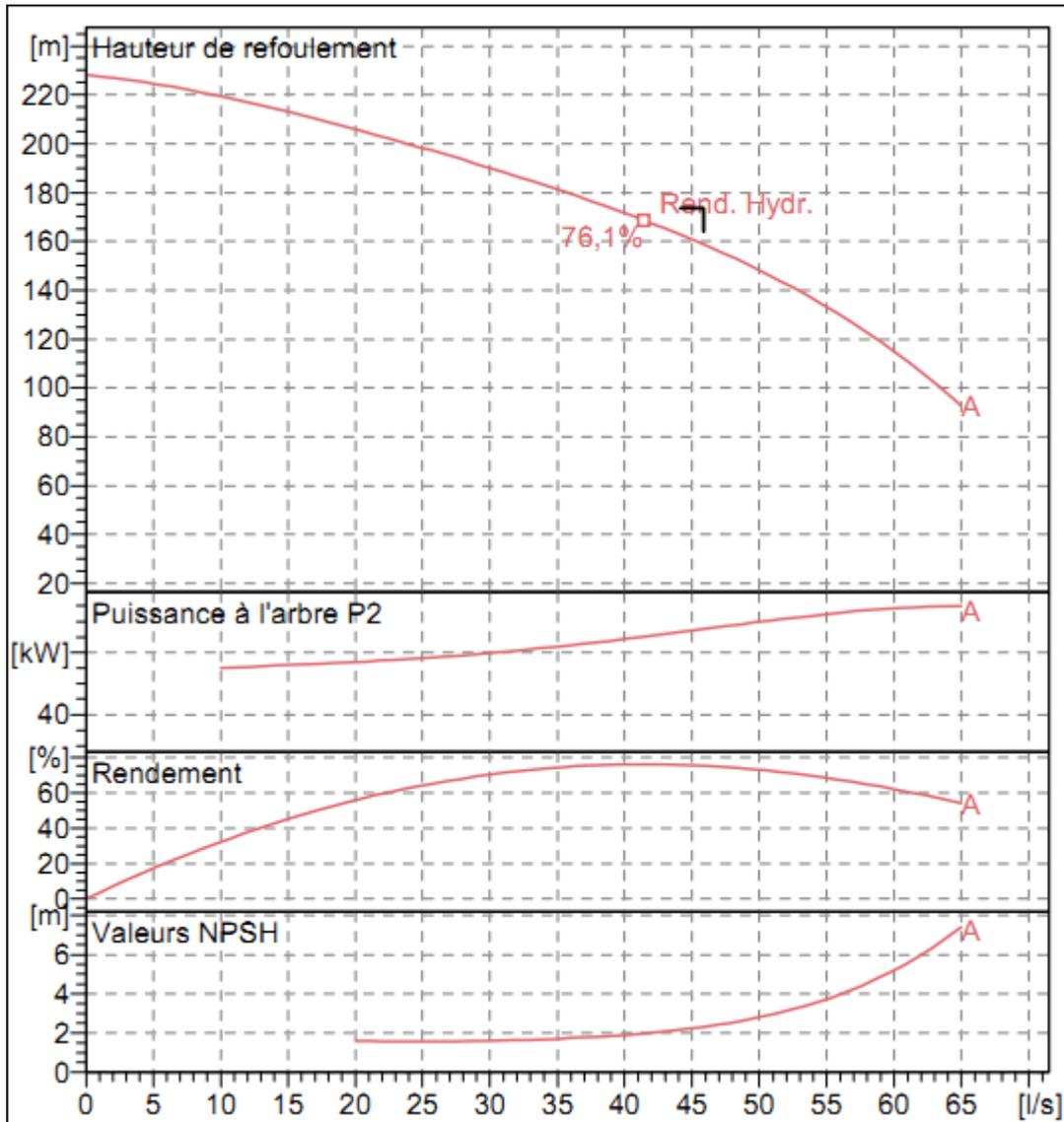


Figure IV.11 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de reprise N°3.

• **Point de fonctionnement :**

✓ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_C = H_g + \sum \Delta H$$

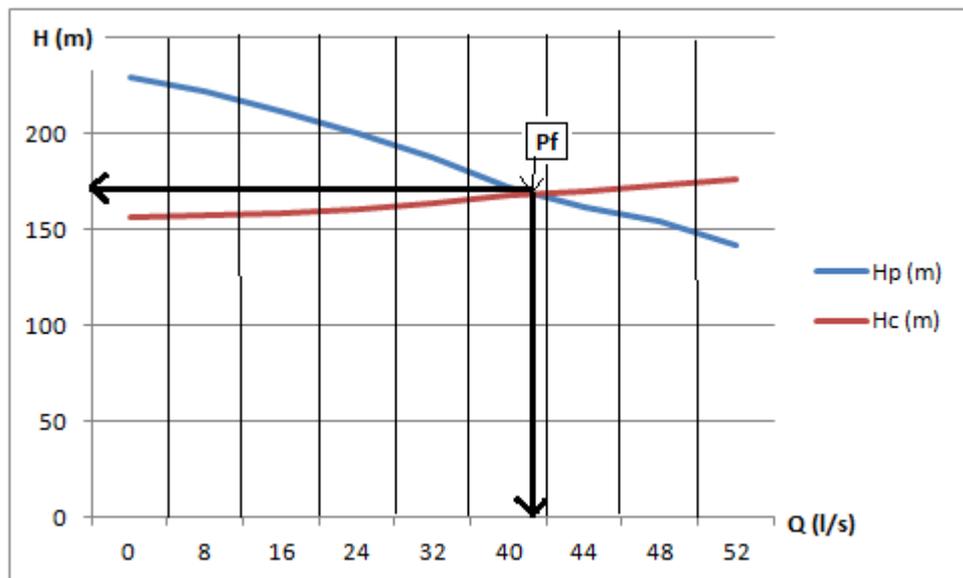
Avec : $\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire}$

Et :
$$h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}}$$

Tableau II.22 : Détermination de la courbe caractéristique de la conduite.

Q (l/s)	H _p (m)	λ	ΔH (m)	H _g (m)	H _c (m)
0	229	0,010296	0	156,8	156,8
8	222	0,010296	0,45	156,8	157,25
16	212	0,010296	1,81	156,8	158,61
24	200	0,010296	4,09	156,8	160,89
32	188	0,010296	7,27	156,8	164,07
40	172	0,010296	11,37	156,8	168,17
44	162	0,010296	13,76	156,8	170,56
48	154	0,010296	16,37	156,8	173,17
52	142	0,010296	19,22	156,8	176,02

Les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite sont représentées dans la figure ci-après :

**Figure IV.12 : Point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle.**

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 41 \text{ L/s} = \pm 10\% * 45,88 \text{ l/s.}$$

$$H_c = 169 \text{ m} = \pm 10\% * 173,53 \text{ m.}$$

Donc notre station de pompage va comporter trois pompes identiques dont une de secours, de première vue on remarque qu'on est dans la plage de bon fonctionnement dont le débit et la hauteur demandés sont presque égaux au débit et la hauteur disponible, donc on a pas besoin d'aucun mode de réglage.

- **Dimensionnement des équipements des pompes :**

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

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes.

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

$$Da = (1.2 \div 1.5) \text{ da}$$

Da : diamètre de la conduite d'aspiration.

da : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe.

da = 150 mm donc Da = 200 mm

Lc : longueur de convergent = (3,5 ÷ 4) (Da - da) = 0,3 m.

On doit vérifier la vitesse dans la conduite d'aspiration qui doit être entre 0,7 et 1 m/s :

$$V = Q/S = 1,46 \text{ m/s.}$$

Donc : Da = 250 mm Lc = 0,5 m et V = 0,93 m/s.

La vitesse est acceptable et le diamètre opté pour la conduite d'aspiration est de 250 mm.

✓ Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :

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

ld : Longueur du divergeant ; ld = (3,5 ÷ 4) (Dr - dr).

Dr : Diamètre de refoulement (pompe).

On aura les résultats suivants :

Dr = 200 mm dr = 125 mm donc : Ld = 0,2 m dc = 0,7 m et V = Q/S = 1,46 m/s.

La vitesse de refoulement est vérifiée et le diamètre d'aspiration opter est de 200 mm.

• **Calage de la pompe :**

Sachant que notre station de reprise fonctionne en aspiration on a :

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

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

(NPSH)r = 2,18 m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage = 9,9 m.

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé = 0,24 m.

$\sum h_{asp} = 0,165 \text{ m.}$

Vasp = Q/S = 0,77 m/s.

Alors :

$$ha^{ad} = -2,18 - 0.1 + 9,9 - 0.24 - 0,165 - 0,03 = 7,185 \text{ m.}$$

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

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

$$\Delta_{\text{axe de la pompe}} = 420,2 + 7,185 - 0.1 = 427,285 \text{ m.}$$

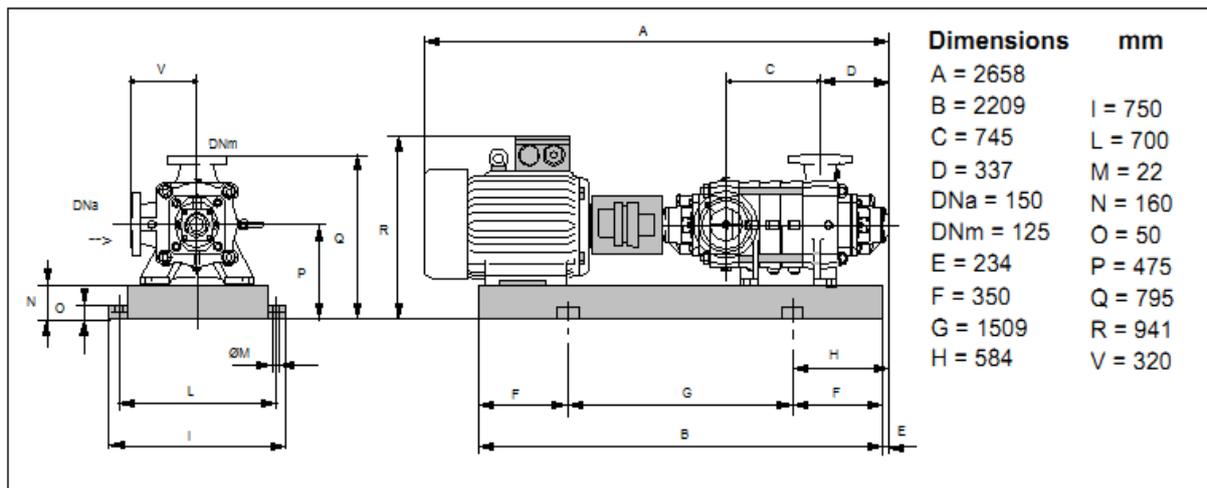


Figure IV.13 : Dimensionnement de la pompe choisit.

IV.3) Protection de la conduite contre le phénomène transitoire :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement. On peut dire aussi qu'il est un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie.

Le fait que les conduites soient soumises à des vibrations de pression importantes et rapides poserait au niveau de l'exploitation de gros problème compte tenu des risques de rupture. Il est donc impératif de se protéger contre ce phénomène.

Nous pouvons prévoir dès à présent qu'il faudra se protéger contre :

- Les surpressions qui peuvent, si elles ne sont pas limitées, faire éclater la canalisation.
- Les dépressions qui peuvent, si elles ne sont pas limitées, aplatir la canalisation, aspirer les joints.

• Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

• Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être dangereuses, elles deviennent de plus en plus compliquées ainsi que la variation de pressions et de débits dans le temps deviennent importants.

✓ Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.

✓ Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement.

✓ Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

• Les remèdes :

- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant de coupe de bélier.
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.

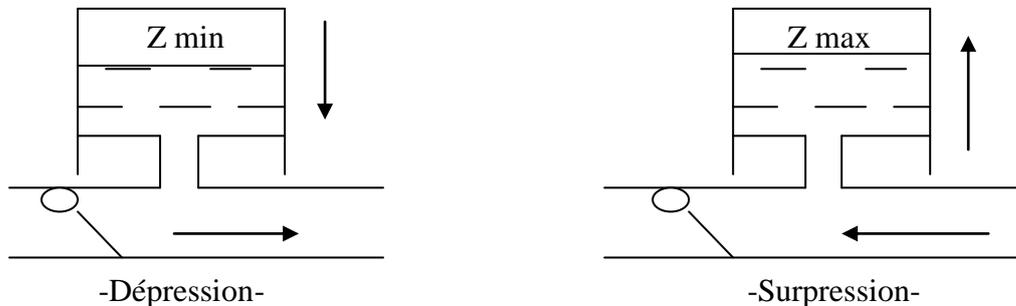
- **Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :**

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ✓ Réservoir d'air.
- ✓ Cheminée d'équilibre.
- ✓ Volant d'inertie.

Qui ont le rôle de :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.



Il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à amortissement du phénomène par pertes de charge et l'organe d'étranglement.

Nécessité d'installer un organe d'étranglement tel que :

- Diaphragme.
- Tuyère.
- Clapet à battant percé.

IV.3.1) Coupe de bélier dans les conduites de refoulement : [4]

a. Analyse physique :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{v0} . Supposons que ce débit ne soit pas brusquement plus fourni (temps $t = 0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

- ✓ 1^{er} phase : L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a , au bout de ce temps la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.
- ✓ 2^{ème} phase : La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.
- ✓ 3^{ème} phase : La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a ($3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- ✓ 4eme phase : L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a ($4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

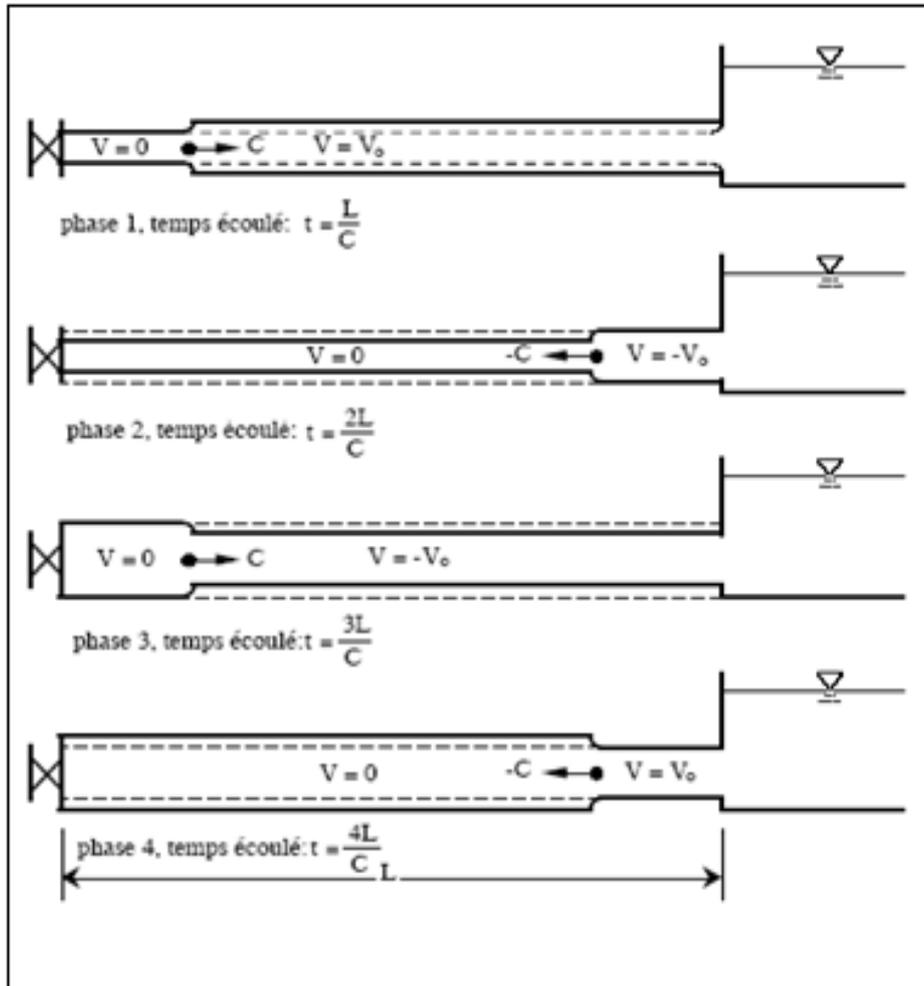


Figure IV.14 : Etape d'un cycle de variation de pression.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

La pression à l'intérieure de la conduite varie dans le temps et dans l'espace et nous avons : $P = P(x, t)$.

En mouvement permanent (pour $t < 0$), nous avons une vitesse V_0 du fluide dans la conduite, la hauteur manométrique totale est alors H_{mt} et le volume d'air comprimé dans le ballon U_0 .

Lors de la 1^{ère} phase du phénomène transitoire, le ballon, maintenu sous pression par l'air comprimé, va chasser l'eau dans la conduite et limiter ainsi la dépression.

Lors de la 3^{ème} phase de surpression, l'eau remontera dans le ballon en passant par un organe déprimogène. Cet appareil sera en générale un diaphragme à bord vif qui transforme l'énergie de pression en énergie de vitesse.

En un point de la conduite (x fixé) nous pourrons calculer :

- Pour un temps T_1 la plus faible pression.

- Pour un temps T_2 la plus forte pression.

b. Dépression :

Si on trace sur le même graphique, en ayant soin de prendre des graduations adimensionnelles, l'enveloppe des dépressions absolues et le profil en long absolu de la conduite de refoulement (voire annexe N°3), nous pouvons constater si une partie haute de la conduite peut atteindre le vide absolu, c'est-à-dire le zéro des pressions. Si c'est le cas il va se former en A une poche de gaz. La veine liquide va se séparer en deux veines qui vont évoluer séparément. Lors de la phase de surpression, il y aura élimination des poches de gaz et les deux veines fluides vont se rencontrer en ce même point haut 'A' ou elles vont bien sûr additionner leurs pressions, celle-ci pourra atteindre jusqu'à quatre fois la pression de service du régime permanent.

Après avoir été en dépression absolue, avec le risque d'aspiration des joints, la canalisation aux alentours du point 'A' va être soumise à une surpression qui risque de la faire éclater. L'enveloppe des dépressions absolue doit passer au-dessus de tout le profil en long avec une pression absolue d'au moins 3 mètres d'eau au point le plus défavorable.

L'enveloppe des dépressions absolues dépend du volume d'air U_0 en régime permanent. Nous choisirons donc U_0 pour que l'enveloppe ne coupe pas le profil en long.

Pour l'étude de la dépression et le calcul de U_0 , nous emploierons la méthode de PUECH et MEUNIER qui utilise trois nombres adimensionnels K , A et B . Le calcul de K et A permettent de sélectionner la famille de courbe B qu'il faut superposer au profil en long. Comme nous l'avons dit précédemment nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

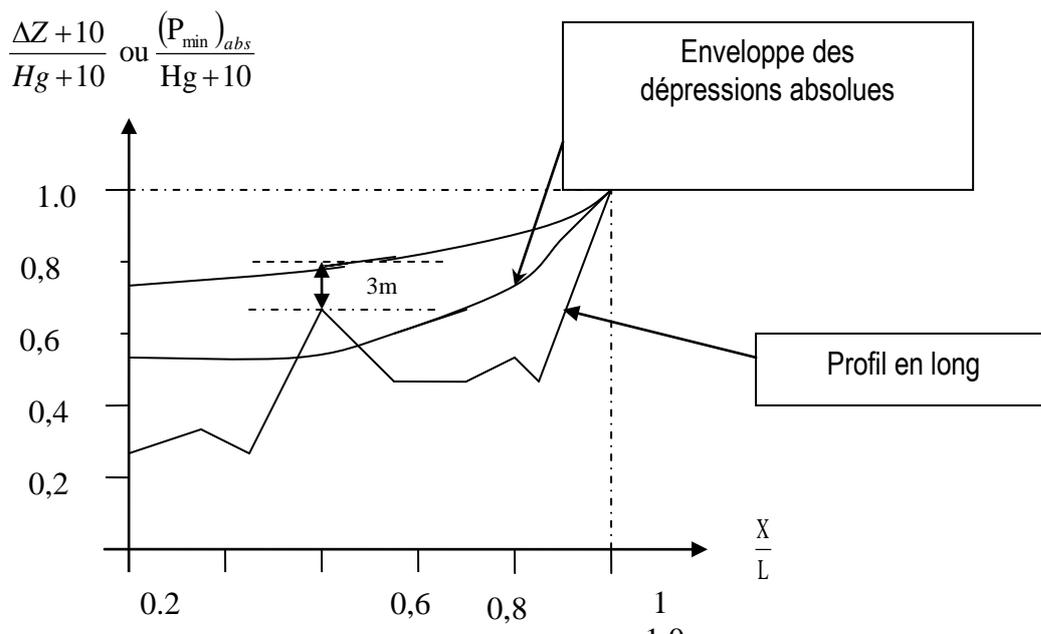


Figure IV.15 : Superposition d'un profil en long absolu sur l'enveloppe des dépressions absolues.

c. Surpression :

Il est concevable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression possède un diamètre optimum d :

Si $d = 0$, l'eau sera arrêtée et la surpression sera maximale.

Si $d = DN$, il ya plus de dispositif de limitation de pression.

Après de nombreux calculs sur machine, MM, DUBIN et GUENEAU ont mis au point un abaque (voir annexe N°4) permettant de calculer le diamètre optimum 'd' du diaphragme et la pression maximale à la pompe. C'est l'abaque que nous utilisons pour résoudre des problèmes.

Les trois nombres adimensionnels K , A et B pour l'étude de la dépression, la surpression et le calcul de U_0 sont les suivants :

K : qui caractérise les pertes de charge.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots[IV.6]$$

A : qui caractérise la conduite de refoulement.

$$A = \frac{c V_0}{g * H_0} \dots\dots[IV.7]$$

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$B = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} * \frac{L * S}{U_0} \dots\dots[IV.8]$$

Avec:

H_0 : pression statique absolue = $H_g + 10$ (m).

c : célérité des ondes (m/s), utilisant la formule de B.SAHAL donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterré :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots[IV.9]$$

a : rayon intérieur de la conduite (m).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

ν_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite ($\nu_m = 0,5$ pour PEHD).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ($\nu_s = 0,33$).

E_m : module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 1200$ Mpa pour PEHD).

E_s : module de Young du sol considéré ($E_s = 200$ Mpa).

e_m : épaisseur de la conduite (m).

V_0 : vitesse dans la conduite en régime permanent.

S : section de la conduite en m².

L : longueur de la conduite en m.

U_0 : volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent donc sous la pression H_{abs} .

H_{abs} : hauteur manométrique totale absolue = $H_{mt} + 10$ (m).

d. Dispositifs de protection d'une conduite de refoulement :

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

✓ Volant d'inertie :

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est durable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres, de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée.

✓ Réservoir à air comprimé :

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Remarque : Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air anti bélier (voire annexe N°5), grâce à quelques avantages :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

e. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

➤ **Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.P-S.R 1:**

• **Dépression :**

Célérité des ondes :

$$C = 531,16 \text{ m/s.}$$

Vitesse d'écoulement : $V = Q/S = 1,94 \text{ m/s.}$

La hauteur géométrique : $H_g = 132 \text{ m}$, donc la pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 142 \text{ m.[IV.10]}$$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 144,60 \text{ m}$, donc la hauteur manométrique absolue :

$$Habs = Hmt + 10 = 154,60 \text{ m.[IV.11]}$$

Caractéristique de la conduite : $A = \frac{cV0}{g*H0} = 0,74.$

Caractéristique des pertes de charge : $K = \frac{Habs-H0}{H0} = 0,09.$

Nous superposerons le profil en log absolu à la famille de courbe B définies par :

$$K= 0,1 \text{ et } A = 1.$$

Auparavant complétons le tableau du profil en long :

Tableau II.23 : Tableau du profil en long.

$\Delta Z \text{ (m)}$	55	67	98	127	147	151	151	161	171	174	182
L (m)	0	236,62	532,38	913,04	1003,42	1207,27	1252,45	1532,86	1710,38	1773,29	1899
$\frac{\Delta z + 10}{H0}$	0,07	0,155	0,373	0,577	0,718	0,746	0,746	0,817	0,887	0,908	1
X / L	0	0,125	0,28	0,480	0,538	0,636	0,659	0,807	0,900	0,934	1

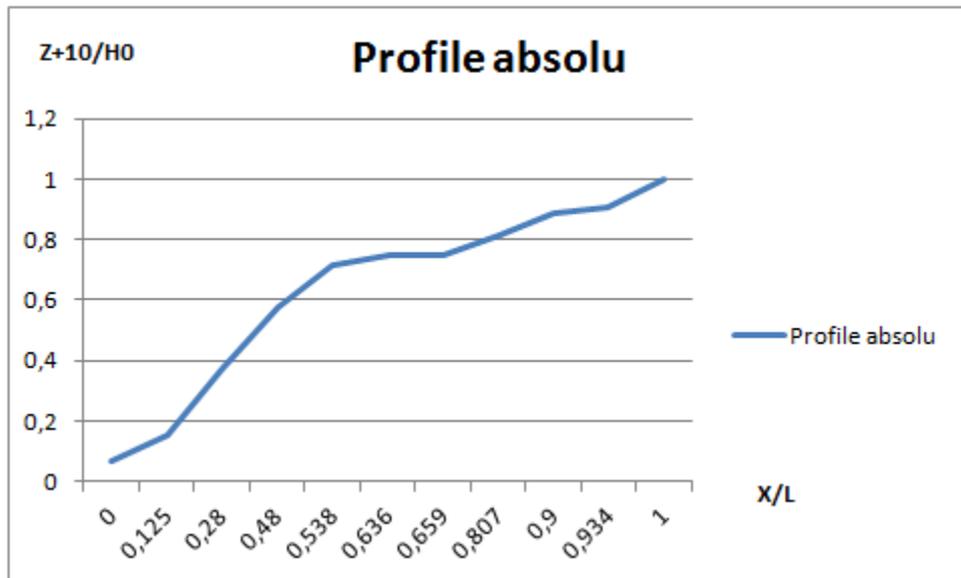


Figure IV.16 : Profil en long absolu.

On prenant B = 0,2 au dessus du point le plus défavorable à X/L = 0,54, nous avons une pression absolue P/H₀ = 0,09 donc : P = 0,09*142 = 12,78 m, cette pression de sécurité est acceptable et nous pouvons maintenant calculer le volume d'aire comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = \frac{V0^2}{g*Habs} * \frac{L*S}{B} = 1,98 \text{ m}^3.[IV.12]$$

Nous lisons sur le graphe : $\frac{Pmin}{H0} = 0,66$ donc : P_{min} = 0,66*142 = 93,72 m.

Calculons à présent le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique : Habs U₀^{1,2} = P_{min} U_{max}^{1,2}.[IV.13]

Donc : $U_{max} = U_0 \left(\frac{Habs}{Pmin}\right)^{1/1,2}$
 $U_{max} = 3 \text{ m}^3.$

• **Surpression :**

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour A = 1 et B = 0,2, nous permet de lire :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1,7 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{l}{2 * g} \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 = 64,14. \dots\dots[IV.14]$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,059.$$

Donc : P_{max} = 150,38 m et d = 71 mm.

Conclusion :

Pour protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions dues au coup de bélier, il nous faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume de 3 m³, et sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passe par un diaphragme à bord vif de diamètre d = 71 mm.

➤ **Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.R 1-R Bouhleb :**

• **Dépression :**

Célérité des ondes :

$$C = 531,16 \text{ m/s.}$$

Vitesse d'écoulement : V = Q/S = 1,94 m/s.

La hauteur géométrique : H_g = 110,80 m, donc la pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 120,80 \text{ m.}$$

La hauteur manométrique totale : H_{mt} = 127,53 m, donc la hauteur manométrique absolue :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 137,53 \text{ m.}$$

Caractéristique de la conduite : A = 0,87.

Caractéristique des pertes de charge : K = 0,14.

Nous superposerons le profil en log absolu à la famille de courbe B définies par :

$$K = 0,1 \text{ et } A = 1.$$

Auparavant complétons le tableau du profil en long :

Tableau II.24 : Tableau du profile en long.

ΔZ (m)	182	201	222	243	237	245	243	258	259	251	262	291	290
L (m)	0	283	512,9	1183,7	1278,7	1479,3	1587	1804	1874	2026,8	2218,6	2406	2520
$\frac{\Delta z + 10}{H_0}$	0,08	0,24	0,41	0,59	0,54	0,60	0,59	0,71	0,72	0,65	0,74	1	1
X / L	0	0,11	0,20	0,47	0,51	0,58	0,63	0,72	0,74	0,80	0,88	0,95	1

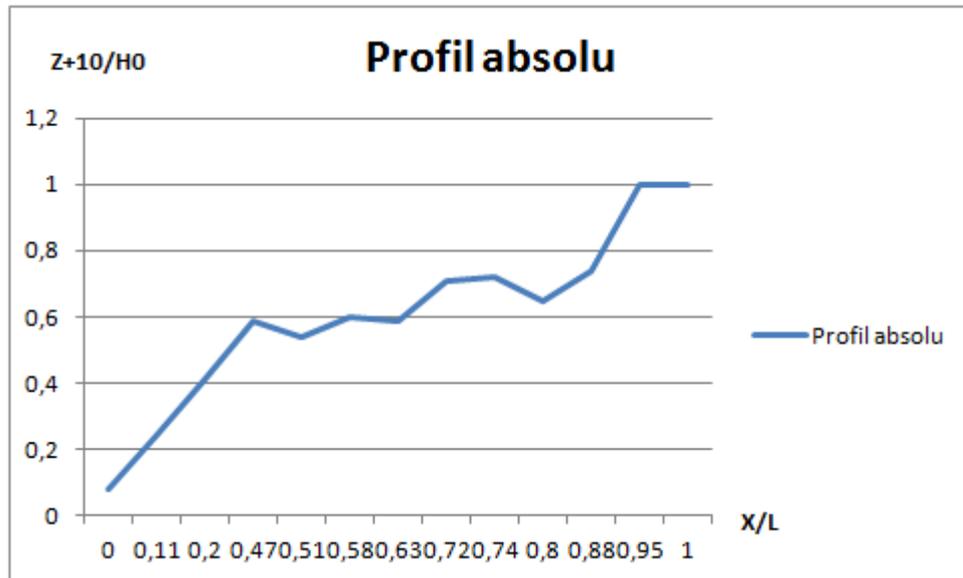


Figure IV.16 : Profil en long absolu.

On prenant $B = 0,4$ au dessus du point le plus défavorable à $X/L = 0,37$, nous avons une pression absolue $P/H_0 = 0,02$ donc : $P = 0,02 * 120,80 = 2,42$ m, cette sécurité est faible, aussi nous prendrons $B = 0,2$ et nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = 2,96 \text{ m}^3.$$

Nous lisons sur le graphe : $\frac{P_{min}}{H_0} = 0,66$ donc : $P_{min} = 0,66 * 120,8 = 79,73$ m.

Calculons à présent le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique : $Habs U_0^{1,2} = P_{min} U_{max}^{1,2}$.

$$\text{Donc : } U_{max} = 4,66 \text{ m}^3.$$

- **Surpression :**

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour $A = 1$ et $B = 0,2$, nous permet de lire :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1,7 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{l}{2 * g} \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 = 54,56.$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,059.$$

Donc : $P_{max} = 127,93$ m et $d = 74$ mm.

Conclusion :

Pour protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions dues au coup de bélier, il nous faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume de 5 m^3 , et sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passe par un diaphragme à bord vif de diamètre $d = 74$ mm.

- **Calcul du réservoir d'air pour le tronçon S.R 2-S.R 3 :**

- **Dépression :**

Célérité des ondes :

$$C = 480,95 \text{ m/s.}$$

Vitesse d'écoulement : $V = Q/S = 1,89 \text{ m/s}$.

La hauteur géométrique : $H_g = 137,80 \text{ m}$, donc la pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 147,80 \text{ m}.$$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 166,07 \text{ m}$, donc la hauteur manométrique absolue :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 176,07 \text{ m}.$$

Caractéristique de la conduite : $A = 0,67$.

Caractéristique des pertes de charge : $K = 0,19$.

Nous superposerons le profil en log absolu à la famille de courbe B définies par :

$$K = 0,2 \text{ et } A = 1.$$

Auparavant complétons le tableau du profil en long :

Tableau II.25 : Tableau du profile en long.

$\Delta Z \text{ (m)}$	284	325	358	384	389	390	389	391	392	399	420
L (m)	0	412,77	526,50	764,43	815,2	889,5	1008,5	1385,5	1614,8	1703,9	2141
$\frac{\Delta z + 10}{H_0}$	0,066	0,35	0,55	0,72	0,76	0,77	0,75	0,77	0,78	0,82	1
X / L	0	0,193	0,216	0,36	0,38	0,415	0,47	0,647	0,75	0,796	1

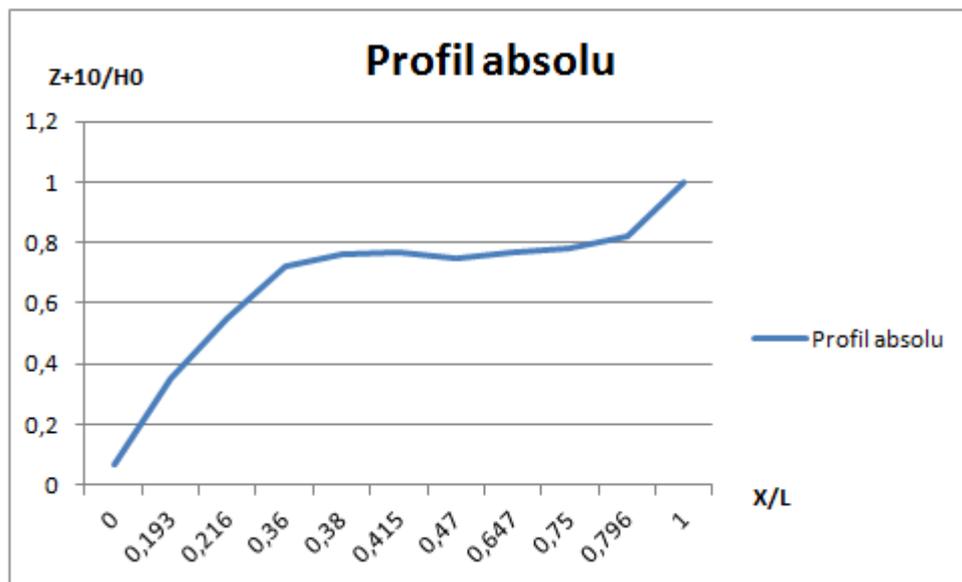


Figure IV.17 : Profil en long absolu.

On prenant $B = 0,2$ au dessus du point le plus défavorable à $X/L = 0,415$, nous avons une pression absolue $P/H_0 = 0,03$ donc : $P = 0,03 * 151,8 = 4,55 \text{ m}$, cette sécurité est acceptable et nous pouvons maintenant calculer le volume d'aire comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = 0,52 \text{ m}^3.$$

Nous lisons sur le graphe : $\frac{P_{min}}{H_0} = 0,61$ donc : $P_{min} = 0,61 * 151,8 = 92,60 \text{ m}$.

Calculons à présent le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique : $H_{abs} U_0^{1,2} = P_{min} U_{max}^{1,2}$.

$$\text{Donc : } U_{max} = 0,9 \text{ m}^3.$$

• **Surpression :**

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour A = 1 et B = 0,2, nous permet de lire :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1,7 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{l}{2 * g} \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 = 72,24.$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,058.$$

Donc : P_{max} = 160,72 m et d = 36 mm.

Conclusion :

Pour protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions dues au coup de bélier, il nous faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume de 0,9 m³, et sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passe par un diaphragme à bord vif de diamètre d = 36 mm.

➤ **Calcul du réservoir d'aire pour le tronçon S.R 3-R Ghariana :**

• **Dépression :**

Célérité des ondes :

$$C = 480,95 \text{ m/s.}$$

Vitesse d'écoulement : V = Q/S = 1,89 m/s.

La hauteur géométrique : H_g = 156,8 m, donc la pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 166,8 \text{ m.}$$

La hauteur manométrique totale : H_{mt} = 173,53 m, donc la hauteur manométrique absolue :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 183,53 \text{ m.}$$

Caractéristique de la conduite : A = 0,55.

Caractéristique des pertes de charge : K = 0,1.

Nous superposerons le profil en log absolu à la famille de courbe B définies par :

$$K = 0,1 \text{ et } A = 0,5.$$

Auparavant complétons le tableau du profil en long :

Tableau II.26 : Tableau du profile en long.

ΔZ (m)	420	423	434	450	450	457	480	499	517	548	574
L (m)	0	77,29	222,09	417,30	456,95	584,67	716,53	850,77	952,61	1092,7	1267
$\frac{\Delta z + 10}{H_0}$	0,06	0,078	0,145	0,242	0,242	0,285	0,424	0,54	0,648	0,83	1
X / L	0	0,061	0,175	0,329	0,36	0,461	0,565	0,67	0,75	0,86	1

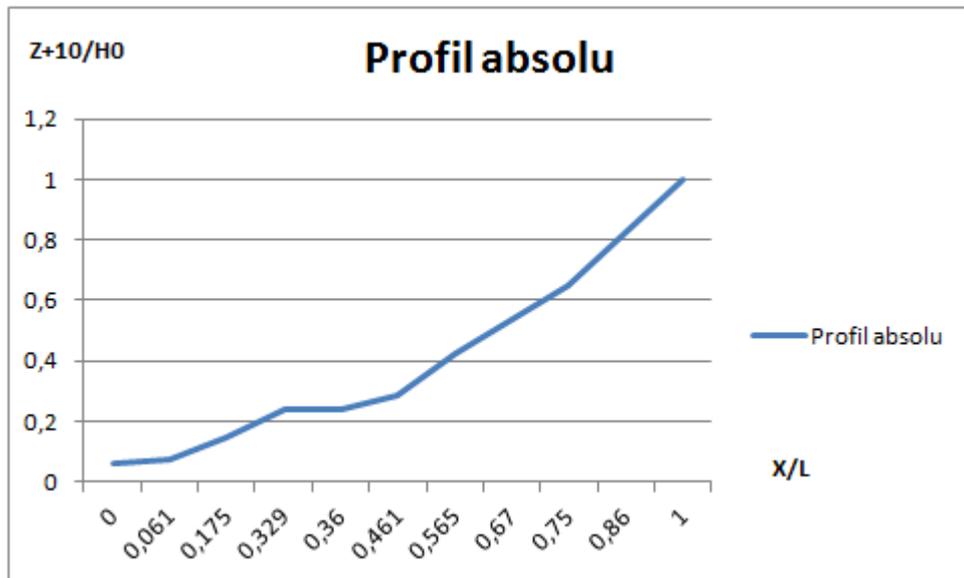


Figure IV.18 : Profil en long absolu.

On prenant $B = 0,4$ au dessus du point le plus défavorable à $X/L = 0,86$, nous avons une pression absolue $P/H_0 = 0,01$ donc : $P = 0,01 \cdot 166,8 = 1,67$ m, cette sécurité est faible aussi nous prendrons $B = 0,2$ et nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B} = 0,31 \text{ m}^3.$$

Nous lisons sur le graphe : $\frac{P_{min}}{H_0} = 0,68$ donc : $P_{min} = 0,68 \cdot 166,8 = 113,42$ m.

Calculons à présent le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique : $H_{abs} U_0^{1,2} = P_{min} U_{max}^{1,2}$.

$$\text{Donc : } U_{max} = 0,46 \text{ m}^3.$$

- **Surpression :**

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour $A = 0,5$ et $B = 0,2$, nous permet de lire :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,8 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{1}{2 \cdot g} \left(\frac{D^2}{0,6 \cdot d^2} - 1 \right)^2 = 36,95.$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,127.$$

Donc : $P_{max} = 187,98$ m et $d = 43$ mm.

Conclusion :

Pour protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions dues au coup de bélier, il nous faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume de $0,5 \text{ m}^3$, et sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passe par un diaphragme à bord vif de diamètre $d = 43$ mm.

IV.3.2) Coupe de bélier dans les conduites gravitaire : [5]

- **Analyse physique :**

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets dangereux du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et la naissance de ce qu'on appelle le coup de bélier.

Dès que la vanne est fermée ($t \geq 0$) la ligne piézométrique remonte jusqu'à une cote supérieure à celle de la ligne de charge. Cette augmentation correspond à l'énergie potentielle emmagasinée par la compressibilité du fluide. Cette surpression remonte la conduite et arrive au réservoir en laissant derrière son passage la conduite en surpression.

Arrivant au réservoir, l'onde subit une réflexion avec changement de signe, elle se transforme en une onde de dépression. Cette dépression s'ajoute à la surpression laissée par l'onde montante précédente. Puis l'onde de dépression arrive en B, rencontre la vanne fermée et y subit une réflexion mais ici sans changement de signe : elle se transforme en une onde ascendante de dépression.

De tout cela il résulte qu'il est nécessaire de calculer les conduites pour qu'elles résistent à ces phénomènes : surpressions et dépressions. En particulier, elles devront résister à l'écrasement dû à la pression atmosphérique dans le cas où les dépressions seraient suffisantes pour créer la cavitation.

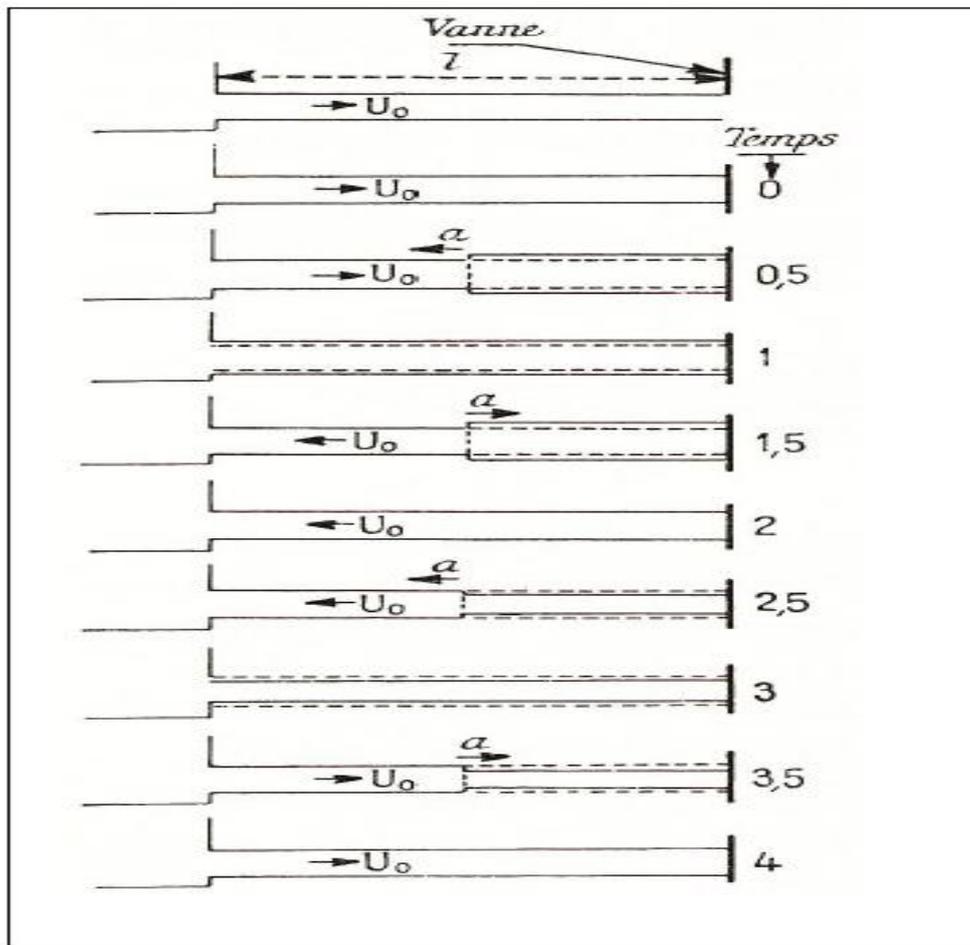


Figure IV.19 : Etape d'un cycle de variation de pression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, et la valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \dots \dots [IV.15]$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

➤ **Protection de la conduite gravitaire R.Bouhele – R.Chadia :**

La célérité d'onde de surpression est :

$$C = 487,397 \text{ m/s.}$$

$$D = 200 \text{ mm et } e = 7,2 \text{ mm.}$$

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + C \cdot V_0 / g \dots\dots[\text{IV.16}]$$

$$\text{On a : } V = 1,83 \text{ m/s}$$

Et donc :

$$b' = \frac{CV_0}{g} = 89,24 \text{ m.}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = H_g + b' = 36,5 + 89,24 = 125,74 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots\dots[\text{IV.17}]$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 1719}{478,184} = 7,18 \text{ s}$$

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

On vérifie la valeur de la surpression dont la longueur est de 1719 m et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 min, et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : $b = 1 \text{ m.}$

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

➤ **Protection de la conduite gravitaire R.Bouhlel – S.R2:**

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + \frac{CV_0}{g}.$$

Il s'agit là d'une adduction constituée de deux tronçons en série, d'où des épaisseurs et vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$e = \frac{\sum e_i L_i}{\sum L_i}$$

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i}$$

On trouve : $e = 29,77 \text{ mm}$.

$$V = 0,83 \text{ m/s}$$

Et donc : $C = 531,18 \text{ m/s}$.

$$b' = \frac{CV_0}{g} = 44,94 \text{ m}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = Hg + b' = 3 + 89,20 = 92,20 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C}$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 1719}{478,184} = 10,10 \text{ s}$$

On calcul la valeur de la surpression via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

On vérifie la valeur de la surpression dont la longueur est de 2683 m et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : $b = 0,76 \text{ m}$

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

IV.4) Pose de canalisation : (voire la planche N°6)

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas ou elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenus et protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différents contraintes agissant sur la canalisation. La pose de canalisation s'effectue à partir des points hautes.

- **Tracé :**

Le tracé doit être conforme à celui du projet. La souplesse naturelle des tubes en PEHD leur permet de s'affranchir de coudes lorsque les rayons de courbure du tracé dépassent ceux admis pour les tubes en PEHD. Cette propriété permet d'éviter les obstacles du sous-sol et de croiser facilement les autres réseaux.

- **Largeur :**

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai, ainsi de permettre l'entrée des ouvriers pour le travail. Elle est en fonction du diamètre extérieure de la canalisation et au minimum d'ordre de 60 cm.

- **Profondeur :**

Sauf stipulation contraire, la profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

- **Fond de fouille :**

Le fond de fouille de la tranchée expurgée est réglé suivant la pente prescrite et la nature de sol. Lorsque des bancs rocheux ou des maçonneries sont rencontrés, la fouille est approfondie au moins de 10 cm et sablée jusqu'au niveau initialement prévu. Si le fond de fouille n'a pas les caractéristiques de portance suffisantes pour assurer l'appui correct du tube et la stabilité du remblai, la tranchée est approfondie d'une hauteur au moins égale à 0,2 m.

Le lit de pose est alors réalisé avec des matériaux rapportés. Le maître d'ouvrage peut prescrire l'exécution systématique d'un lit de pose en matériaux rapportés.

- **Remblayage des tranchées :**

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- Remblai d'enrobage.
- Remblai supérieur.

- ✓ **Remblai d'enrobage :**

L'enrobage des conduites comprend :

- Le lit de pose.
- L'assise.
- Le remblai de protection.

Il est réalisé conformément au projet en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles. Dans tous les cas, les éléments susceptibles de blesser la canalisation par des effets poinçonnement, tassements ou chocs lors de la consolidation doivent être éliminés : débris végétaux, les pierres, produits de démolition,...

- Exécution du lit de pose :

La mise en œuvre doit être soignée. Le lit de pose est réalisé avec une couche d'au moins 10 cm de matériaux rapportés : sable roulé dont la granulométrie est comprise entre 0,1 et 5 mm (entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique).

- Exécution de l'assise :

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue. Afin d'assurer à la canalisation une assise qui ne sera pas décomprimée par la suite, il convient de réaliser l'assise après relevage partiel des blindages, s'ils existent. Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'assise seront identiques à ceux du lit de pose.

- Exécution du remblai de protection :

Au-dessus de l'assise, le remblai et son compactage sont poursuivis par couches successives, symétriquement puis uniformément jusqu'à obtenir une couverture du tube et des

assemblages d'au moins 10 cm. Les matériaux utilisés pour le remblai de protection sont identiques à ceux de l'assise.

✓ **Remblai supérieur :**

Le remblai supérieur peut être réalisé avant ou après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est exécuté en mettant en place des matériaux appropriés qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles dont on élimine les éléments impropres (exemples : débris végétaux, gros blocs de roche). Le compactage de ce remblai est effectué par couches successives de 30 cm.

Pour le repérage de la canalisation, il est nécessaire de placer un grillage avertisseur détectable et de couleur conventionnelle selon l'application à au moins 30 cm au dessus de la génératrice supérieure du tube. Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme précisé ci-après :

- **Remblai supérieur en zone rurale :**

Sont concernées les tranchées ouvertes en terrain de culture, prairie et zone boisée. Le remblayage est effectué par couches successives et régulières légèrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par le réemploi de la terre végétale mise en dépôt. La maîtrise d'œuvre peut préciser les conditions particulières à remplir en fonction des conditions locales et, des risques particuliers inhérents aux terrains.

- **Remblai supérieur en milieu urbain ou en agglomération rurale :**

Le remblayage supérieur sous voirie est effectué par couches régulières et successives compactées pour obtenir le degré de consolidation spécifié au projet.

• **Règles de sécurité :**

On respectera les réglementations en vigueur en particulier en ce qui concerne le blindage des parois de la tranchée. Cette précaution est obligatoire lorsque des hommes doivent travailler en fond de fouille.

De même, la signalisation et le balisage seront organisés pour garantir la sécurité des personnes.

• **Techniques de compactage :**

Le compactage doit être particulièrement soigné dans la zone de remblai constituant l'enrobage de la canalisation. Afin d'obtenir la densité voulue du matériau d'enrobage, les méthodes suivantes sont recommandées : damage, utilisation de plaques vibrantes ou de rouleaux.

Il est réalisé au niveau du lit de pose, latéralement de chaque côté du tube, puis sur le remblai d'enrobage. Si la tranchée est blindée, les blindages feront l'objet d'un relevage partiel sur la hauteur de la zone d'enrobage avant d'effectuer le compactage. Lors de cette opération à proximité de la canalisation, il est nécessaire de porter une attention particulière de manière à ne pas endommager la canalisation. Le remblai supérieur sera effectué par couches successives et régulières pour obtenir le niveau de compactage défini par le maître d'œuvre.

• **Compactage et déflexion :**

Les tubes sont sujets à déformation s'ils sont enterrés. En raison de la relaxation des contraintes et au fluage du matériel, le seul critère qui doit être suivi pour assurer la stabilité des tubes est sa déformation.

a) Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

Dans un terrain ordinaire, les canalisations doivent toujours posées avec une pente de quelques millimètres et la changera tous les 200 à 400 m, afin de créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

b) Pose de canalisation dans un terrain en pente :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit poser 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 de sol. Dans le cas où la canalisation repose sur deux tasseaux, ceux-ci doivent être plus proches des joints et soutenues par pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

c) Traversée de la voie express :

Pour protéger la canalisation contre les vibrations dues au mouvement des véhicules sur la route la conduite doit être projetée dans un fourreau en béton armé, repose sur un lit de sable de 30 cm.

IV.5) Les accessoires du système de transfert : (voire la planche N°7)

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique de notre système, il est nécessaire de l'équiper en accessoires qui ont pour rôle :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.
- Purger les canalisations.
- Vidanger les canalisations.
- Isoler les canalisations.

• Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes. L'obturation est obtenue par rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuit pour faciliter l'ouverture.

• Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sur la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée, se fermant sous la pression de l'eau, qui ne sera jamais placée à l'aval de la conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une fragilité importante.

• Les vannes d'isolement :

Elles sont utilisées pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir, elles placées tout les 300 à 350 m.

• Les vannes à clapet de non retour :

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

- **Les vannes de réduction de pression :**

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

- **Les vannes de vidange :**

Ce sont des vannes placées au niveau des points les plus bas pour permet le vidange des canalisations en cas de nettoyage ou d'entretien.

- **Robinet à flotteur :**

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage.

- **Les ventouses :**

Ces appareils sont placées au niveau des points hauts des conduites ou se ressemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

- **By-pass :**

Les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement, ils sont est utilisé 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.

- **Crépines :**

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

- **Clapet :**

Ils sont destinés à empêcher la circulation de l'eau dans sens inverse, ils sont placés à la sorti des pompes au but les protéger.

- **Joints de raccordement :**

Les tuyaux sont assemblés 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).

- **Organes de mesure :**

a-Mesure de débit :

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme.

- Le venturi.
- La tuyère.

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

b-Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- Manomètres à aiguilles.
- Manomètres à soufflet.

- **Organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'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.

a- Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

b- 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.

c-Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d-Joints de démontage

En pratique, nous rencontrons 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, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion :

L'étude faite au dessus contiens la conception des différents ouvrage annexes du système de transfert, tel que les ouvrage de stockage, les groupe de pompage aussi que les accessoires et les organes nécessaires.

On a abordé aussi une étude sur le mode de pose des canalisations dans les différents cas pouvons rencontrer dans le terrain d'étude, ainsi que la protection de tous les tronçons gravitaire et de refoulement.

Chapitre

V

Estimation quantitative et financière du nouveau système du transfert

Introduction :

Dans ce qui suit on citera les différentes opérations nécessaires pour la réalisation de ce projet du transfert, dont le but principale de ce chapitre est d'établir une étude estimative sur le projet, de coté quantité et volume des travaux, et de coté financière.

V.1) Estimation quantitatif de nouveau système de transfert :

Dans le but d'estimer quantitativement le nouveau système du transfert projeté on doit citer les différents travaux de chantier nécessaires pour la réalisation de ce dernier.

V.1.1) Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

- **Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

V.1.2) Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards :**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

- **Pose des conduites :**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

V.1.3) Calcul des volumes des travaux :

a. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

- **Hauteur de la station:**

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

h_5 : distance verticale = $h_p + h_{\text{socl}} + h_{\text{reservoir}}$

h_6 : hauteur réservé pour l'homme = 2,2 m.

h_7 : hauteur de chariote de levage = 0,3 m.

h_8 : hauteur du profile = 0,8 m.

h_9 : hauteur de securité = 0,5 m.

Tableau V.1: Calcul du la hauteur des stations de pompage.

Stations	h_5 (m)	h_b (m)	h_b normalisé (m)
S.P	0,795	4,60	5
S.R1	0,845	4,64	5
S.R2	0,795	4,60	5
S.R3	0,795	4,60	5

- **Longeur du batiment :**

$$L_b = n_p L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p.$$

n_p : nombre des pompes.

L : largeur du la pompe et du moteur.

L_{int} : distance entre deux pompe voisines.

L_{pf} : longeur de la plat forme de mentage/dementage = 2 m.

L_r : longeur de l'armoire électrique = 2 m.

L_p : longeur du bureaux du personnel = 4 m.

Tableau V.2: Calcul du la longueur des stations de pompage.

Stations	n	L (m)	L_{int} (m)	L_b (m)	L_b normalisé (m)
S.P	3	0,76	1	11,20	11
S.R1	3	0,82	1	11,46	11
S.R2	2	0,75	0,7	10,20	11
S.R3	2	0,75	0,7	10,20	11

- **Largeur du bâtiment:**

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4.$$

l_1 : distance entre le mur et le premier organe = 0,3 m.

l_2 : distance entre les tubulure = 0,3 m.

$l_3 + l_4$: distance des équipement amonts et avals = 9,4 m.

Donc : $L_b = 10$ m.

Dans ce qui suit, en fera les calcule pour une seule station de pompage au raison qu'on a adopté les mêmes dimensionnement pour les quatre stations.

- La profondeur des fouilles $h=1,5$ m.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L=1,5$ m et de hauteur $h=0,40$ m repose sur une couche de béton de propreté d'une épaisseur de 10 cm.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30m et de hauteur $h=0,7$ m.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $b=0,25$ m et de hauteur totale $h = 5,5$ m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de $e = 7$ cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 15 cm.
- Les longrines et les poutres ont une hauteur de $h = 0,45$ m et une largeur de $b=0,4$ m.
- Le nombre total des poteaux qui est le même pour les fouilles est 12 dont 3 poteau sur la largeur avec un espace 4,6 m entre le poteau et l'autre, et 4 poteau sur la longueur avec un espace de 3,33 m.

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$D'où V = S \cdot h = 10 \cdot 11 \cdot 0,1 = 11 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à 11 m^3

- **Calcul du volume des déblais :**

Le bâtiment de la station de pompage étant à surface. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles.

La fouille ayant le volume de $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de $40,5 \text{ m}^3$.

- **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est de $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de $2,25 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 27 m^3 .

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage les murs extérieurs et intérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 x 20 x 10 cm, on laissant une lame d'aire de 10 cm d'épaisseur.

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles. Donc la surface extérieur et intérieur totale à couvrir est de :

$$S_t = 422,4 \text{ m}^2$$

D'où le nombre de briques nécessaire est de : $N = \frac{S_t}{S_{brique}} = 422,4 / 0,3 \times 0,2$

Nombre des briques est : 7040 briques.

Tableau V.3: Calcul du volume du béton et sable pour la station de pompage.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*I*h (m ³)	V _{totale} (m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,4	12	10,8	43,2
Béton de propreté	1,5	1,5	0,1	12	2,7	10,80
Avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,756	3,02
Poteaux	0,25	0,25	5	12	3,75	15
Longrines	67	0,40	0,45	/	12,06	48,24
Poutres	67	0,40	0,45	/	12,06	48,24
Remblai compacté	4,6	3,33	0,15	6	13,78	55,12
Éléments	Surface (m ²)		Hauteur (m)	N	V=S*H (m ³)	V _{total} (m ³)
Dalle supérieure	110		0,07	/	7,7	30,80
Chape inférieure	91,9		0,07	/	6,43	25,36

b. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

• La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons : $h = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose de sable $h_1 = 0,15$ m.

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D$$

• Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. Nous laissons 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

• Volume à excaver :

$$V_{exc} = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Avec :

V_D : Volume du déblai (m³)

S_t : La section de tranchée (m²).

L : La longueur de tranchée (m).

- **Remblais compacté :**

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{\text{rem}} = V_{\text{exc}} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * H_{\text{tr}}.$$

$$V_c = S * L.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.4 : Les volumes des conduites.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Htr (m)	B (m)	Vexc (m ³)	V cond (m ³)	V lit de sable (m ³)	V rem (m ³)
500	0,196	50	1,65	1,1	90,75	9,8	8,25	72,7
400	0,126	4830	1,55	1	7486,5	608,58	724,5	6153,42
160	0,02	1719	1,31	0,76	1711,43	34,38	195,966	1481,09
315	0,078	2272	1,465	0,915	3045,55	177,21	311,832	2556,51
200	0,0314	3408	1,35	0,8	3680,64	107,011	408,96	3164,66
					16014,88	936,98	1649,51	13428,39

- **Calcul de volume de terre à évacuer :**

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{\text{eva}} = K_f * V_{\text{exc}} - V_{\text{rem}}.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$.

Le tableau qui suit récapitule le volume des travaux de chantier nécessaire pour la réalisation de notre transfert.

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des volumes des travaux.

N°	Désignation	Unités	Quantité
1	Décapage	m ³	44
2	Excavation	m ³	16176,88
3	Remblais compacté	m ³	13536,39
4	Béton de propreté	m ³	10,80
5	Béton armé	m ³	268,98
6	Lit de sable	m ³	1649,51
7	Maçonnerie	briques	7040
8	Evacuation	m ³	5875,866

V.2) Estimation financière de nouveau système de transfert :**V.2.1) Devis estimatif des travaux :****Tableau V.6 : Tableau récapitulatif de devis des travaux.**

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Décapage	m ³	200	44	8800,00
Les déblais	m ³	400	16176,88	6470752,00
Le lit de sable	m ³	300	1649,51	494853,00
Les remblais	m ³	400	13536,39	5414556,00
Evacuation	m ³	300	5875,866	1762759,80
Béton de propreté	m ³	15000	10,80	162000,00
Béton armé	m ³	30000	268,98	8069400,00
Maçonnerie	briques	30	7040	211200,00
Total				22 594 321,00

V.2.2) Devis de pose des conduites :**Tableau V.7 : Tableau récapitulatif de devis de pose des conduites.**

Désignation de conduites	Unité	Prix unitaire DA	Volume total	Montant DA
Conduite DN400 PN06	ML	6007,05	50	300352,50
Conduite DN315 PN06	ML	3603,60	8	28828,80
Conduite DN200 PN16	ML	2892,36	15	43385,40
Conduite DN400 PN16	ML	10904,40	4853	52919053,20
Conduite DN200 PN06	ML	1183,39	1719	2034247,41
Conduite DN315 PN16	ML	5850,00	2272	13921200,00
Conduite DN250 PN20	ML	5876,21	60	352572,60
Conduite DN200 PN20	ML	3882,56	3408	13231764,48
Grillage	ML	18,00	11596,27	208732,88
Total				83 040 137,30

V.2.3) Devis des accessoires :**a) Coude à 45° PEHD :****Tableau V.8 : Devis des coudes à 45°.**

PN	φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	400	12	27662,76	331953,12
16	200	15	2611,89	39178,35
16	315	10	15926,94	159269,4
Total				530 400,87

b) Coude à 90° PEHD :

Tableau V.9 : Devis des coudes à 90°.

PN	φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	400	3	33350,43	100051,29
16	200	5	2437,83	12189,15
16	315	1	17132,19	17132,19
Total				129 372,63

c) Vannes :

Tableau V.10 : Devis des vannes.

PN	φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	400	32	48026,43	1536845,8
16	200	28	20937,33	586245,24
16	315	14	36530,19	511422,66
Total				2 624 513,66

d) Ventouses :

Tableau V.11 : Devis des ventouses.

PN	φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	100	10	9817,83	98178,3
16	80	5	7546,33	37731,65
Total				135 909,95

e) Clapets anti retour :

Tableau V.12 : Devis des clapets.

PN	φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	300	2	38064,83	76129,66
20	250	2	10403,5	20807,00
Total				96 936,66

f) Crépine :

Tableau V.13 : Devis des crépines.

φ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
400	2	994,00	1988,00
200	2	514,5	1029,00
Total			3 017,00

g) Cônes :

Tableau V.14 : Devis des cônes.

ϕ	L (m)	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
400/300	0,4	1	8447,76	8447,76
300/200	0,4	1	6111,88	6111,88
350/150	0,8	2	6111,88	12223,76
400/350	0,2	2	8736,19	17472,38
400/315	0,4	1	8447,76	8447,76
315/250	0,3	2	6111,88	12223,76
200/150	0,2	2	1176,50	2353,00
Total				67 280,30

h) Manchonnes :

Tableau V.15 : Devis des manchonnes.

ϕ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
400	6	8385,19	50311,14
315	1	6208,27	6208,27
200	5	3357,26	16786,3
Total			73 305,71

i) Compteurs :

Tableau V.16 : Devis des compteurs.

ϕ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
400	7	12354,72	86483,04
315	1	9154,19	9154,19
200	6	8866,3	53197,8
Total			148 835,03

j) Joints de démontage :

Tableau V.17 : Devis des joints.

PN	ϕ	N	Prix U (DA)	Montant (DA)
16	400	30	15748,51	472455,3
16	315	14	9143,24	128005,36
20	200	25	3158,01	78950,25
Total				679 410,91

Tableau V.18 : Tableau récapitulatif de devis total des accessoires.

Accessoires	Montant
Coudes à 45°	530 400,87
Coude à 90°	129 372,63
Vannes	2 624 513,66
Ventouses	135 909,95
Clapets anti retour	96 936,66
Crépines	3 017,00
Cônes	67 280,30
Manchonnes	73 305,71
Compteurs	148 835,03
Joint de démontage	679 410,91
Total	4 488 982,72

V.2.4) Devis des pompes et réservoirs anti-bélier :**Tableau V.19 : Tableau récapitulatif de devis des pompes et réservoirs d'air.**

Désignation	N	Prix unitaire DA	Montant DA
Pompe de la station de pompage	3	3461000,00	10383000,00
Pompe de la station de reprise N°1	3	2316080,00	6948240,00
Pompe de la station de reprise N°2	2	2382300,00	4764600,00
Pompe de la station de reprise N°3	2	2961000,00	5922000,00
Réservoir 5000 L	1	4361000,00	4361000,00
Réservoir 3000 L	1	2616600,00	2616600,00
Réservoir 900 L	1	784980,00	784980,00
Réservoir 500 L	1	3013,00	301300,00
Total			36 081 720,00

V.2.5) Devis total de nouveau système de transfert :**Tableau V.20 : Tableau récapitulatif de devis total.**

Désignation	Montant DA
Devis des travaux	22 594 321,00
Devis des conduits	83 040 137,30
Devis des accessoires	4 488 982,72
Devis des pompes et réservoirs anti-bélier	36 081 720,00
Total	146 205 161,00

Conclusion :

Après l'étude estimative déjà faite au dessus à propos le nouveau système de transfert, on distingue un volume des travaux total de l'ordre de 61075,77 m³, avec un devis de 123 610 840,00 DA.

Conclusion générale :

Dans ce mémoire de fin d'étude on a abordé l'étude de transfert d'eau potable pour alimenter les agglomérations Chadia et Ghariana, les groupe de pompage et les ouvrages de stockage nécessaires, dans le but de satisfaire les besoins en eau de ces agglomération.

D'après notre travail, ce nouveau système est composée de trois différentes types d'adduction : adduction par refoulement, adduction gravitaire et adduction mixte gravitaire-refoulement, dont la partie refoulement nécessite quatre stations de pompage deux équipées par trois pompes, et deux autres par deux pompe identiques. Pour toute l'adduction nous avons opté pour le PEHD comme matériau et nous avons tenir compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs.

La protection des canalisations reste une opération aussi importante que le dimensionnement, donc il est indispensable de prévoir des protections contre les différents problèmes rencontrés tel que les réservoirs anti-bélier qui luttent contre l'effet de coup de bélier, et le grillage lute contre le contact des conduites avec les matériaux durs et solides.

Comme tout projet, la longévité et la bonne exploitation est le but essentiel attendu, et dans ce cadre on peut dire que, plus au dimensionnement technico-économique des adductions, ouvrage de stockage et groupes électropompes, nous recommandons aux services veillant sur l'approvisionnement en eau potable une meilleure gestion de ce système avec un control et une maintenance continue des différents ouvrages jusqu'à l'horizon 2040.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **ANDRE DUPONT.** HYRAULIQUE URBAINE, Tome II.1981 Edition Eyrolles Paris 1981, 29 P.

[2] **J.BOVIN.** HYDRAULIQUE URBAINE I. Edition Lausanne 2005, 15 P.

[3] **M.CARLIER.** HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUE. Edition Eyrolles Paris 1972, 31 P.

[4] **A. MOREL.** EXERCICES DE MECANIQUE DES FLUIDES. Tome I, 50 P.

[5] **M.MEUNIER.** LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION, Edition Dunod paris 1950, 10 P.

Nomenclature

- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).
- L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).
- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).
- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).
- $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
- ε : Rugosité absolue de la conduite.
- P : puissance absorbée par la pompe (Kw).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la station de pompage (70 %).
- E : énergie consommée pendant une année (Kwh).
- P : puissance de pompage (Kw) .
- t : temps de pompage par jour (h).
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
- A : Frais d'amortissement (DA).
- i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.
- Re : Nombre de Reynolds.
- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).
- V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m³/h** (C'est un volume minimum).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%).
- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).
- S : section du réservoir (m^2).

h : hauteur utile optimale d'eau (m).
 H : hauteur totale du réservoir (m).
 R : revanche (m).
 L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).
 H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).
 h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée.
 H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).
 Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.
 H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).
 $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.
 r : marge de sécurité.
 V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).
 P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).
 H : altitude de la station.
 T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).
 Δh_{asp} : Pertes de charge totale du coté aspiration.
 Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire à l'aspiration (m).
 l_r : longueur de la conduite de refoulement,
 Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s).
 n : nombre de pompes en parallèles.
 D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m).
 V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s).
 $DN1$: diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).
 ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).
 ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).
 C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).
 h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).
 h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).
 r : marge de sécurité.
 l : largeur de la fouille (m).
 L : longueur de la fouille (m).
 h : profondeur de la fouille (m).
 S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe.
 b : petite base de la tranchée.
 B : grande base de la tranchée.
 V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives.
 L : distance entre deux coupes consécutives.

- V_s : volume du lit de sable (m^3).
- L : longueur de la tranchée (m).
- S_c : section de la conduite (m^2).
- V_c : volume de la conduite (m^3).
- V_r : volume du remblai.
- V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).
- V_{cond} : volume occupé par la conduite.
- V_s : volume du lit de sable.
- C : célérité d'onde (m/s).
- e : épaisseur de la conduite (mm).
- V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

Annexes

Annexe I

Tableau des prix du mètre linéaire des conduites en PEHD



GROUPE K-PLAST

FABRICATION DE TUBES PVC et PE



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE80
-	Ø20	-			
13003	Ø25	-	38,28	42,48	PE80
13006	Ø32	-	48,28	56,87	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	78,89	PE80
13012	Ø50	2.4	88,28	114,98	PE80
13015	Ø63	3.0	180,28	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	228,21	263,49	PE80
13022	Ø90	4.3	298,03	346,38	PE80
13025	Ø110	4.0	387,88	418,70	PE100
13030	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13030	Ø160	5.8	770,98	901,89	PE100
13044	Ø200	7.2	1 183,39	1 361,17	PE100
13050	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
13042	Ø315	11.4	3 000,00	3 603,6	PE100
13039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,08	PE100
13081	Ø500	19.1	8 938,13	11 17,81	PE100
13032	Ø630	24.1	12 682,50	14 038,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE80
F3813000	Ø20	-	28,07	34,01	PE80
F3813004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
F3813007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
F3813010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
F3813013	Ø50	3.7	138,28	158,28	PE80
F3813016	Ø63	4.7	209,89	245,34	PE80
F3813019	Ø75	5.6	300,80	351,89	PE80
F3813023	Ø90	5.4	359,08	420,14	PE100
F3813026	Ø110	6.6	640,80	732,39	PE100
F3813028	Ø125	7.4	880,13	1 012,36	PE100
F3813031	Ø160	9.5	1 142,28	1 338,43	PE100
F3813033	Ø200	11.9	1 850,24	2 181,48	PE100
F3813035	Ø250	14.8	2 896,00	3 438,18	PE100
F3813041	Ø315	18.7	4 093,87	4 789,47	PE100
F3813038	Ø400	21.7	6 098,74	7 137,83	PE100
F3813049	Ø500	29.7	10 152,81	11 878,44	PE100
F3813048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE80
001	Ø20	2.3	32,18	37,66	PE80
005	Ø25	2.8	50,85	58,49	PE80
008	Ø32	3.6	78,81	91,88	PE80
011	Ø40	4.3	120,95	141,81	PE80
14	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
17	Ø63	7.1	297,98	348,80	PE80
20	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
24	Ø90	8.2	610,71	697,83	PE100
17	Ø110	10.0	787,19	888,91	PE100
3	Ø128	11.4	987,88	1 132,44	PE100
2	Ø160	14.6	1 888,00	2 188,30	PE100
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,36	PE100
5	Ø250	22.7	3 815,00	4 483,85	PE100
1	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50	PE100
1	Ø400	36.3	8 320,00	10 004,40	PE100
1	Ø500	45.4	14 911,00	17 448,87	PE100
1	Ø630	57.2	23 123,80	27 084,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE80
F3813101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE80
F3813102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
F3813103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
F3813104	Ø40	4.5	128,18	149,94	PE100
F3813106	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
F3813108	Ø63	7.1	338,73	398,31	PE100
F3813107	Ø75	8.4	447,38	523,40	PE100
F3813108	Ø90	10.1	627,09	733,78	PE100
F3813109	Ø110	12.3	848,88	1 118,17	PE100
F3813110	Ø125	14.0	1 292,78	1 487,23	PE100
F3813111	Ø160	17.9	1 947,88	2 278,88	PE100
F3813112	Ø200	22.4	3 121,70	3 682,38	PE100
F3813113	Ø250	27.9	4 848,33	5 679,21	PE100
F3813114	Ø315	35.2	7 888,88	9 278,48	PE100
F3813115	Ø400	44.7	12 110,03	14 188,74	PE100
F3813116	Ø500	55.8	19 083,81	22 304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rundex) de 100 ML.

* Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.

* Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

Industriel setif TEL: 036 92 41 12 /93 01 80 FAX:036 93 58 60

SARL K-PLAST
 Transformation de Plastique
 Créé du 1^{er} Novembre 1954
 Boulevard SETIF 8
 à Retenir...

Annexe II
Normalisation des réservoirs d'air anti bélier

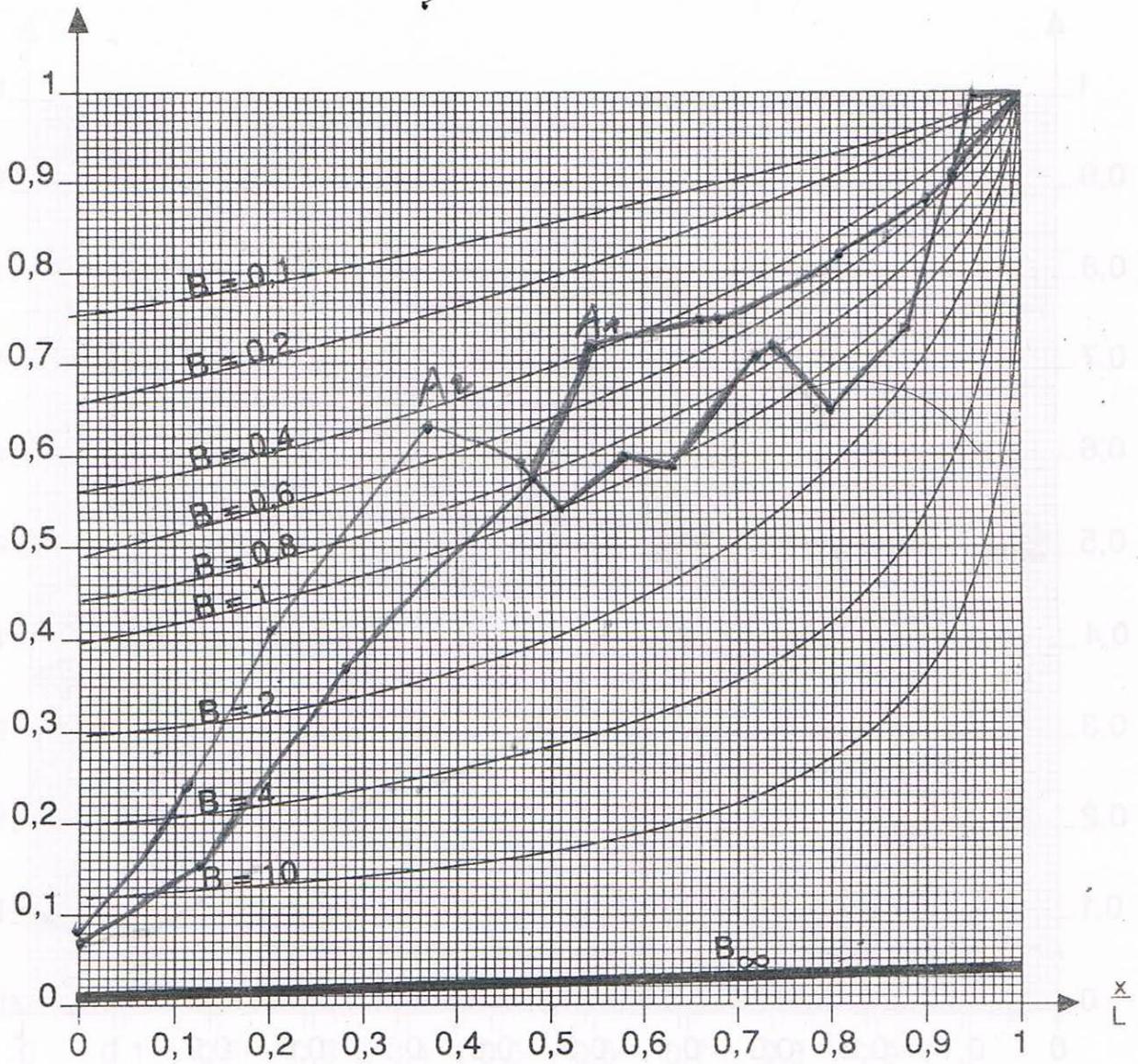
Caractéristiques techniques						
Référence	Capacité	Soupape	ent. sort. (hors vanne)	Ø extérieur	Hauteur	Poids
	litres	bar	Ø	mm	mm	kg
G 120 V11	120	10,4	F 3/4"	396	1 362	42
G 250 V11	250	10,4	F 3/4"	500	1 780	67
G 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 185	135
G 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 281	200
G 1500 V12	1 500	11,4	F 2"	1 000	2 305	270
G 2000 V10,7	2 000	10	F 2"	1 000	2 773	417
G 3000 V10,7	3 000	10	DN 80	1 200	3 082	704
G 4000 V10,7	4 000	10	DN 80	1 200	3 872	843
G 5000 V10,7	5 000	10	DN 100	1 400	3 719	1 173
G 250 V16	250	14,2	F 3/4"	500	1 790	87
G 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 185	90
G 1000 V16	1 000	14,2	F 2"	800	2 335	240
P 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 081	128
P 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 163	190
P 1000 V12	1 000	11,4	F 2"	800	2 335	228
P 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 079	164

Nos réservoirs d'air sont conformes à la Directive Européenne 87/404 de juillet 92 et sont livrés avec leurs accessoires de contrôle et de sécurité. Nous consulter pour des pressions supérieures.

Caractéristiques des réservoirs d'air comprimé

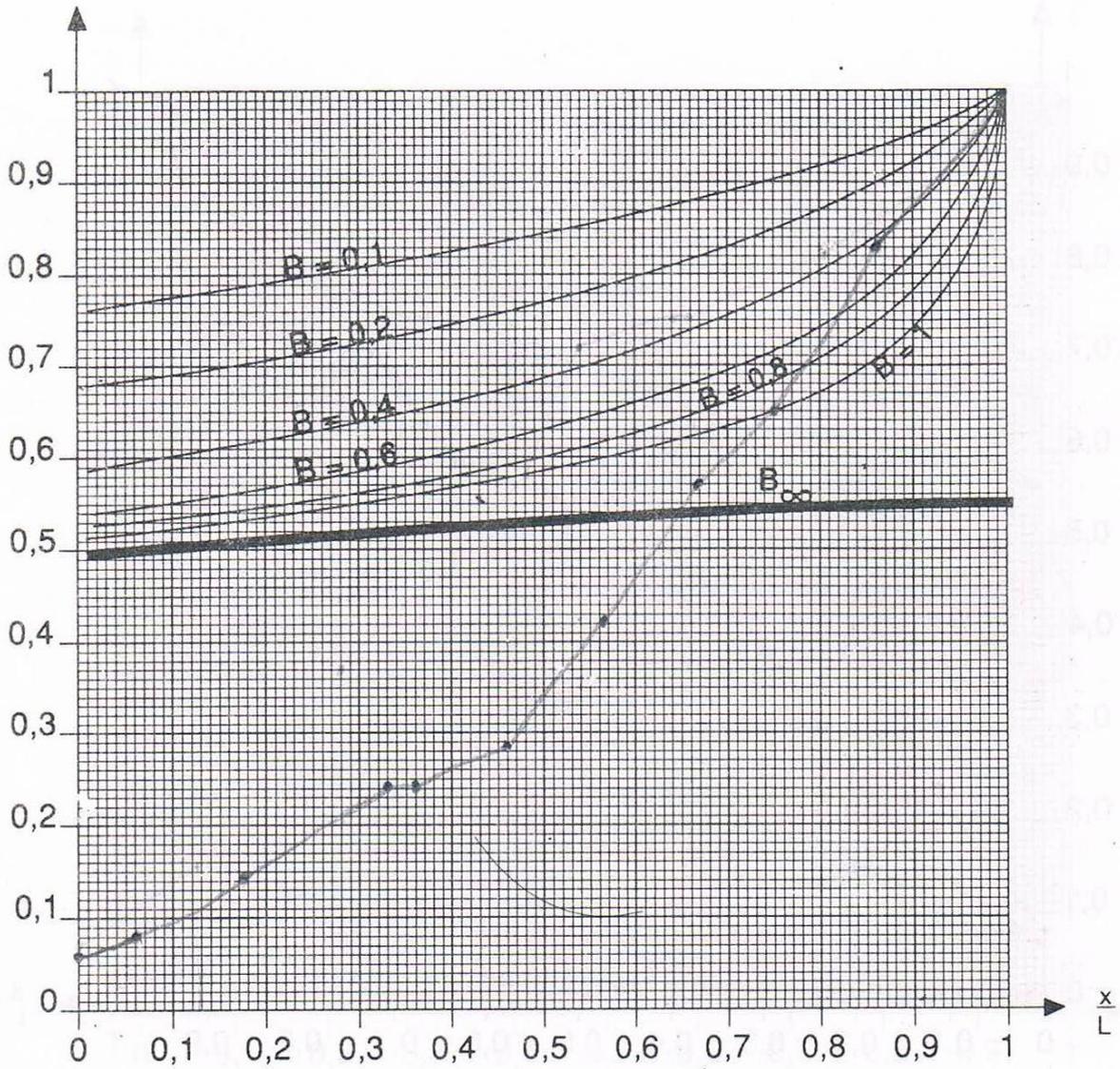
$\frac{P_{\min i}}{H_0}$

$K = 0,1 \quad A = 1$

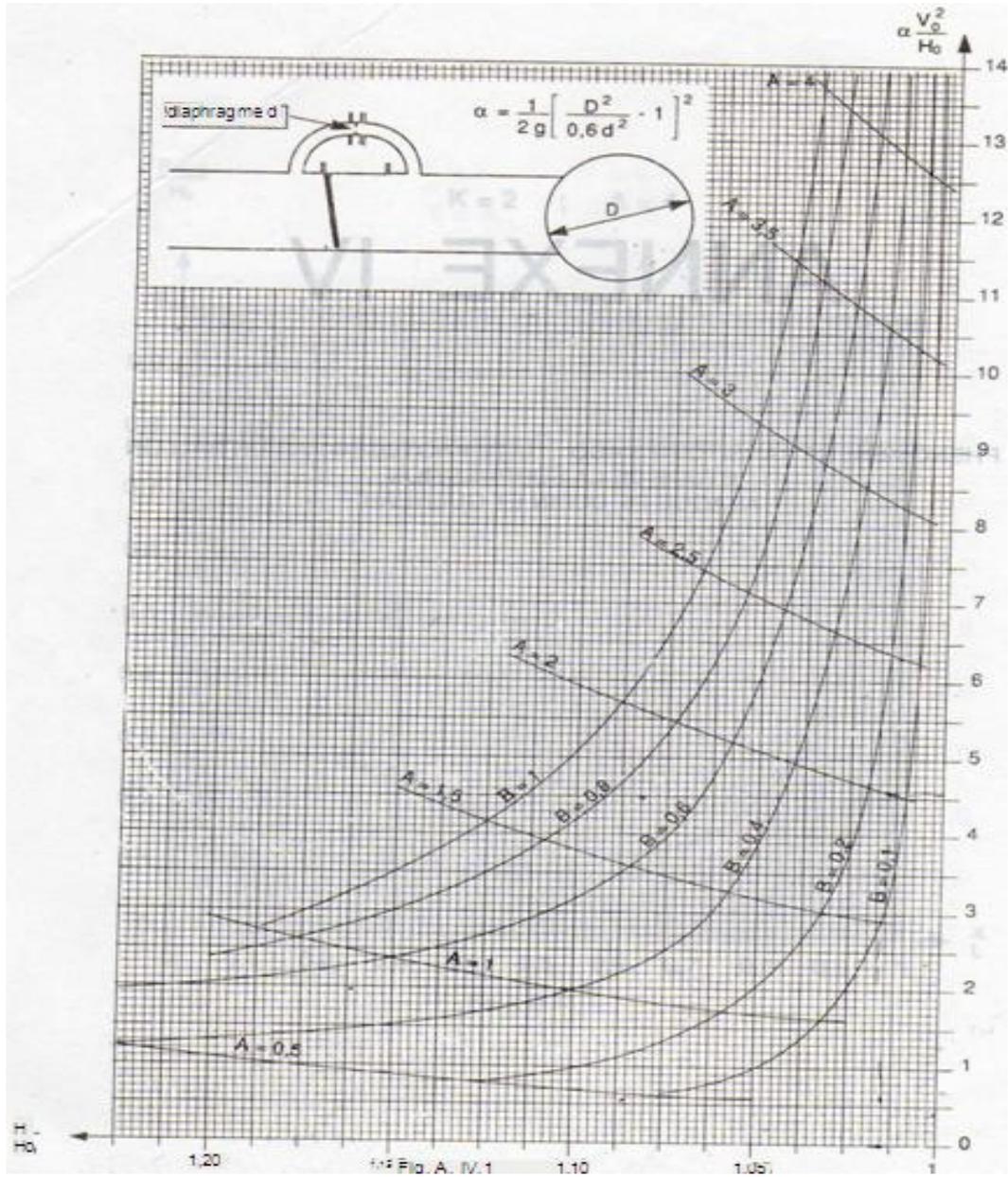


$\frac{P_{\text{mini}}}{H_0}$

$K = 0,1$; $A = 0,5$



Annexe IV
 Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU.



Annexe V :

Installation pour la protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.

