

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction de la ville de Baghlia (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-17

APA Citation (APA توثيق):

Merzouki, Walid (2017). Etude d'adduction de la ville de Baghlia (w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحث، مقالات، دوريات، 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
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

ETUDE D'ADDUCTION DE LA VILLE DE
BAGHLIA (W. BOUMERDES)

Présenté par :

M^r : MERZOUKI Walid

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r B.SALAH	Professeur	Président
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.HADJ SADOUK	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} CH.SALHI	M.C.A	Promotrice

Jun 2017

REMERCIEMENTS

Mes Remerciements vont, tout d'abord, à Ma Promotrice Mme : C. SALHI, qui a acceptée de diriger mon travail. Elle S'est montrée Compréhensive et particulièrement Sensible Aux divers problèmes que j'ai rencontrés, et ceci, malgré ses taches d'Enseignement. Qu'elle trouve, ici, l'Expression Sincère de ma vive gratitude.

Je suis également reconnaissant aux membres de jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter mon travail ;
je les en Remercie vivement.

Je Remercie mes Enseignants et tout le personnel de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'Ingénieur d'état en hydraulique

Enfin, je voudrais souligner les contributions efficaces de tous mes Proches et Amis qui, à des titres divers, m'ont aidé et soutenu moralement, tout au long de la préparation de cette thèse.

Ce soutien moral est d'autant plus important que la rédaction d'une thèse. Je les remercie encore une fois.

MERCI

walid

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.

Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

A toutes ces âmes ; sans les citer ; je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect.

W Merzouki

ملخص

العمل المنجز في إطار مذكرة نهاية السنة يهدف إلى تلبية حاجيات المياه الصالحة للشرب لمدينة بغلية بولاية بومرداس لوجود نقص في الكمية المنقولة حاليا نتيجة للتوسع السريع الحاصل في المدينة ، لتحقيق ذلك قمنا بإنشاء نظام دفع جديد (محطات الدفع وأنابيب الدفع) وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه) و أيضا مراجعة سعة الشبكة لإيصال التدفقات التي نحتاجها. المذكرة متكونة من ثمانية فصول نشرح فيها كيفية تصميم محطة ضخ المياه وكذا انبوب الدفع نحو مدينة بغلية باستعمال أفضل مقارنة تقنية واقتصادية ممكنة. كما قمنا بدراسة مدققة لحساب خزان الهواء المضغوط من اجل حماية القناة من ظاهرة الطرق المائي.

Résume :

L'objectif du projet est de combler le déficit en eau potable de la ville de Baghlia wilaya de Boumerdes, le déficit en eau potable est causé par l'insuffisance de quantité d'eau transportée et l'extension de la ville, pour cela nous avons dimensionné un système d'adduction (station de pompage, conduite de refoulement) et des réservoirs de stockage après l'estimation des différents besoins pour véhiculer le débit nécessaire.

La mémoire se compose de huit chapitres qui illustrent le dimensionnement de la station de pompage ainsi que la conduite de refoulement vers la ville de Baghlia en essayant d'opter pour un devis estimatif le plus économique. ainsi que le dimensionnement d'un réservoir d'air pour protéger la conduite contre le coup de bélier.

Abstract :

The objective of this project is to fulfill the drinking water deficit of the city of Baghlia wilaya of Boumerdes, the deficit in drinking water is caused by the insufficient quantity of water transported and the extension of the city. For that We sized a supply system (pumping station, repression pipe) and storage tanks after estimating the different needs to convey the necessary flow.

The project conposed of eight chapters that illustrate the sizing of the pumping station as well as the repression pipe to the city of Baghlia, trying to opt for a more economical estimate. As well as the dimensioning of an air tank to protect the pipe against water hammer.

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1 PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.2 SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EXISTANT	6
Conclusion	9

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction :	10
II.1 ANALYSE DEMOGRAPHIQUE :	10
II.2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE.....	12
II.3. Consommation maximale et minimale journalière	16
II.4. Consommation minimale journalière :	16
II.5. Etude de la consommation horaire :	17
II.6. BESOINS EN EAU FUTURS.....	18
II.7. Bilan Besoin– Ressource :	19
CONCLUSION :	20

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :	20
III.1. Types d'adduction.....	20
III.2. Adduction et types d'écoulement :	20
III.3. Choix du tracé (condition technique) :	21
III.4. Choix du type de tuyaux :	21
III.5 Proposition des variantes :	22

III.6. CALCUL HYDRAULIQUE DES VARIANTES	30
III.7. CALCUL HYDRAULIQUE.	34
CONCLUSION	35

Chapitre IV : Etude de pompage

Introduction	36
IV.1.Définition.....	36
IV.2. Couplage des pompes	36
IV.3. Choix du type de pompe	36
IV.4. Choix du nombre de pompes	36
Conclusion.....	37
IV.5. Courbes caractéristiques des pompes	37
IV .6. Point de fonctionnement d'une pompe.....	38
IV .7. Courbe caractéristique de la conduite.....	38
Conclusion.....	41
IV.8. Modes de réglage	41
Conclusion.....	44
IV.9. Caractéristiques de la pompe	44
Conclusion :	45

Chapitre V : Coup de Bélier

Introduction	46
V.1- Définition	46
V.2- Les risques dus aux coups de bélier :	46
V.3 - Protection contre le coup de bélier :	47
V.4 - Analyse physique du phénomène du coup de bélier :	49
V.5 - Calcul de la célérité d'ondes	51
V.6 - Calcul du volume du réservoir suivant la Méthode de Vibert	52
Conclusion :	54

Chapitre VI : Les réservoirs

Introduction	55
VI.1. Fonctions des réservoirs.....	55
VI.2. Prescriptions sanitaires.....	56
VI.3. Classification des réservoirs	57
VI.4. Calcul de capacité de réservoir projeté de la zone Basse de Baghlia ...	57
VI.5. Calcul des capacités des réservoir projeté zone haute de Baghlia.....	60
VI.6. Calcul des capacités des réservoir projeté zone Basse de Baghlia.....	62
VI.7. Equipements des réservoirs	63
Conclusion.....	67

Chapitre VII : Organisation des Chantiers

Introduction	68
VII.1. Actions reçues par les conduites :	68
VII.2. Exécution des travaux :	68
VII.3. Vérification manutention des canalisations :	68
VII.4. Différents travaux à entreprendre	69
VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	70
VII.3. Choix des engins de terrassement.....	73
VII.4. Planification des travaux.....	76
VII.5 Calcul du devis quantitatif et estimatif du projet	78
VII.6. Pose des canalisations.....	79
VII.7. Mise en place des canalisations.....	81
Conclusion.....	81

Chapitre VIII : Equipements auxiliaires

Introduction.....	82
VIII.1. Accessoires	82
Conclusion.....	88
Conclusion Générale	89
Références Bibliographiques.....	90
Annexes	

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des précipitations pendant une année.....	5
Tableau I.2 : Infrastructures hydrauliques.....	6
Tableau I.3: Caractéristiques des conduites d'adduction de la chaîne de Baghlia.....	7
Tableau I.4: Caractéristiques des conduites d'adduction de la chaîne VAS Gouffaf.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II.1: Population du chef-lieu de Baghlia et VAS selon RGPH 1987, RGPH 1998 et 2008.....	10
Tableau II.2 : Taux d'accroissement antérieurs et futurs.....	11
Tableau II.3 : Évolution de la population de la ville de Baghlia (ACL) et VAS aux horizons futurs.....	11
Tableau II.4 : Récapitulatif des équipements existants.....	12
Tableau II.5: Tableau des débits journalier.....	13
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	13
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	14
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	15
Tableau II.11: Tableau des consommations maximale journalières.....	15
Tableau II.12: Tableau consommations minimale journalières.....	16
Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Baghlia.....	16
Tableau II.14: Besoins en eau futurs.....	17

Chapitre III : Etude d'Adduction

Tableau III.1: Calcul de la HMT pour différents diamètres.....	32
Tableau III.2: Calcul des frais d'exploitation.....	33

Tableau III.3: Calcul des frais d'amortissement.....	33
Tableau III.4 : Calcul du bilan.....	33

Chapitre IV : Etude de Pompage

Tableau IV.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	39
Tableau IV.2: Caractéristique de la conduite de refoulement.....	40

Chapitre VI : Les Réservoirs

Tableau V.1: Calcul de célérité d'onde de l'adduction.....	53
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif de calcul de volume de réservoir d'air.....	54
Tableau VI.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Baghlia zone basse	59
Tableau VI.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Baghlia zone haute.....	61
Tableau VI.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Gouffef.....	63
Tableau VI.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs.....	64

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: Volumes des travaux de l'adduction.....	74
Tableau VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement [11].....	75
Tableau VII.3 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	78
Tableau VII.4 : Coût des réservoirs pour la variante retenue.....	79
Tableau VII.5 : cout estimatif de canalisation d'adduction.....	79
Tableau VII.6 : Cout de station de pompage.....	79
Tableau VII.7 : cout totale de la variante retenue.....	80

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Baghlia.....	1
Figure I.2: Visualisation en 3D du relief de la zone d'étude (en pointillé).....	3
Figure I.3: Répartition mensuelle des températures moyennes et extrêmes de la station de Cap Bengut (1904-1979).	4
Figure I.4: Répartition mensuelle des précipitations.....	4
Figure I.5 : Chaîne d'Alimentation de Baghlia.....	6
Figure I.6 : Chaîne d'Alimentation de Gouffef.....	8
Figure II.1 : Evolution de la population.....	11
Figure II.2 : Évolution des besoins en eau à différents horizons ville de Baghli.....	17
Figure II.3 : Bilan besoins-ressources dans sa globalité.....	17
Figure III.1 : Schéma synoptique de la variante 1.....	23
Figure III.2 : Schémas synoptique de la variante n°2.....	26
Figure III.3 : Schémas synoptique de la variante n°3.....	28
Figure III.4 : Diamètre économique.....	34
Figure IV.1: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) MCPK080-050-.....	38
Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la pompe (SP).....	40
Figure V.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	47
Figure V.2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	47
Figure V.3 : schéma de l'installation du réservoir d'air.....	52
Figure VI.1: Equipements des réservoirs.....	65
Figure VI.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	66
Figure VI.3: Traversée des conduites.....	66
Figure VII.1 Réseaux à nœuds.....	76
Figure VIII.1: les différents types de vanne.....	82
Figure VIII.2: Différents types de ventouses.....	83
Figure VIII.3 : Clapet anti retour.....	83

Figure VIII.4 : Diaphragme.....	85
Figure VIII.5 : Venturi	86
Figure VIII.6 : Tuyère	86

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Annexe 2 : Evaluation des besoins en Eau 1

Annexe 3 : Evaluation des besoins en Eau 2.

Annexe 4 : Fiche technique de la pompe retenue.

Annexe 5 : Abaque de VIBERT.

LISTE DES PLANCHES

Planche N 01 : Plan de masse.

Planche N02 : Profil en long de l'adduction.

Planche N03 : Equipements de réservoir.

Planche N04 : Tracé de la variante de l'adduction projetée à partir du plan de masse.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau potable est une ressource limitée, coûteuse à produire et à distribuer. Par conséquent, il devient urgent de trouver des moyens d'économiser, de réutiliser et de recycler l'eau et surtout développer des méthodes et des technologies afin d'améliorer la gestion des ressources en eau.

La population augmente rapidement et les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, mais cette croissance est insuffisante et inférieure à celle de la demande, entraînant un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société dont le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons accéder à l'étude de l'adduction en eau potable à partir d'un piquage d'eau sur une conduite de provenance de barrage de Taksebt. A travers cette étude, nous allons d'abord examiner la situation actuelle des agglomérations qui seront desservies en eau potable par la suite aborder leurs besoins en eau futurs (horizon 2045) et proposer une variante de réseau pour leur satisfaction en eau potable.

Concernent les forages nous proposons la bonne gestion et le développement de chaque forage qui est ou sera envasé et de faire des essais de pompage régulièrement pour le bon control de débit.

Introduction :

Le problème posé par l'alimentation en eau de la région de Baghlia est perçu depuis longtemps. Plusieurs études, posant clairement le problème de la satisfaction prioritaire des besoins en eau potable demandés par une région en expansion démographique.

I.1 PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE [1]

La commune de Baghlia s'étend sur une superficie de 6 055 ha, elle se situe à l'extrême Est de Boumerdes, à une distance de 45 km de son chef-lieu de wilaya et à 80 km de la capitale.

Les communes avoisinantes sont :

- Ben-Choud et de Dellys au Nord ;
- Naciria et Tadmaït au Sud ;
- Taourga et Sidi Naâ mane (w. Tizi Ouzou) à l'Est ;
- Sidi-Daoud et Ouled- Aïssa à l'Ouest.

L'étude concerne le centre urbain (chef-lieu) de la commune de Baghlia, incluant le VAS (Village Agricole Socialiste) de Gouffaf. La ville se trouve en rive gauche de l'Oued Sebaou.

La situation géographique de la commune et les limites administratives des localités avoisinantes sont représentés dans la figure 1 :

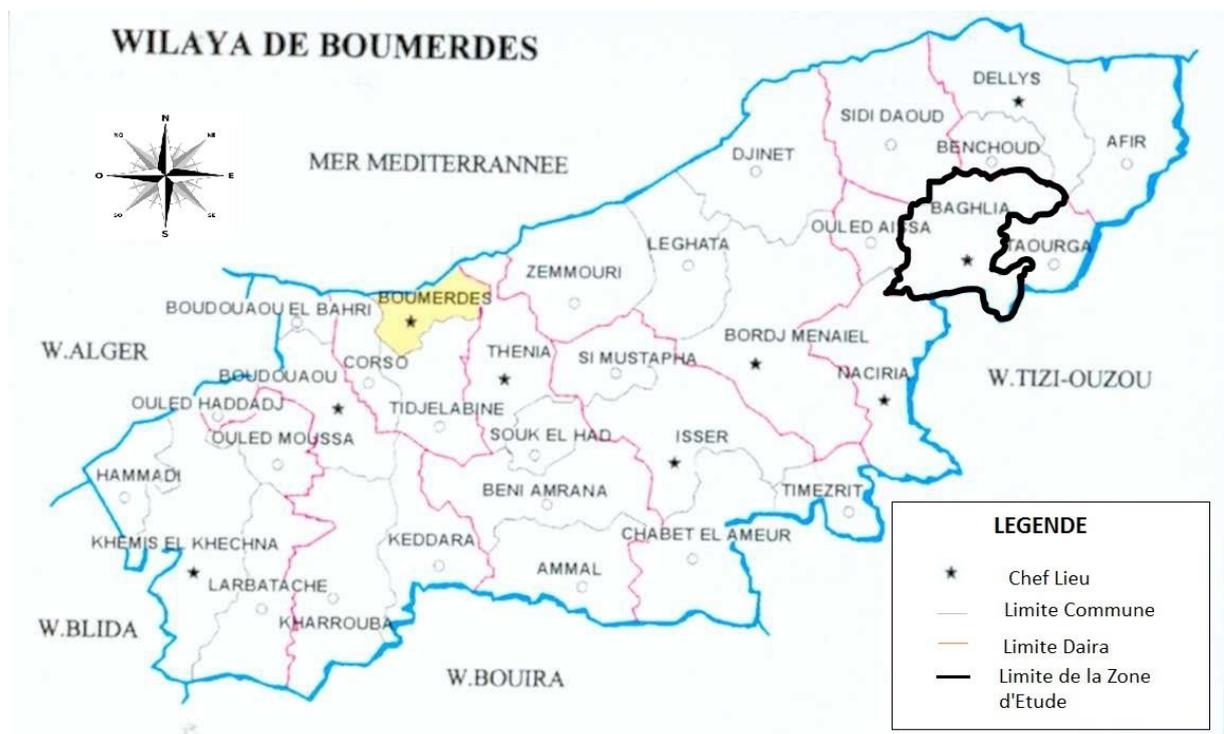


Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Baghlia

I.1.2 GEOLOGIE

La géologie de Baghlia est constituée du Miocène et par les alluvions du Quaternaire. Les faciès caractérisant la région et ses environs sont :

- Le Quaternaire recouvre la plaine alluviale de l'Oued Sebaou ;
- Le Miocène recouvre quant à lui, la partie amont de la commune, représenté par des terrains marneux et conglomératiques.

La région de Baghlia fait partie du Tell Septentrionale qui appartient au Maghrébides. Elle est constituée par des terrains allochtones à faciès externe (tellien) reposant sur une formation conglomératique transgressive et sur le massif ancien, se trouvant dans la plaine de l'Oued Sebaou (Source : Bureau d'étude African Geosystem Company).

I.1.3 HYDROGRAPHIE, HYDROGEOLOGIE [1] :

La commune de Baghlia est pourvue d'un réseau hydrographique dense avec Oued Sebaou Et ses affluents à écoulement temporaire : Oued Kouanine, Oued Zeroukia, Oued Ghezza, Oued Helal, Oued Taleb et Oued El Aroui (Source : Bureau d'étude African Geosystem Company).

En plus de cette ressource superficielle, la commune de Baghlia possède des ressources en eaux souterraines considérables.

Dans le bas Sebaou, il existe deux (02) grands aquifères indépendants séparés par une couche d'argile dans la zone de Tadmaït et de Baghlia. Cependant, ils se trouvent reliés dans la zone de Draa Ben Khedda.

L'épaisseur de l'aquifère est variable ; elle oscille entre 5 et 20 m ; la profondeur moyenne étant de l'ordre de 2,5 m.

L'étude de la nappe a montré la relation étroite entre l'Oued et les nappes.

Dans la région de Baghlia, la mobilisation se fait essentiellement par des forages implantés entre 200 et 300 m de l'oued.

I.1.4 RELIEF

Situé dans une zone intermédiaire entre la côte et la montagne, la structure physique de la commune de Baghlia est le résultat du passage de l'Oued Sebaou.

De part et d'autre de l'Oued Sebaou, les paysages indiquent l'essentiel du potentiel économique de la commune.

Un relief montagneux de moyenne altitude se développe au-delà des bords immédiats de l'Oued Sebaou.

Sur la rive droite, les altitudes sont plus importantes. Le point le plus élevé, à 556 m d'altitude, se trouve au niveau de la localité de Mechta Allal. A partir de ce sommet, les altitudes décroissent progressivement jusqu'au niveau des terrasses. La rive gauche est moins étendue en termes de superficie et moins élevée.

L'altitude la plus élevée se trouve au Sud-ouest de la commune, elle est de l'ordre de 300 m. A partir de ce point, les altitudes décroissent vers l'Oued Sebaou.

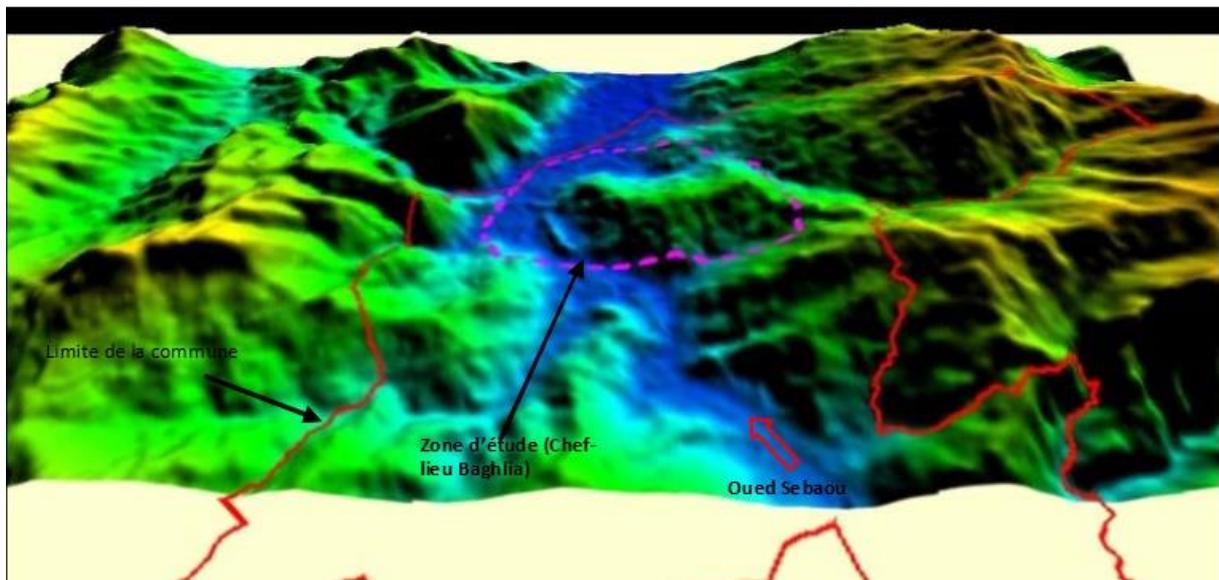


Figure I.2: Visualisation en 3D du relief de la zone d'étude (en pointillé)

I.1.5 CLIMAT :

Etant donné sa position géographique, la région de Baghlia est soumise à l'influence climatique de la Méditerranée et de la diversité du relief. Le climat est décrit à partir de la station la plus proche, à savoir la station du Cap Bengut (ou phare du Port de Dellys). Cette station a fonctionné pendant plus d'un demi-siècle (1904-1979) avec cependant des lacunes d'observations.

La température moyenne annuelle est égale à 17,25°C. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit : Juin à Octobre où les températures moyennes dépassent 21°C.

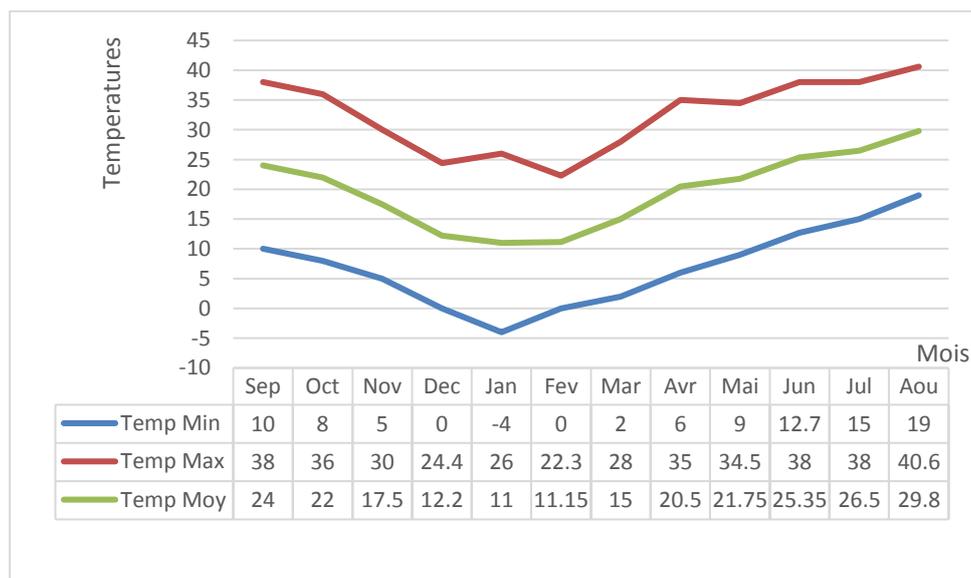


Figure I.3: Répartition mensuelle des températures moyennes et extrêmes de la station de Cap Bengut (1904-1979).

La moyenne mensuelle des températures durant la saison froide reste relativement douce, elle ne descend jamais en dessous de 11°C ; la saison froide se prolonge pendant six mois de Novembre à Avril. Les valeurs absolues des températures minimales et maximales sont respectivement de -4,0 °C et de 40 ,6 °C.

Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 720 mm. Près de 87 % des précipitations annuelles tombent en l'espace de 7 mois (entre Octobre et Février).

Le maximum est enregistré en hiver au mois de Décembre (16%) et le minimum pendant les mois d'été (Juillet et Août moins de 1 %).

Le tableau I.1 représente la répartition mensuelle des précipitations pendant une année

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des précipitations (mm)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Moyenne :	42,0	85,0	110	114	104	79,7	70,4	58,5	34,0	14,8	1,57	4,3	6 718
[%]:	6	12	15	16	14	11	10	8	5	2	0,2	0,6	100

Cette répartition est représentée sur la figure 4 :

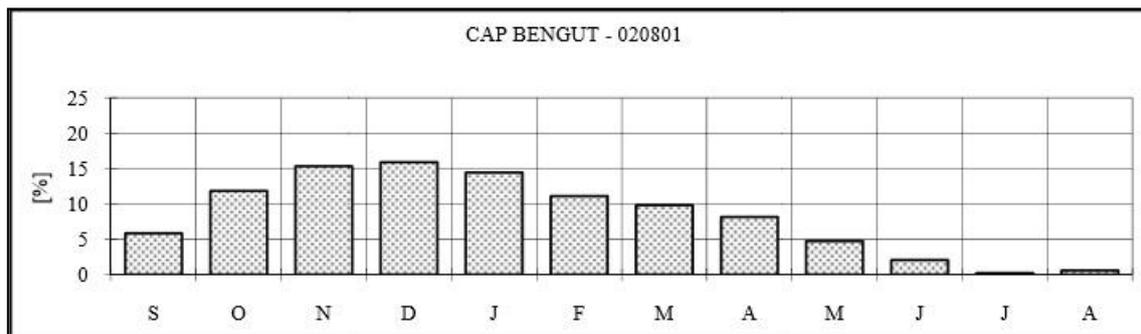


Figure I.4: Répartition mensuelle des précipitations.

Selon le climagramme d'Emberger, le climat dans cette région est de type méditerranéen, doux et sub- humide.

I.2 SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE EXISTANT [1]

Le système d'alimentation en eau potable de la ville de Baghlia est constitué de conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), forages, réservoirs et d'une station de reprise.

I.2.1 CARACTERISATION GENERALE DU SYSTEME D'AEP :

Le système d'AEP du centre urbain de Baghlia est composé de deux (02) chaînes d'alimentations, chacune d'elles prend sa source à partir de forages implantés sur la rive gauche de l'Oued Sebaou, à la périphérie du chef-lieu de la commune. Il s'agit du forage F1, F 2 et F3.

A partir de ces forages, les eaux sont acheminées vers des réservoirs de stockage et/ou de reprise (04 au total). La distribution s'effectuera à partir de ces réservoirs.

Les Infrastructures hydrauliques existans sont résumées dans le tableau 2 :
Tableau I.2 : Infrastructure s hydrauliques.

Localité	Forages		Réservoirs		Stations de Pompage	
Chef-lieu	Nombre	Production (m ³ /j)	Nombre	Capacité (m ³)	Nombre	Débit (l/s)
Baghlia	3	5270,4	4	1 250	1	7,0

(Source : subdivision des ressources en eau de Baghlia)

Selon les services techniques de la subdivision des ressources en eau de Baghlia, les forages du chef-lieu ne fonctionnent pas en H24, actuellement

I.2.2 DESCRIPTION DES CHAINES D'ALIMENTATION

I.2.2.1. CHAINE DE BAGHLIA

Les abonnés de la ville de Baghlia sont alimentés en matière d'eau potable à partir des deux forages (F1 et F2) implantés sur la rive gauche de l'Oued Sebaou à la côte 14 m NGA. A partir de ces forages, l'eau est refoulée vers le réservoir tampon 500 m³ de la zone haute implanté à la côte 124 m NGA, à travers une conduite en DN 200mm de 1 350 m de linéaire en fonte ductile, rénovée en 2006.

A partir de ce réservoir tampon, l'eau est véhiculée par gravité vers le réservoir 500 m³ de la zone basse, implanté à la côte 88,5 m NGA, par une conduite en acier DN 150mm d'environ 176m.

En plus de cette ressource, un piquage a été réalisé en 2008 sur la conduite SPET (DN 600) venant du barrage Taksebt vers Dellys. Le piquage est relié au réservoir 500 m³ par une conduite en fonte ductile en DN 200mm sur une longueur de 1 025m. Selon les services techniques de la subdivision des ressources en eau de Baghlia, un débit de 8 l/s a été prévu pour renforcer la ville en matière d'eau potable. La vanne au niveau de ce piquage est actuellement fermée. Ce piquage assure une pression et un débit suffisant pour que l'eau atteigne le réservoir et pour combler le déficit en eau de la ville de Baghlia, La conduite de fonte ductile de SPET a une épaisseur de paroi suffisante donc le piquage a été réalisé en toute sécurité, aussi lors de la réalisation de piquage on a protégé la conduite contre la pénétration d'air pour éviter le phénomène de cavitation, le piquage DN200 a été réalisé par un technicien et des outillages professionnel et les équipements utilisés ont fait l'objet d'une preuve sous pression.



Figure I.5 : Chaîne d’Alimentation de Baghlia

Le tableau 3 représente les caractéristiques des conduites d’adduction existante de la chaîne Baghlia

Tableau I.3: Caractéristiques des conduites d’adduction de la chaîne de Baghlia.

N°	Tronçon	DN (mm)	Matériau	Année de pose	Longueur (m)	Etat
1	F2_PC	150	Acier	1980	250	Mauvais
2	F1_PC	150	Acier	1980	20	Mauvais
3	PC_RT500	200	Fonte	2006	1 340	Bon
4	RT5 00_R500	150	Acier	1980	176	Mauvais
5	SPET_R500	200	Fonte	2008	1 025	Bon
	Total				2 811	

D’après le tableau ci-dessus, 446 ml de conduites doivent être rénovées soit 16% du linéaire total.

I.2.2.2. CHAINE VAS GOUFFAF

A partir du forage F3 qui est implanté sur la rive gauche de l’Oued Sebaou à la côte 14 m NGA, l’eau est refoulée vers la station de reprise Gouffaf à la cote 170 m NGA à travers une conduite de 2 333 m de linéaire. Cette conduite est constituée de deux tronçons :

- le premier, en acier, de dia mètre 150mm et d’un linéaire de 662 m (mauvais état),

• et le second, en PEHD de diamètre 200mm et d'un linéaire de 1671 m, rénové récemment jusqu'à la SR.

L'eau ensuite est refoulée depuis la SR Gouffaf vers le réservoir Gouffaf 150 m³ qui se trouve à la côte 227 m NGA, par l'intermédiaire d'une neuve conduite en PEHD de diamètre 125 mm et d'une longueur de 1 212 m.

Le tableau 4 représente les caractéristiques des conduites d'adduction de la chaîne de Village Agricole Sociale Gouffaf .

Tableau I.4: Caractéristiques des conduites d'adduction de la chaîne VAS Gouffaf.

N°	Tronçon	DN (mm)	Matériau	Année de pose	Longueur (m)	Etat
1	F3 SP (1)	150	Acier	1992	662	Mauvais
2	F3 SP (2)	200	PEHD	2006	1 671	Bon
3	SP_R100	125	PEHD	2008	1 212	Bon
	Total				3 545	

D'après le tableau ci-dessus, 662 m de conduites doivent être rénovées, soit environ 19% du linéaire total.

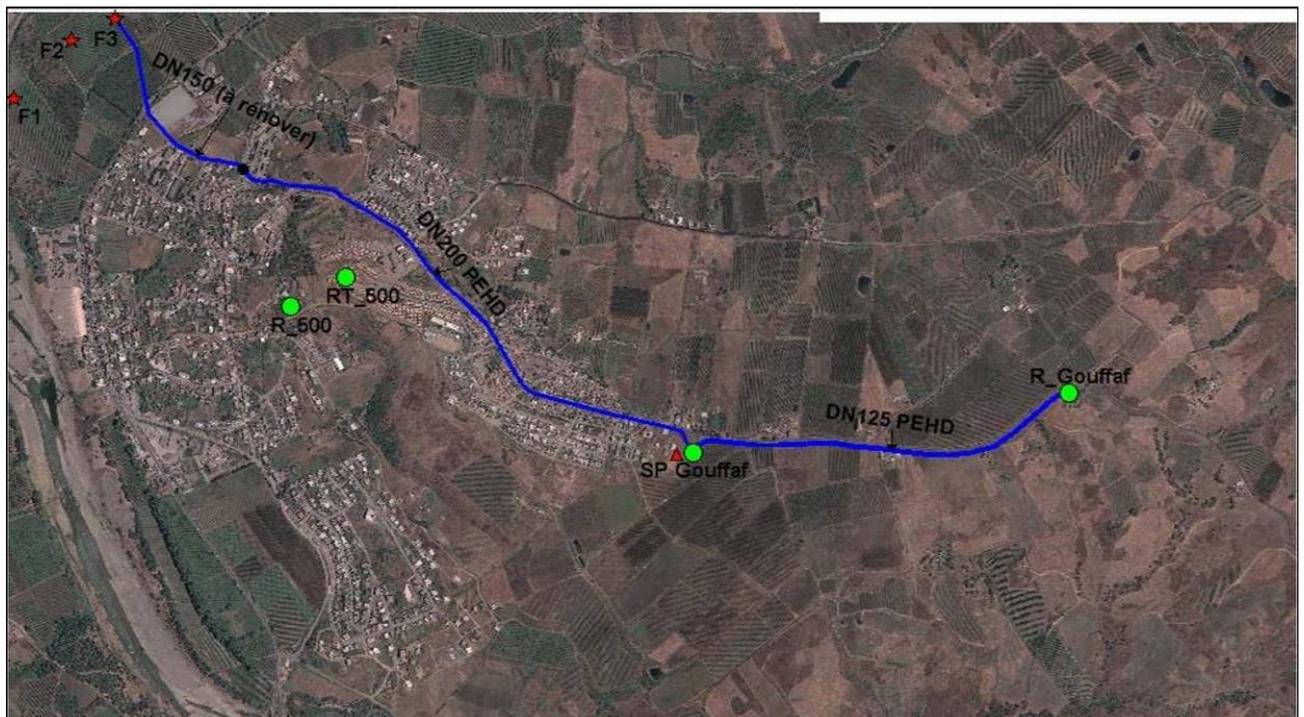


Figure I.6 : Chaîne d'Alimentation de Gouffaf

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises, nous avons ensuite défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction :

La démographie a été analysée sur la base des recensements effectués antérieurement. La population de la commune de Baghlia a enregistré une remarquable évolution par rapport au niveau national.

En 1987, le taux d'accroissement de la population de cette commune était de 4,76 % alors que le taux national n'a pas dépassé 3,8 %.

En 1998, la commune de Baghlia ait vécue une situation de sécurité vraiment difficile, ce qui explique la baisse de son taux d'accroissement (1,7%) par rapport au taux national qui était de 2,1%. Enfin, selon le dernier recensement RGPH 2008, le taux d'accroissement a baissé d'avantage pour atteindre 1,31% et reste inférieur au taux national (1,92%).

La population de la commune de Baghlia a progressé de 8 271 habitants en 1977 à 18 052 en 2008. Baghlia est considérée comme une commune moyennement occupée, elle occupe la 19^{ème} place au niveau de la wilaya. Donc il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution par le renforcement du système d'alimentation pour satisfaire les besoins de l'agglomération.

II.1 ANALYSE DEMOGRAPHIQUE :**II.1.1 EVOLUTION DE LA POPULATION DE LA ZONE D'ETUDE**

L'évolution de la population (chef-lieu Baghlia et Village Agricole Socialiste VAS) est basée sur les recensements généraux de la population et de l'habitat (RGPH 1977, 1987, 1998 et 2008), les résultats sont récapitulés dans le tableau II.1 :

Tableau II.1: Population du chef-lieu de Baghlia et VAS selon RGPH 1987, RGPH 1998 et 2008.

Dispersion	RGPH	Taux d'acc.	RGPH	Taux d'acc.	RGPH	Taux d'acc.
	1987	77-87 (%)	1998	87-98 (%)	2008	98-08 (%)
CL Baghlia	3 834	2,89	6 837	5,40	8 921	2,69
VAS	1 519	-	2 000	2,79	2 101	2,5
Total	5353	-	8 837	-	11 022	-

(Source : RGPH 1987, RGPH 1998 et 2008)

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-après, l'évolution de la population de la zone d'étude est en régression : après avoir atteint un taux d'accroissement de 5,4 % par an pour la période 1987-1998, la croissance a rechuté à 2,69 % pour

la période 1998-2008. Ce taux reste quand même supérieur à la moyenne de la wilaya (2,18%).

II.1.2 DETERMINATION DE L'EVOLUTION DE LA POPULATION :

L'évolution démographique est estimée selon la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés :

$$P = Pa (1+\tau)^n. \quad (II.1)$$

Avec :

P : Population à l'horizon considéré ;

Pa : Population de l'année de référence ;

n : Nombre d'année séparant l'horizons considéré n=28ans ;

τ : Taux d'accroissement de la population.

Vu la situation stratégique de la commune de Baghlia dans la wilaya, l'importance des voies de communication et des moyens de transport, des différents programmes économiques dont elle a bénéficié et le taux de nuptialité (en nette progression par rapport à la décennie noire), le choix d'une forte hypothèse d'accroissement de la population s'impose.

Pour les horizons futurs, nous admettons donc un taux d'accroissement moyen de 2,8% entre 2015 et 2025 et de 3 % entre 2035 et 2045.

Le tableau II.2 Résume la valeur des taux d'accroissement antérieurs et futurs de la zone d'étude

Tableau II.2 : Taux d'accroissement antérieurs et futurs.

Localité	Taux d'accroissement				
	1987-1998	1998-2008	2008-2015	2015-2025	2025-2045
Baghlia	5,40	2,69	2,7	2,8	3
VAS	2,79	2,5	2,7	2,8	3

(Source : RGPH 1987, RGPH 1998 et 2008)

Il faut noter que l'étude de l'évolution pour les horizons considérés ne tient pas compte du phénomène migratoire de la population, plus difficile à appréhender.

Le résultat de calcul d'évolution de la population pour différents horizons est donné dans le tableau II.3 :

Tableau II.3 : Évolution de la population de la ville de Baghlia (ACL) et VAS aux horizons futurs.

Localité	Horizon d'étude				
	2008	2017	2025	2035	2045
Baghlia (ACL)	8 921	11 438	14 169	18 858	25 591
VAS	2 101	2 689	3 337	4 441	6 027
Totale	11 022	14 127	17 506	23 299	31 618

La figure II.1 représente le nombre d'habitant à l'horizon d'étude

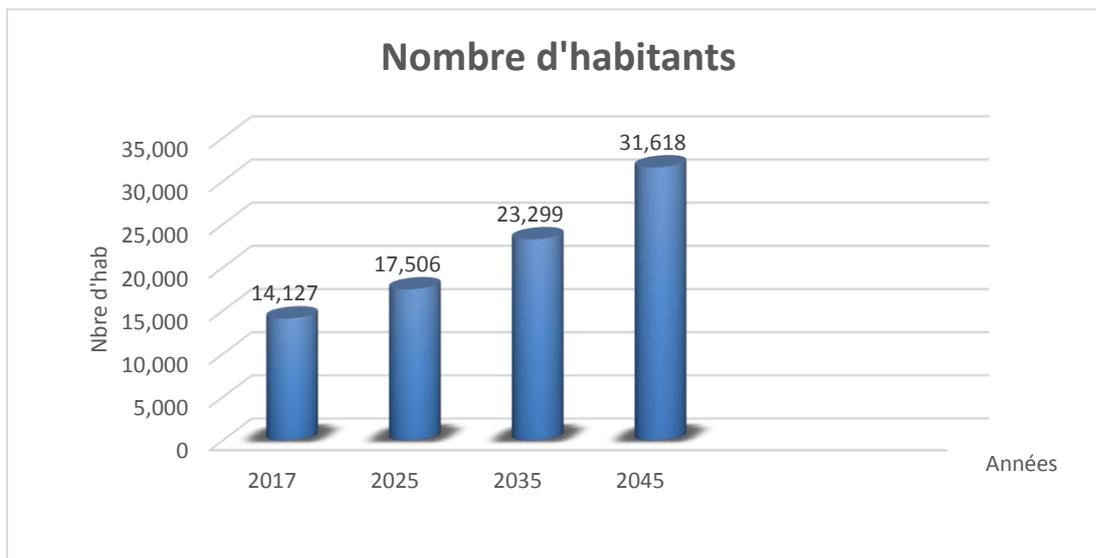


Figure II.1 : Evolution de la population

II.2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

II.2.1 ÉQUIPEMENTS EXISTANTS

Les équipements existants sont présentés dans le tableau II.4. Ces informations ont été collectées à partir des documents consultés (PDAU, 2013) et des différentes visites de terrain.

Tableau II.4 : Récapitulatif des équipements existants

N°	Équipements	Nombre	Localisation
1	Siège Daïra	01	Chef-lieu
2	Siège APC	01	Chef-lieu
3	PTT	01	Chef-lieu
4	Centre des finances	01	Chef-lieu
5	Police	01	Chef-lieu
6	Brigade de gendarmerie	01	Chef-lieu
7	BMPG	01	Chef-lieu
8	Garde communale	02	Chef-lieu
9	Centre de santé et maternité urbaine	01	Chef-lieu
10	Salle de soin	04	Chef-lieu
11	École primaire	03	Chef-lieu/ V.S.A
12	CEM	02	Chef-lieu
13	Lycée	02	Chef-lieu
14	Centre de formation (CFPA)	01	Chef-lieu
15	Terrain de football	01	Chef-lieu
16	Centre culturelle	01	Chef-lieu
17	Mosquée	02	Chef-lieu
18	Maison de jeune	01	Chef-lieu

(Source : PDAU 2013)

II.2.2- LES BESOINS DOMESTIQUES [2]

II.2.2.1 L'EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est arrêtée à 150l/j/hab .

II.1.2.2 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2045 :

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, on utilise la formule suivante :

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

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants.

Nombre d'habitant totale :

$$N = 25\,591 + 6\,027 = 31\,618 \text{ habitants.}$$

Tableau II.5: Tableau des débits journalier

Localités	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit moyen journalier(m ³ /j)
Baghlia	25 591	150	3838.65
Gouffef	6 027	150	904.005
Totale			4742.7

Donc le débit moyen journalier sera :

$$Q_{moyj} = 4\,742.7 \text{ m}^3/\text{j.}$$

II.2.3 Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau II.6 :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q_{moyj} (m ³ /j)
Baghlia	CEM	2	1165	20	23.3
	Lycées	2	977	20	19.54
	CFPA	1	158	20	3.7
	Ecoles primaires	3	1235	20	24.70
Gouffef	Ecole primaire	1	521	20	10.42

(Source : cours de M Salah Boualem)

II.2.4 Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau II.7 :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
Baghlia	01 DAIRA	35	15	0.525
	01 APC	32	15	0.48
	01 Bureau de poste	60	15	0.15
	01 Siege de P.T.T	60	15	0.9
	01 poste de police	38	40	1.52
	01 centre de finance	26	15	0.39
	01 Gendarmerie	46	40	1.84
	01 Garde communale	45	40	1.8

(Source : cours de M Salah Boualem)

II.2.5 Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau II.8 :

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Baghlia	04 salles de soin	760	15	11,4
	01 Centres de santé	310	15	4.65

(Source : cours de M Salah Boualem)

II.2.6. Besoins socioculturels :

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau II.9 :

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation(l/j/usager), (l/j/ m2)	Débit (m ³ /j)
Baghlia	01Stade	/	5000	04	20
	02 Mosquées	1000	/	10	10
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1300	04	5.2

(Source : cours de M Salah Boualem)

II.2.7. Récapitulatif des différentes consommations journalières :

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau II.10 :

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
Baghlia	3 838.65	71,24	16,05	7,61	37,2	3970,75
Gouffef	904.005	10.42	/	/	/	914.47

II.3. Consommation maximale et minimale journalière [2] :

Correspond au débit relatif au jour de la plus grande consommation il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj}

Il est donné par l'expression suivante :

$$Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (II.3)$$

Avec : $Q_{max, j}$: débit maximum journalier en m³/j.

$Q_{moy, j}$: débit moyen journalier en m³/j.

$K_{max, j}$: coefficient d'irrégularité maximum journalier.

Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{max, j}$) :

Ce coefficient est donné par la formule $K_{max, j} = \frac{Q_{max, j}}{Q_{moy, j}}$

Il nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3. et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre projet on prend : $K_{max, j}=1,2$ pour l'agglomération
 $K=1.15$ pour les fuites

Tableau II.11: Tableau des consommations maximale journalières

Localités	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Débit maximale journalier (m ³ /j)
Baghlia	3970.75	5479.64
Gouffef	914.47	1261.97

Le débit maximale journalier sera alors

$$Q_{\max j} = 5479.64 + 1261.97 = 6\,741.60 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4. Consommation minimale journalière :

Correspond à la journée de l'année où la consommation est la plus faible.
Il est donné par :

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} \times Q_{\text{moy}, j} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.4})$$

Avec : $Q_{\min, j}$: débit minimum journalier en m^3/j .

$K_{\min, j}$: coefficient d'irrégularité minimum journalier.

$$K_{\min, j} = 0,7$$

Donc :

Tableau II.12: Tableau consommations minimale journalières

Localités	Débit moyen journalier (m^3/j)	Débit maximale journalier (m^3/j)
Baghlia	3970.75	2779.53
Gouffef	914.47	640.13

Le débit minimale journalier sera

$$Q_{\min, j} = 0,7 * 4\,885,22 = 3\,419,65 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5. Etude de la consommation horaire :

II.5.1. Régime de la consommation :

La répartition du débit journalier est très irrégulière puisque la consommation varie d'une heure à l'autre, d'où la difficulté de détermination des débits horaires. La répartition des débits horaires en jour de pointe est obtenue à partir des statistiques sur les mesures des débits réels de quelques agglomérations déjà existantes, elle varie en fonction de l'importance de l'agglomération : la détermination des débits maximums horaires est résumée dans le tableau II.9 :

Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Baghlia

Heures	Qmax journalier		Cumul	
	Ch (%)	Q (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0--1	1,50	101,12	1,50	101,12
1--2	1,50	101,12	3,00	202,25
2--3	1,50	101,12	4,50	303,37
3--4	1,50	101,12	6,00	404,50
4--5	2,50	168,54	8,50	573,04
5--6	3,50	235,96	12,00	808,99
6--7	4,50	303,37	16,50	1112,36
7--8	5,50	370,79	22,00	1483,15
8--9	6,25	421,35	28,25	1904,50
9--10	6,25	421,35	34,50	2325,85
10--11	6,25	421,35	40,75	2747,20
11--12	6,25	421,35	47,00	3168,55
12--13	5,00	337,08	52,00	3505,63
13--14	5,00	337,08	57,00	3842,71
14--15	5,50	370,79	62,50	4213,50
15--16	6,00	404,50	68,50	4618,00
16--17	6,00	404,50	74,50	5022,49
17--18	5,50	370,79	80,00	5393,28
18--19	5,00	337,08	85,00	5730,36
19--20	4,50	303,37	89,50	6033,73
20--21	4,00	269,66	93,50	6303,40
21--22	3,00	202,25	96,50	6505,64
22--23	2,00	134,83	98,50	6640,48
23--24	1,50	101,12	100,00	6741,60
Total	100,00	6741,60	100,00	6741,60

$$Q_{\max h} = 421.35 \text{ m}^3/\text{h}$$

I.6. BESOINS EN EAU FUTURS

Les besoins en eau sont évalués sur la base de l'évolution de la population future et des conditions décrites plus haut. Le tableau II.14 présente un récapitulatif des résultats de calcul.

Tableau II.14: Besoins en eau futurs.

Année	BESOINS TOTAL MAXIMAL (m3/j)						
	2008	2012	2020	2025	2035	2040	2045
Baghlia	3397	3313	3251	3694	4234	4850	5479
Gouffef	507	545	606	729	840	1000	1262
Totale	3904	3858	3857	4423	5074	5850	6742

(Source : Bureau d'étude African Geosystem

Company)

La figure II.2 représente l'évolution des besoins en eau à différents horizons d'étude pour VAS (Village Agricole Socialiste) et chef-lieu Baghlia.

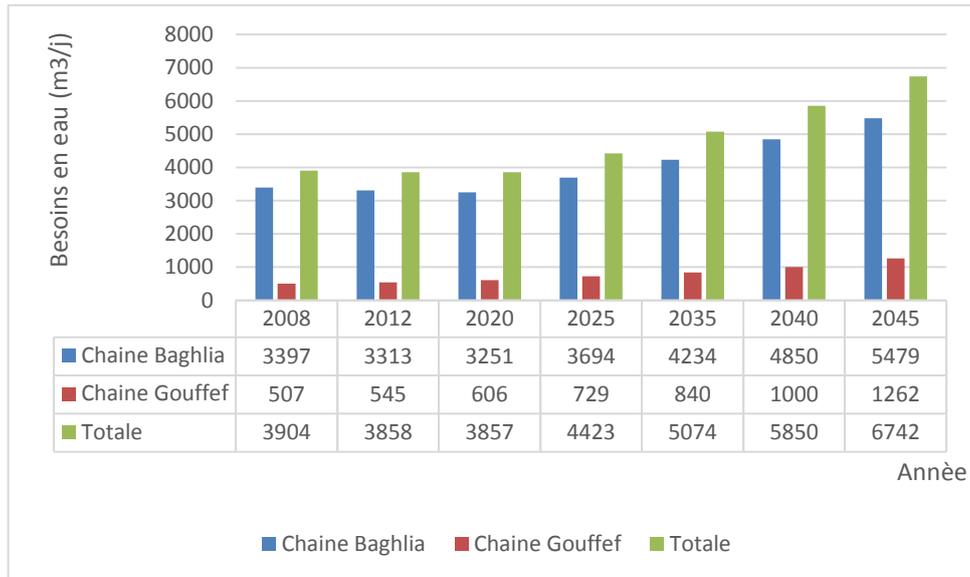


Figure II.2 : Évolution des besoins en eau à différents horizons pour la ville de Baghlia.

II.7. Bilan Besoin- Ressource :

L'évolution des besoins en eau, la capacité de production d'eau et le déficit de production d'eau pour les différents horizons sont illustrés ci-après :

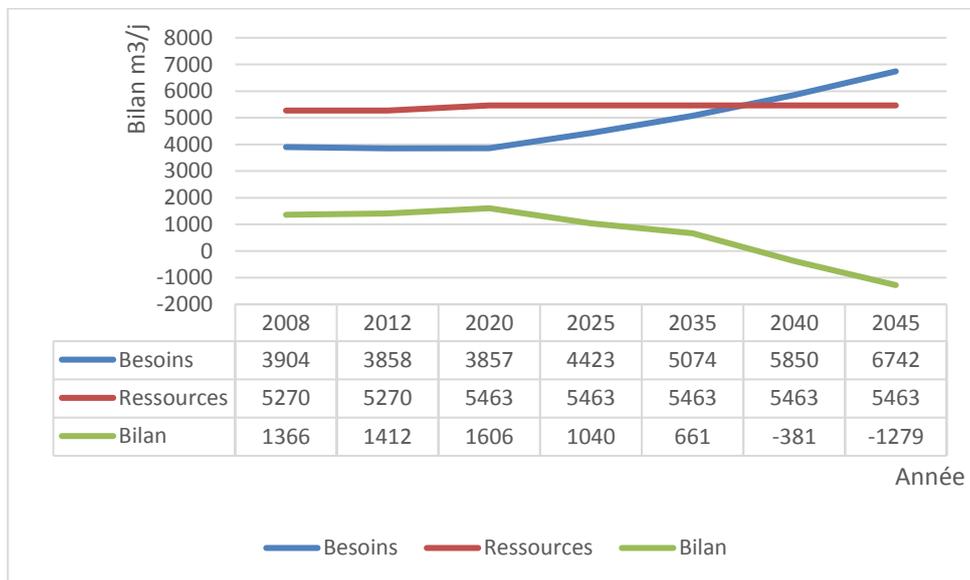


Figure II.3 : Bilan besoins-ressources dans sa globalité.

Conclusion :

D'après ces résultats, les ressources disponibles sont actuellement suffisantes et peuvent continuer à répondre aux besoins jusqu'à l'horizon 2035, au-delà, un déficit en eau s'amorcera.

Le déficit apparaîtra au niveau de la chaîne d'alimentation de Baghlia chef-Lieu, où il s'élèvera à 381 m³/j à partir de 2040 pour atteindre une valeur de 1279 m³/j En 2045.

Le déficit global pour l'horizon d'étude donc est de 1279 m³/j.

Introduction :

Le bilan Besoins-ressources de la zone d'étude a montré un déficit au niveau du chef-lieu à partir de l'horizon 2035.

Les capacités de stockage ont également laissé apparaître un déficit à partir de l'horizon actuel.

III.1. Types d'adduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc, qanat) vers les lieux de consommation. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : ad ducere (mener ou conduire vers, amener, etc.).(Source : Wikipédia)

Il existe 3 type de l'adduction :

1. Adduction gravitaire :

Où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du château d'eau.

2. Adduction par refoulement :

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

3. Adduction mixte :

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

III.2. Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1 Ecoulement à surface libre :

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

III.2.2. Ecoulement en charge :

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

III.3. Choix du tracé (condition technique) :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,)

III.4. Choix du type de tuyaux ^[13] :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD, qui sont plus économique que celle en fonte et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Comportement aux chocs : les PEHD (haute densité) et PEMD (moyenne densité) ont une excellente résistance aux chocs et sont capables de dissiper une partie de l'énergie transmise au cours du choc par des mécanismes de déformation.
- Comportement au fluage : le phénomène de fluage qui désigne l'évolution au cours du temps de la matière soumise à charge constante est une des manifestations de la nature viscoélastique des matières plastiques. Cette propriété doit nécessairement être prise en compte dans le dimensionnement des tuyaux qui sont soumis à contrainte et destinés à des applications de longue durée.
- Résistance à la fissuration : les nouvelles générations de PE présentent un excellent comportement à la fissuration des tubes. En plus de la pression interne, d'autres charges peuvent être exercées sur un tube lors de son installation ou

lorsqu'il est en service comme par exemple des poinçonnements et des défauts de surface causés par une pose peu précautionneuse.

Une haute résistance à la propagation lente de fissures est dès lors importante pour atteindre la durée de vie calculée. Différents tests permettent de s'assurer de cette tenue à la fissuration, le plus connu est l'essai sur tube entaillé.

- Résistance à l'abrasion : la structure du PE lui assure un coefficient de friction faible, permettant dans certaines limites un frottement à sec avec les métaux.
- La résistance à l'abrasion des tuyaux en PE est remarquable et ces tuyaux se révèlent supérieurs à l'acier pour le transfert de substances abrasives en suspension.
- Résistance aux coups de béliers : la nature de la matière limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide. La longévité du réseau s'en trouve améliorée.
- Ductibilité et flexibilité : la ductibilité du PE permet aux réseaux de bien résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain. Le tube est flexible ; ainsi il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction et des tracés difficiles. Le tube PE s'adapte aussi au mouvement du sol.

III.4.1. Conditions économiques :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera élevée d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissantes quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

III.5 PROPOSITION DES VARIANTES :

Afin de lever ces contraintes sur le moyen et le long terme et d'assurer une sécurité d'alimentation en eau, nous proposons deux variantes d'aménagement.

VARIANTE N° 01 :

Le schéma d'aménagement proposé pour cette variante est comme suit :

- 1- Projeter un Réservoir à proximité du Réservoir R-500 de la zone basse à une cote de 89 m, destiné à renforcer l'alimentation de la zone basse ; son alimentation sera assurée par le SPET.
- 2- Projeter un Réservoir à proximité du Réservoir RT-500 de la zone haute à une cote de 124 m destiné à renforcer l'alimentation de la zone haute ; son alimentation sera assurée par une station de pompage projetée à côté du réservoir de la zone basse.
- 3- Projeter un Réservoir à proximité de la bêche 100 m³ de la station de reprise Gouffaf à une cote de 171 m destiné à combler le déficit d'approvisionnement du VAS Gouffaf ; son alimentation se fera à partir du forage F3.
- 4- En vue d'assurer une sécurité d'alimentation des deux chaînes, une interconnexion entre ces dernières sera envisagée par le biais d'une conduite reliant le réservoir projeté de la zone haute au réservoir projeté de Gouffaf.

Les modes de fonctionnement de la variante proposée seront comme suit :

- **Cas de fonctionnement normal au niveau des deux chaînes :**

La déserte se fait séparément. La chaîne VAS Gouffaf sera alimentée par le forage F3 et la chaîne Baghlia par les forages F1, F2 et le SPET (Système de Production d'Eau Taksebt).

- **Cas de panne au niveau du forage F3 :**

L'alimentation se fera par refoulement à partir de la chaîne Baghlia à travers la conduite interconnectant les deux chaînes.

- **Cas de panne au niveau de F1 et ou F2 :**

L'alimentation sera assurée par gravité à partir du réservoir projeté à travers la conduite d'interconnexion.

La figure III.1 représente un schéma synoptique de la variante 1.

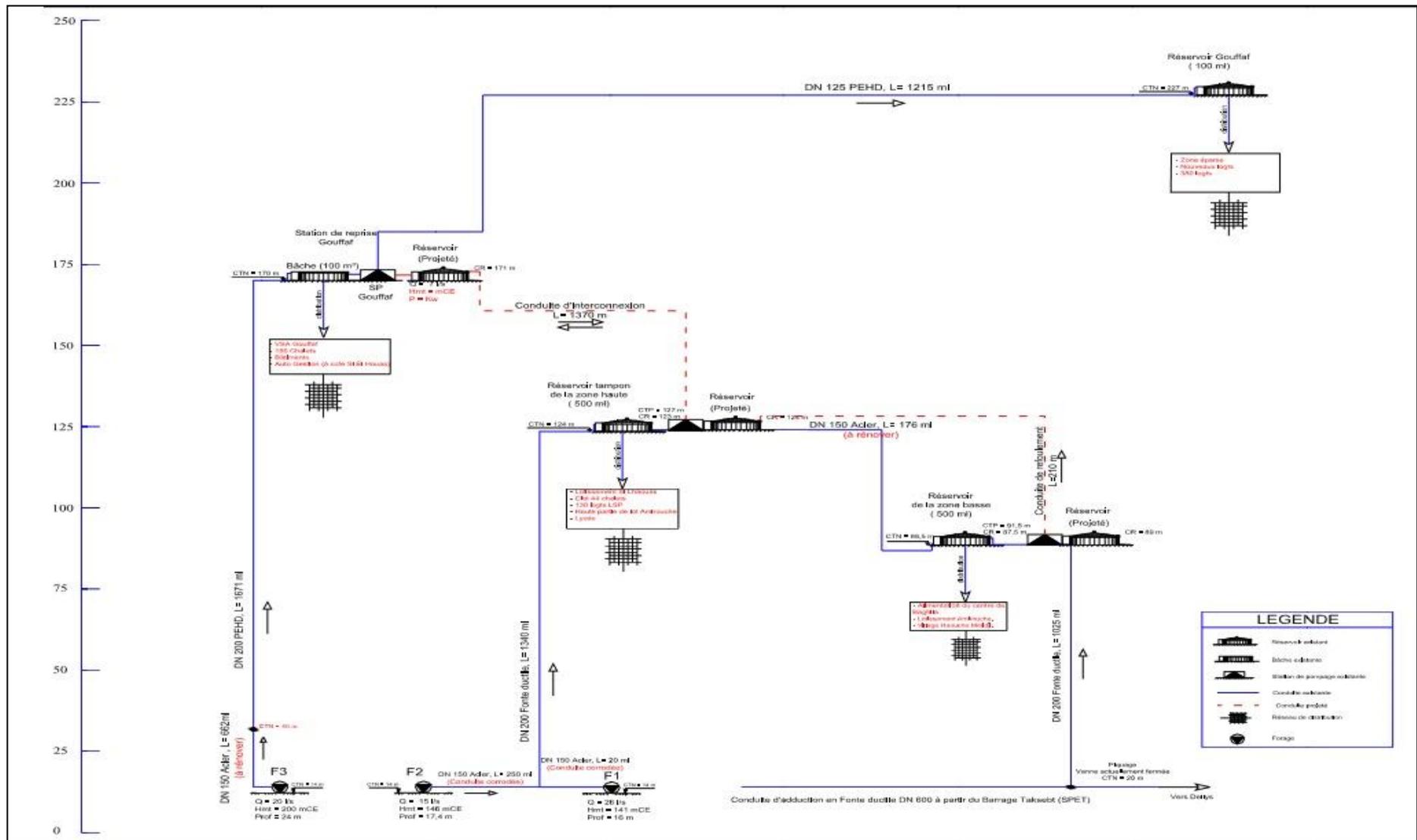


Figure III.1 : Schémas synoptique de la variante n°1.

VARIANTE N°02 :

Le schéma d'aménagement proposé pour cette variante est comme suit :

- 1- Projeter un Réservoir à proximité du Réservoir R-500 de la zone basse à une cote de 89 m destiné à renforcer l'alimentation de la zone basse ; son alimentation sera assurée par le SPET (Système de Production d'Eau Taksebt).
- 2- Projeter un Réservoir à proximité du Réservoir RT-500 de la zone haute à une cote de 124 m destiné à renforcer l'alimentation de la zone haute. Son alimentation sera assurée par une station de pompage projetée à côté du réservoir de la zone basse.
- 3- Projeter un Réservoir à proximité de la bache 100 m³ de la station de reprise Gouffaf à une cote de 171 m destiné à combler le déficit d'approvisionnement du VAS Gouffaf, son alimentation se fera à partir du forage F3.
- 4- En vue d'assurer une sécurité d'alimentation des deux chaines, une interconnexion entre ces dernières sera envisagée.

Cette variante consiste à projeter une conduite d'interconnexion du Réservoir Projetée de la zone basse au réservoir Projetée de Gouffaf, passant par le réservoir Projetée de la zone haute.

Un système de by-pass sera projeté pour assurer les trois modes d'alimentation suivantes :

- **Cas de fonctionnement normal au niveau des deux chaines :**

La déserte se fait séparément. La chaine VAS Gouffaf sera alimentée par le forage F3 et la chaine Baghlia par des forages F1, F2 et le SPET.

- **Cas de panne au niveau du forage F3 :**

L'alimentation se fera par refoulement à partir de la chaine Baghlia à travers la conduite interconnectant les deux chaines contrôlées par une vanne de sectionnement (by-pass).

- **Cas de panne au niveau de F1 et ou F2:**

L'alimentation sera assurée par gravité à partir du réservoir projeté 500 m³ à travers la conduite d'interconnexion, avec possibilité d'une alimentation séparée pour chaque zone.

La figure III.2 Représente un schéma synoptique de la variante 2.

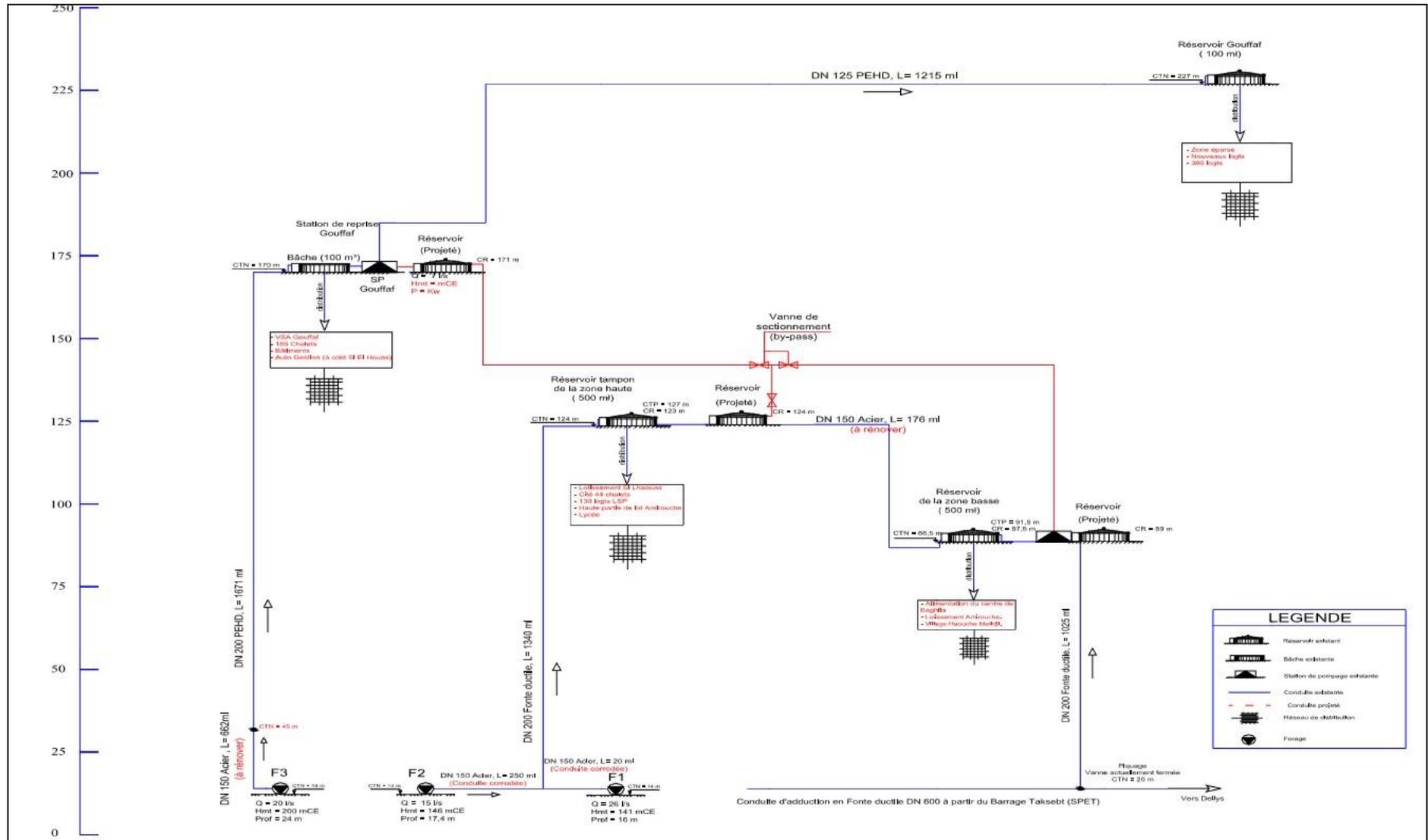


Figure III.2 : Schémas synoptique de la variante n°2.

III.6. CALCUL HYDRAULIQUE DES VARIANTES :

III.6.1 Choix du diamètre économique de la conduite de refoulement :

Le calcul hydraulique est effectué sur la base d'un écoulement uniforme de 20 à 22 h/24h. Le choix de nombre d'horaires de pompage est défini de telle manière à minimiser les capacités de stockage au niveau des réservoirs d'arrivée. Le choix du diamètre est lié à la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit, plus la perte de charge et l'énergie dépensée seront importantes. Le diamètre optimal du refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissement et d'exploitation des conduites et station de pompage.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre le plus économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'impose. En effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge sont importantes. Il est donc impératif d'optimiser le diamètre de refoulement d'une façon à respecter les deux volets techniques et économique.

Pour une première estimation du diamètre, la formule de BONNIN et de BRESS donne une approche du diamètre économique :

-La formule de BRESS $D = 1,5 * \sqrt{Q}$

-La formule de BONNIN $D = \sqrt{Q}$

Q: débit à élever en m³/s.

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

III.6.2 PRINCIPE DE CALCUL ^[4]

La perte de pression spécifique (I) le long d'une conduite lors du transport d'un débit constant se calcule selon l'expression suivante (Formule de Darcy):

$$I = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \quad \text{(III.1)}$$

λ Coefficient de perte de charge linéaire;

D, le diamètre intérieur de la conduite en m;

g, l'accélération de la pesanteur (pour la région g \approx 9,81 m²/s).

V: vitesse moyenne du liquide dans la conduite en m/s;

Le Coefficient de perte de charge linéaire λ , est défini par la formule empirique de Colebrook-White [4] :

•

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

K est la rugosité hydraulique en mm,

Re - le nombre de Reynolds égale à :

$$Re = \rho \cdot V \cdot D / \mu \quad (\text{III.3})$$

Cette expression a l'avantage d'être applicable à tous les fluides, son seul inconvénient réside dans son utilisation complexe. Cette difficulté est contournée par l'utilisation d'un module d'itération d'un tableur informatique.

Ou bien on peut calculer le coefficient λ par la formule de Nikuradzé [4]:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \cdot \ln(Ks/D))^{-2} \quad (\text{III.4})$$

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

$$Ks = K_0 + \alpha T \quad (\text{III.5})$$

- k_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

- T : temps de service, (t = 19 ans).

Alors, $Ks = 0,8 + 0,04 \cdot 19 = 1,56$ mm. Donc la rugosité = 0.0156

III.6.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (\text{III.6})$$

H_g : la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

III.6.4. Puissance absorbée par la pompe [2]

Pour les tronçons de refoulement, la puissance (P en KW) absorbée par la station de pompage est définie par la formule suivante :

$$P = \frac{g.HMT.Q}{\eta_{Global}} \quad (III.7)$$

Avec :

HMT la Hauteur manométrique totale (m) égale à la hauteur géométrique (Hg) augmentée des pertes de charges (ΔH),

Q – le débit du dimensionnement (l/s),

η_{Global} – le rendement global moyen des pompes = 0,674.

La puissance du moteur est donnée en tenant compte des besoins d'éclairage et autres (chauffage....) équivaut à la puissance de la pompe majorée de 10%.

$$P_{moteur} = P_{pompe} \times 1.10$$

La puissance Totale du transformateur est définie comme suit :

$$P(kva) = \frac{P_{moteur}}{\varphi} \quad (III.8)$$

Avec $\varphi = 0.85$

III.6.5 ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE [2] :

L'énergie consommée par la pompe (E) est donnée par la formule :

$$E = P \cdot t \cdot 365 \text{ (Kwh)}. \quad (III.9)$$

III.6.6 FRAIS D'EXPLOITATION [2] :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E \cdot e \quad (III.10)$$

E : Energie consommée par la pompe (Kwh).

e : prix unitaire d'un Kwh imposé par SONELGAZ (e=5.231 DA).

III.6.7 FRAIS D'AMORTISSEMENT [4] :

Les frais d'amortissement sont définis comme suit :

$$F_{am} = P_c \cdot A \text{ (DA)} \quad (III.11)$$

P_c : Prix de la conduite (DA).

A : Amortissement annuel, il est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.12})$$

i : Taux d'annuité annuel, i=8% ;

n : nombre d'années d'amortissement=30 ans.

Donc : A=9%.

A. Variante 1 :

Les résultats de calcul pour le tronçon en PEHD reliant la station de pompage projetée au niveau de la zone basse et la station de pompage projetée au niveau de la zone haute, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Les hauteurs manométriques totale (HMT) correspondant aux différents diamètres pour la 1^{ère} station de pompage est présentées dans le tableau III.1

Avec : $H_g = 124 - 89 = 35\text{m}$

Tableau III.1: Calcul de la HMT pour différents diamètres pour la 1^{er} Station de pompage.

DN (mm)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_r (m)	H _g (m)	HMT(m)
90	73,6	420	0,0148	3,480	0,0141	53,311	58,642	35	93,642
110	90	420	0,0148	2,328	0,0136	18,720	20,592	35	55,592
125	102,2	420	0,0148	1,805	0,0132	9,667	10,634	35	45,634
160	130,8	420	0,0148	1,102	0,0126	2,683	2,951	35	37,951
200	163,6	420	0,0148	0,704	0,0121	0,840	0,924	35	35,924
250	204,6	420	0,0148	0,450	0,0116	0,263	0,290	35	35,290
315	257,8	420	0,0148	0,284	0,0111	0,079	0,087	35	35,087
400	327,4	420	0,0148	0,176	0,0106	0,023	0,025	35	35,025

Les résultats de calcul pour le tronçon en PEHD reliant la station de pompage projetée au niveau de la zone haute et le réservoir projetée de Gouffef, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Les hauteurs manométriques totale (HMT) correspondant aux différents diamètres pour la 2^{ème} station de pompage sont présentées dans le tableau III.2

Avec : $H_g = 171 - 124 = 47\text{m}$

Tableau III.2: Calcul de la HMT pour différents diamètres pour la 2^{ème} Station de pompage.

DN (mm)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_i (m)	ΔH_T (m)	H _g (m)	HMT(m)
90	73,6	1575	0,0148	3,480	0,0141	186,588	205,247	47	252,247
110	90	1575	0,0148	2,328	0,0136	65,522	72,074	47	119,074
125	102,2	1575	0,0148	1,805	0,0132	33,834	37,217	47	84,217
160	130,8	1575	0,0148	1,102	0,0126	9,389	10,328	47	57,328
200	163,6	1575	0,0148	0,704	0,0121	2,939	3,233	47	50,233
250	204,6	1575	0,0148	0,450	0,0116	0,921	1,013	47	48,013
315	257,8	1575	0,0148	0,284	0,0111	0,278	0,306	47	47,306
400	327,4	1575	0,0148	0,176	0,0106	0,081	0,089	47	47,089

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour la 1^{ère} station de pompage sont présentés dans le tableau III.3

Tableau III.3: Calcul des frais d'exploitation.

DN (mm)	Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	Prix du KWh (DA)	F _{exp} (DA)
90	73,6	93,642	20,172	147252,984	5,231	770280,36
110	90	55,592	11,975	87419,779	5,231	457292,87
125	102,2	45,634	9,830	71759,291	5,231	375372,85
160	130,8	37,951	8,175	59678,238	5,231	312176,86
200	163,6	35,924	7,738	56490,373	5,231	295501,14
250	204,6	35,290	7,602	55493,227	5,231	290285,07
315	257,8	35,087	7,558	55175,311	5,231	288622,05
400	327,4	35,025	7,545	55077,740	5,231	288111,66

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour la 2^{ème} station de pompage est présentées dans le tableau III.4

Tableau III.4: Calcul des frais d'exploitation.

DN (mm)	Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	Prix du KWh (DA)	F _{exp} (DA)
90	73,6	252,247	54,337	396660,864	5,231	2074932,98
110	90	119,074	25,650	187244,649	5,231	979476,76
125	102,2	84,217	18,141	132432,941	5,231	692756,72
160	130,8	57,328	12,349	90149,253	5,231	471570,74
200	163,6	50,233	10,821	78991,727	5,231	413205,72
250	204,6	48,013	10,343	75501,717	5,231	394949,48
315	257,8	47,306	10,190	74389,011	5,231	389128,91
400	327,4	47,089	10,143	74047,510	5,231	387342,52

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres pour la 1^{ère} station de pompage sont présentés dans le tableau III.5

Tableau III.5: Calcul des frais d'amortissement.

DN (mm)	D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total de la conduite (DA)	F _{inv am} (DA)
90	73,6	571,7	420	257265	22852,19
110	90	844,3	420	379935	33748,65
125	102,2	1093,1	420	491895	43693,77
160	130,8	1786,5	420	803925	71410,59
200	163,6	2805,5	420	1262475	112142,41
250	204,6	4340,6	420	1953270	173503,96
315	257,8	6881,4	420	3096630	275065,70
400	327,4	11116,1	420	5002245	444336,58

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres pour la 2^{ème} station de pompage sont présentés dans le tableau III.6

Tableau III.6: Calcul des frais d'amortissement.

DN (mm)	D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total de la conduite (DA)	F _{inv am} (DA)
90	73,6	571,7	1575	900427,5	79982,66
110	90	844,3	1575	1329772,5	118120,28
125	102,2	1093,1	1575	1721632,5	152928,20
160	130,8	1786,5	1575	2813737,5	249937,08
200	163,6	2805,5	1575	4418662,5	392498,45
250	204,6	4340,6	1575	6836445	607263,86
315	257,8	6881,4	1575	10838205	962729,93
400	327,4	11116,1	1575	17507857,5	1555178,05

Le tableau III.7 représente le Bilan de l'adduction

Tableau III.7 : Calcul du bilan.

DN (mm)	D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv am} (DA)	Bilan (M DA)
90	73,6	2,85	0,10	2,95
110	90	1,44	0,15	1,59
125	102,2	1,07	0,20	1,27
160	130,8	0,88	0,33	1,21
200	163,6	0,78	0,50	1,28
250	204,6	0,69	0,78	1,47
315	257,8	0,68	1,24	1,92
400	327,4	0,68	2,00	2,68

D'après l'étude technico-économique, le diamètre adopté est le DN 160.

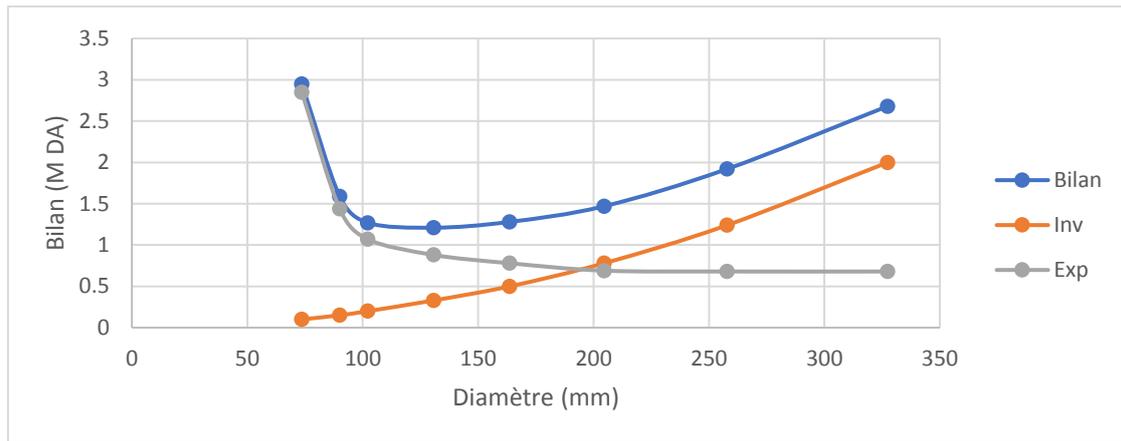


Figure III.1 : Bilan de diamètre économique

B. Variante 2 :

Les résultats de calcul pour le tronçon en PEHD reliant la station de pompage projetée au niveau de la zone basse et le réservoir projeté à Gouffaf, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

On a : $H_g = 172 - 89 = 82 \text{ m}$

Les hauteurs manométriques totale (HMT) correspondant aux différents diamètres pour la 1^{ère} station de pompage est présentées dans le tableau III.8

Tableau III.8: Calcul des frais d'exploitation.

DN (mm)	Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	Prix du KWh (DA)	F _{exp} (DA)
90	73,6	341,197	73,498	536536,639	5,231	2806623,16
110	90	173,019	37,270	272073,877	5,231	1423218,45
125	102,2	129,000	27,788	202854,520	5,231	1061132,00
160	130,8	95,043	20,473	149456,263	5,231	781805,71
200	163,6	86,083	18,543	135365,901	5,231	708099,03
250	204,6	83,280	17,940	130958,517	5,231	685044,00
315	257,8	82,386	17,747	129553,328	5,231	677693,46
400	327,4	82,112	17,688	129122,061	5,231	675437,50

Tableau III.9: Calcul des frais d'amortissement.

DN (mm)	D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total de la conduite (DA)	F _{inv am} (DA)
90	73,6	571,7	1989	1137111,3	101006,68
110	90	844,3	1989	1679312,7	149169,04
125	102,2	1093,1	1989	2174175,9	193126,46
160	130,8	1786,5	1989	3553348,5	315634,83
200	163,6	2805,5	1989	5580139,5	495669,47
250	204,6	4340,6	1989	8633453,4	766887,51
315	257,8	6881,4	1989	13687104,6	1215790,37
400	327,4	11116,1	1989	22109922,9	1963967,70

Le tableau III.10 représente le Bilan de l'adduction

Tableau III.10 : Calcul du bilan.

DN (mm)	D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv am} (DA)	Bilan (M DA)
90	73,6	2806623,16	101006,68	2,91
110	90	1423218,45	149169,04	1,57
125	102,2	1061132,00	193126,46	1,25
160	130,8	781805,71	315634,83	1,10
200	163,6	708099,03	495669,47	1,20
250	204,6	685044,00	766887,51	1,45
315	257,8	677693,46	1215790,37	1,89
400	327,4	675437,50	1963967,70	2,64

D'après l'étude technico-économique, le diamètre adopté est le DN 160.

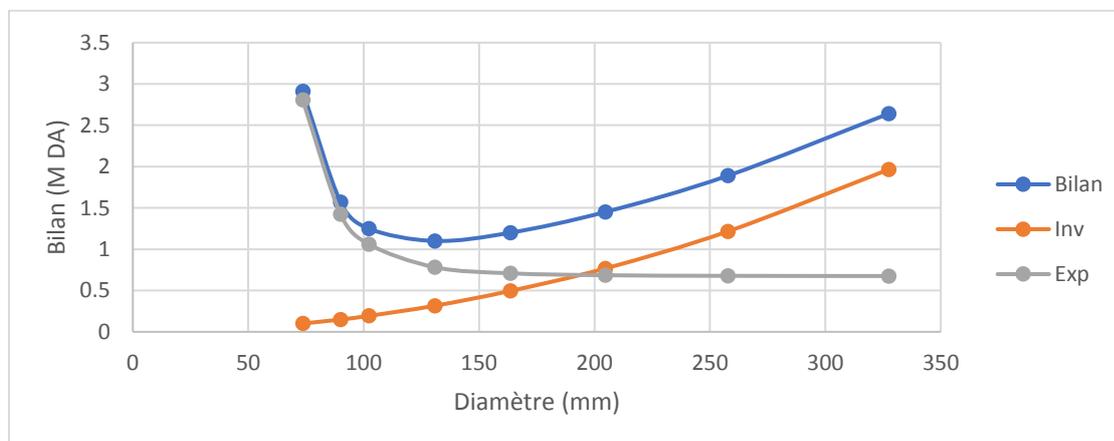


Figure III.1 : Bilan de diamètre économique

III.5.1 CONCLUSION ET COMPARAISON ENTRE LES DEUX VARIANTES

D'après l'étude technico économique, nous proposons de retenir la variante N°02 qui est la plus avantageuse et plus économique. Vu qu'elle assure l'alimentation de la ville de Baghlia et le village Gouffef en cas de panne au niveau des forages F1, F2 ou bien le forage F3. Et selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique est de 160mm avec une HMT de 95.04m

III.7 CALCUL HYDRAULIQUE.

Le dimensionnement des diamètres est effectué à l'aide d'un modèle hydraulique dont la structure est composée de nœuds représentant les ouvrages et les singularités ainsi que par des tronçons qui représentant les conduites assurant la connexion entre les ouvrages.

Les résultats de calcul pour chaque variante sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 : Résultats des calculs hydrauliques pour la variante N°01.

Tronçon	Cote au point de départ (m)	Cote au point d'arriver (m)	Débit à véhiculer (l/s)	Longueur du tronçon (m)	Hauteur géométrique (m)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse d'écoulement (m/s)	Pertes de charge (m)
R-1000 ZB--R1000 ZH	89	124	14,80	420	35	160	1,1	2.95
R1000 ZH--R-500 Gouffaf	124	171	14,80	1575	47	160	1,1	10.32

Tableau III.6 : Résultats des calculs hydrauliques pour la variante N°02.

Tronçon	Cote au point de départ (m)	Cote au point d'arriver (m)	Débit à véhiculer (l/s)	Longueur du tronçon (m)	Hauteur géométrique (m)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse d'écoulement (m/s)	Pertes de charge (m)
R-1000 ZB-- R-500 Gouffaf	89	171	14,80	1989	86	160	1.1	13.04

Notation :

- ZH : Zone haute.
- ZB : Zone base.

CONCLUSION :

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

- Technique : suivant le débit la perte de charge est raisonnable et la vitesse est entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Economique : suivant le choix de diamètre de la conduite, de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix dû à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.

Pour cela on peut dire que le diamètre économique de notre adduction égale à 160 mm.

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de station de pompage projetée.

IV.1. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

IV.2. Couplage des pompes ^[5]

On distingue deux types de couplage des pompes :

Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV.3. Choix du type de pompe ^[5]

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Meilleur rendement.

Vérifier la condition de non cavitation.

Encombrement et poids les plus faibles.

Vitesse de rotation la plus élevée.

Puissance absorbée minimale.

Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes Allemande (pompes centrifuge à axe horizontal de marque KSB.)

IV.4. Choix du nombre de pompes ^[5]

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

Nombre de pompes n minimal.

Meilleur rendement.

Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.

Nombre d'étage minimal.

Puissance absorbée minimale.

IV.4.1: Refoulement SP – Réservoir de Baghlia ^[6]

Tableau IV.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	53.28	95.04	MCPK080-050- 2501EG L MP3 03002A	95.1	67.4	2969	20.41	3.5	257
2	53.28	95.04	Etanorm/Etab100 -080-250	97.54	47.18	2934	29.25	1.88	257
3	53.28	95.04	Etanorm/Etab080 -065-315	96.19	56.24	2931	24.45	4.50	320
4	53.28	95.04	RPH360-100B	95.04	52.06	2938	30.33	1.82	287

(Source : KSB pumps And valves)

A partir du tableau, on déduit que la variante un (01) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de tours/min.

Conclusion

On opte pour une pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A KSB.

IV.5. Courbes caractéristiques des pompes ^[6]

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de KSB et sont Représentées par la figure suivante :

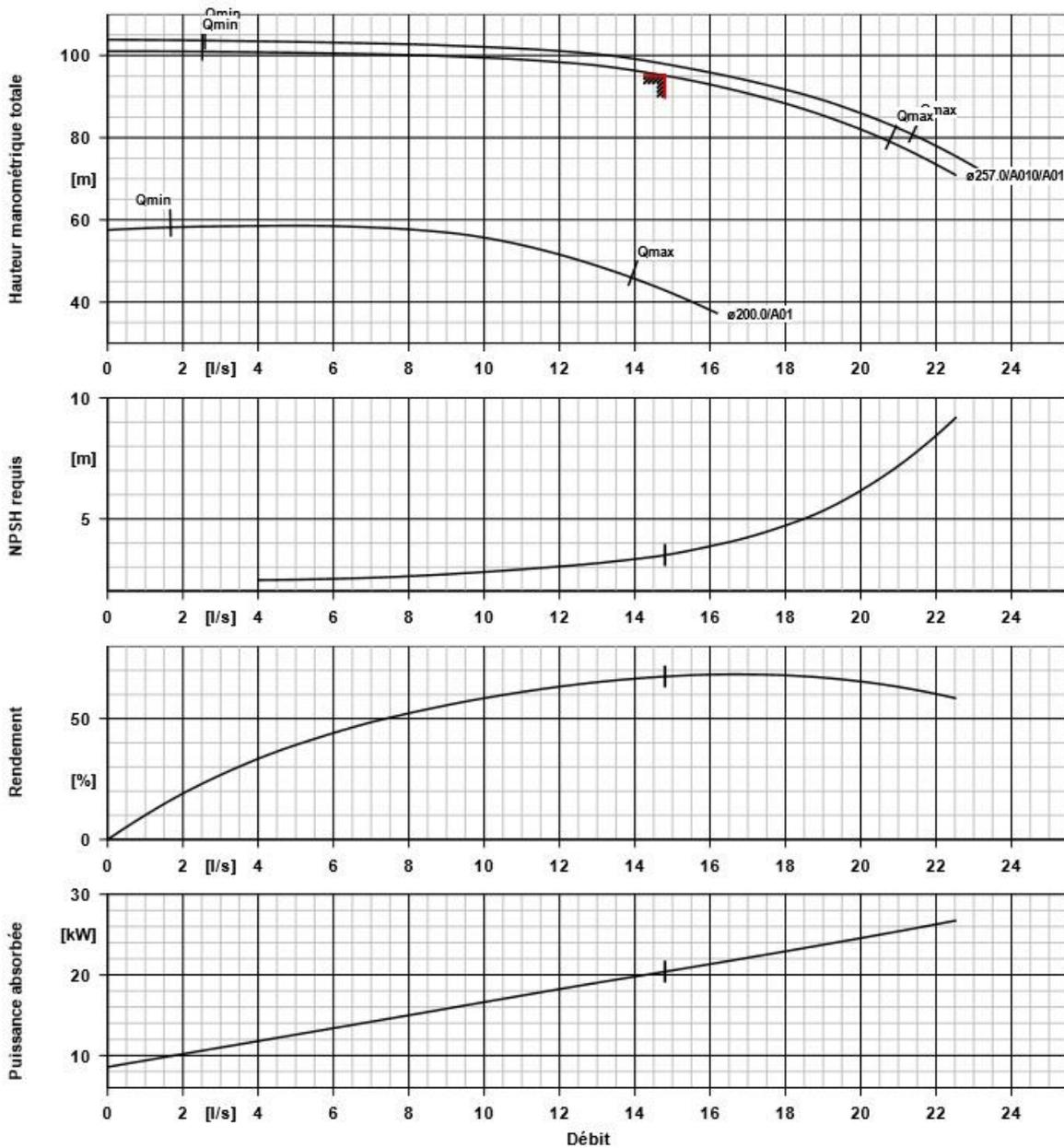


Figure IV.1: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

IV.6. Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à une valeur de la pression de vapeur. La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gaz ou des vapeurs dans le liquide en écoulement, dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs vibrants accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$NPSH_d > NPSH_r + 0.5 \text{ m}$$

NPSH_d: Charge nette d'aspiration disponible

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (-H_a + J_a + h_v + Va^2/2g)$$

$$H_a = NPSH_d - \frac{P_0}{\varpi} + (J_a + h_v + Va^2/2g)$$

Où :

H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

$$\frac{P_0}{\varpi} = 1.02m$$

J_a : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

$$J_a = \frac{\lambda L_a V_a}{D_a 2g} \rightarrow J_a = 0.05 m$$

avec :

L_a : Longueur d'aspiration égale à 10 m

D_a : Diametre d'aspiration égale à (1.2-1.5)da = 120mm

V_a vitesse d'aspiration égale à 1 m/s

h_v : Tension de vapeur (m). → h_v = 0.24

NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_d = NPSH_r + 0.5 = 4 m,$$

Avec NPSH_r = 3.5 m (donnée)

→ Application numérique :

$$H_a = 3.32 m$$

L'axe de la pompe doit être placé à 3.32 mètres au-dessous du niveau min du réservoir, cela assurera le calage de la pompe et protégera notre pompe contre le phénomène de cavitation.

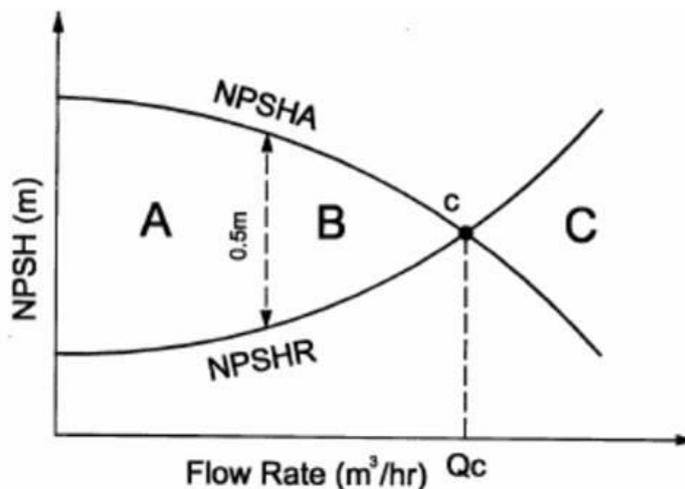


Figure III.1 – Courbe NPSHd et NPSHr

IV .6. Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

IV .7: Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{IV.1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV.2})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (\text{IV.3})$$

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

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

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

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

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

IV .7.1. Refoulement SP 1 - Réservoir

Le tableau IV.2 représente les caractéristiques de la conduite de refoulement pour des différents débits.

Tableau IV.2: Caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	10	82	1989	160	0,0126	0,77	0,85	82,85
2	20	82	1989	160	0,0126	3,08	3,38	85,38
3	30	82	1989	160	0,0126	6,92	7,61	89,61
4	40	82	1989	160	0,0126	12,30	13,53	95,53
5	50	82	1989	160	0,0126	19,23	21,15	103,15
6	60	82	1989	160	0,0126	27,68	30,45	112,45
7	70	82	1989	160	0,0126	37,68	41,45	123,45
8	80	82	1989	160	0,0126	49,22	54,14	136,14

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure suivante.

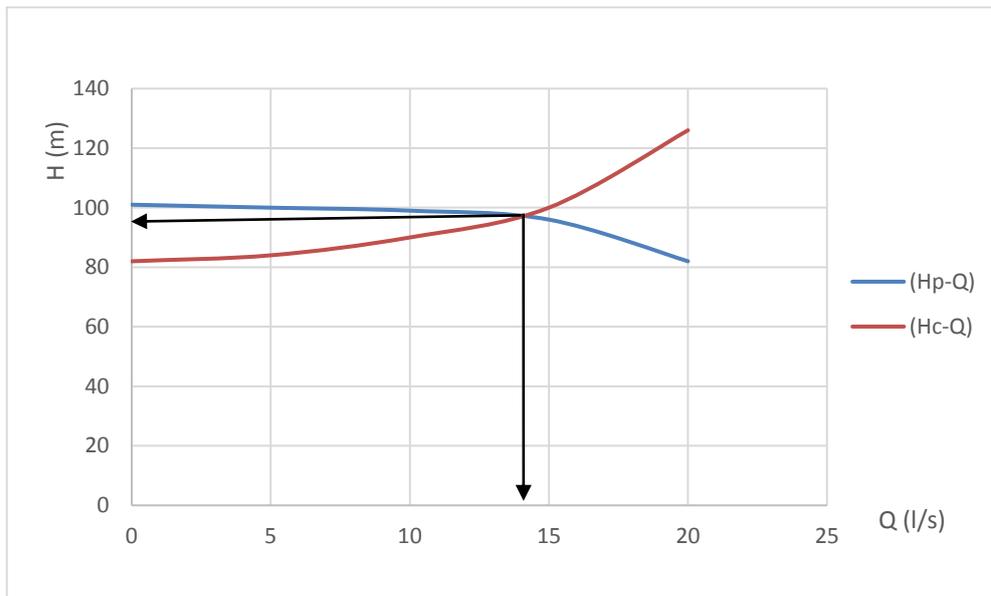


Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la pompe (SP)

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

$$Q_{pf} = 14.33 \text{ l/s} < Q_{app} = 14.80 \text{ l/s.}$$

$$H_{pf} = 95.38 \text{ m} > H_{app} = 95.04$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée. Donc on doit régler notre pompe afin d’avoir la hauteur manométrique et le débit appelé et pour cela on doit passer par les modes de réglages.

IV.8. Modes de réglage --

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

Réglage qualitatif : c’est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c’est à dire qu’on a un moteur à vitesse variable.

Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c’est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l’installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \tag{IV.4}$$

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l’installation après le vannage (%) ;

- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l’installation avant le vannage (%) ;

- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

- h_v : différence entre la hauteur H’ et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \tag{IV.5}$$

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

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \tag{IV.6}$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} . Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a.Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \tag{IV.7}$$

Avec :

- q : débit appelé par la pompe (m³/s)
- Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)
- d : diamètre de la roue à rogner (mm)
- D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec } \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m).100 \end{array} \right.$$

Avec :

m : coefficient de rognage

R%<15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe**

IV .8.1. Refoulement : SP – Réservoir

On a $Q_{app} > Q_{pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2969 * \frac{53,28}{51.59} = 3066,26 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

IV.9. Choix du moteur électrique

IV.9.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (KSB Pumps) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

IV.9.2. Caractéristiques de la pompe ^[6]

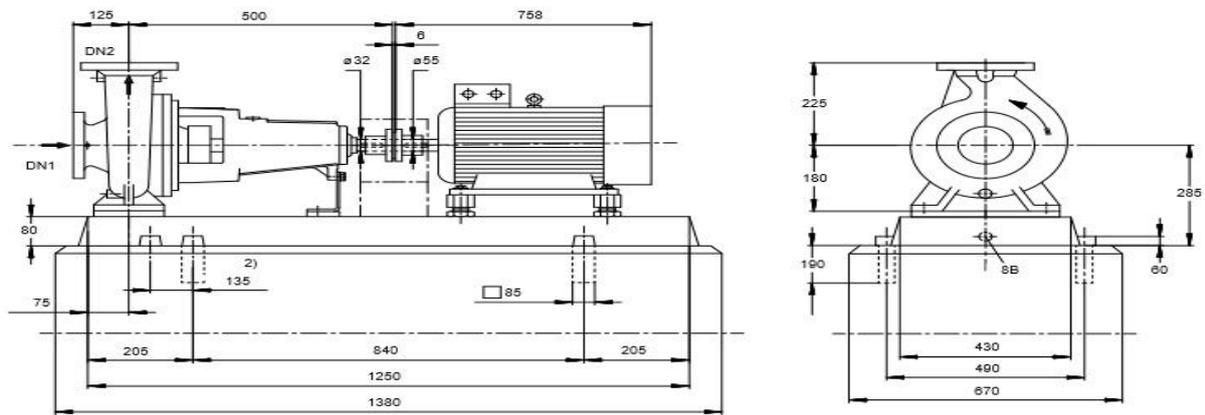
IV.9.2.1. Caractéristiques du moteur :

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Puissance nominale P2	30,00 kW
Réserve disponible	46,98 %
Courant nominal	56,5 A
Rapport d'intensité de démarrage IA/IN	8
Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Indice de protection moteur	IP55

Cos phi à 4/4 de charge	0,86
Rendement du moteur à 4/4 de charge	93,3 %
Capteur temp.	3 therm. PTC
Pos. boîte à bornes	0°/360° (en haut) Vue sur la bride d'aspiration
Bobinage moteur	400 / 690 V
Nombre de pôles	2
Type de couplage	triangle
Méthode de refroidissement moteur	Ventilation extérieure
Matériau moteur	Aluminium
Fonctionn. variateur admis	adapté au fonctionnement avec variateur
Niveau de pression acoustique du moteur	78 dBa

IV.9.2.2. Entraînement, accessoires

Fabricant	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille nominale	125
Type protecteur d'accouplement	praticable (ZN3230)
Taille de protège-accouplement	A1
Matériau de protège-accouplement	Acier ST
Type de socle	Fonte grise selon norme ISO
Taille de socle	6G
Goulotte de récupération des fuites	Gouttière
Type d'entraînement	Moteur électrique
Norme d'entraînement méc.	IEC
Marque moteur	KSB-Moteur
Moteur fourni par	Moteur standard livré par KSB - monté par KSB
Type de construction moteur	B3
Taille moteur	200L
Classe de rendement	Classe de rendement IE3 suivant IEC60034-30-1
Vitesse de rotation	2969 rpm



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

2) En alternative, fixation possible sur le socle au niveau des pieds de corps. Le cas échéant, consulter KSB

Moteur

Constructeur moteur	KSB-Moteur
Taille moteur	200L
Puissance moteur	30,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2969 rpm
Position de la boîte à bornes	0°/360° (en haut)

Vue sur la bride d'aspiration

Socle

Exécution	Fonte grise selon norme ISO
Taille	6G
Matériau	Fonte grise EN-GJL-250
Evacuation des fuites socle (8B)	Rp1, Gouttière
Boulons d'ancrage	M20x250 (Non compris dans la fourniture)

Raccordements

Diamètre nominal aspiration	DN 80 / EN1092-1
DN1	DN 50 / EN1092-1
Refoulement DN2	DN 25
Pression nominale asp.	PN 25
Pression nominale refoul.	PN 25
Forme surface étanchéité	Face de joint surélevée type B1

Accouplement

Fabricant d'accouplement	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille d'accouplement	125
Douille intermédiaire	0,0 mm

Poids net

Pompe	104 kg
Socle	81 kg
Accouplement	6 kg
Protège-accouplement	4 kg
Moteur	225 kg
Total	420 kg

Conclusion

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type KSB. Cette pompe sera entraînée par un moteur électrique asynchrone triphasé, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes.

Introduction

Nous exposerons dans ce chapitre les moyens de lutte contre le coup de bélier en montrant les rôles et les spécificités de chaque dispositif.

L'effet du coup de bélier ne peut en aucun cas être supprimé totalement, une fois crée. Cependant il convient de rechercher toujours à atténuer ces effets tels qu'ils ne puissent pas nuire aux différentes installations.

V.1- Définition [7] :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. Alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- Démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

V.2- Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

- **Risque de forte pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière.

- **Pression négative :**

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

- **Fatigues des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

V.3 - Protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

- Les volants d'inertie :

Ils permettent l'arrêt progressif de la pompe en empêchant la rupture brutale du refoulement. Ils luttent contre les dépressions provoquées par l'arrêt du groupe.

- Les soupapes de décharge :

Elles n'interviennent que pour limiter les surpressions. Leur inconvénient c'est qu'elles engendrent des pertes considérables de volumes d'eau.

- Les réservoirs d'air :

Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs renfermant de l'air et une certaine hauteur d'eau.

Lorsque la conduite est le siège d'oscillations de pression, le volume occupé par l'air varie à l'intérieur du réservoir comme l'indique la figure V.1:

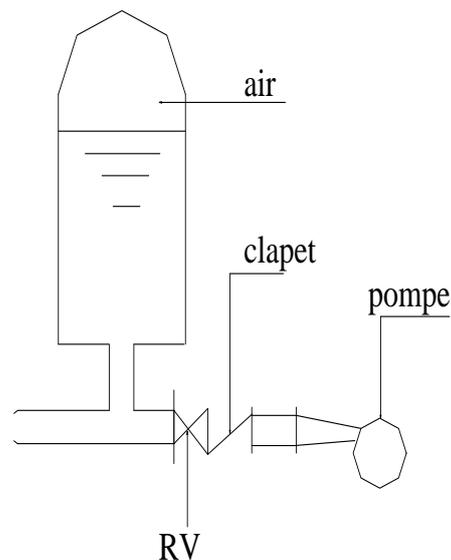


Figure V.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

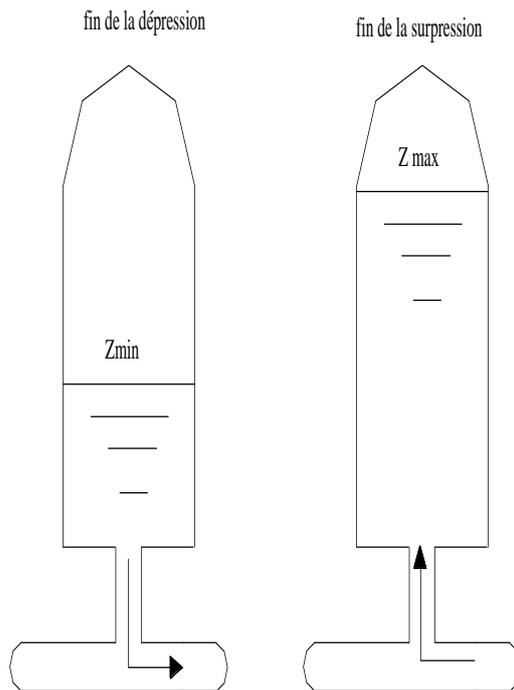


Figure V.2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

- **Les cheminées d'équilibre :**

Elles interviennent pour lutter à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs ouverts à l'air libre dont la cote dépasse la surpression maximale. Elles reçoivent l'eau en cas de surpression et la restituent en cas de dépression.

V.4 - Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

- **Phase 01 :**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si L est la distance entre la pompe et le réservoir, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $(\frac{L}{a})$.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

- **Phase 02 :**

En raison de son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre primitif, et l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$ soit au

total $(\frac{2L}{a})$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est alors redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe.

- **Phase 03 :**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

- **Phase 04 :**

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps ($\frac{L}{a}$), c'est-à-dire à ($\frac{4L}{a}$) depuis l'origine.

V.5 Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier

- Règles 1 : Pression minimale admissible

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maxi de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de 5 mce (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

- Règles 2 : Maintenance

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

-Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir. Pour notre cas on va positionner le réservoir d'air à la sortie de la station de pompage

Règles 4 : Recommandations diverses

-Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.

-Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.

-Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.

-Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.

- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.
- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

V.5 - Calcul de la célérité d'ondes [7] :

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.
 Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue
 Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \tag{V.1}$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,4$ (PEHD) [8]
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \tag{V.2}$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) (calculer déjà $V_0 = 1.1 \text{ m/s}$).
- g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau V.1

Tableau V.1: Calcul de célérité d'onde de l'adduction.

N° de Station	K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) (x 10 ⁸)	E_m (Pa) (x 10 ¹¹)	e_m (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0,065	0,4	0,33	2	1	0,0146	928,6

$$C = 928,6 \text{ m/s}$$

V.6 - Calcul du volume du réservoir suivant la Méthode de Vibert [7] :

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{min} et Z_{max} .

⇒ Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

⇒ Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

⇒ Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{V. 3})$$

⇒ U_0 : volume de l'air en m^3 .

⇒ V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

⇒ L : longueur de la conduite en m.

⇒ S : section de la conduite en m^2 .

Pour notre cas : $S=0,0134 m^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$\Rightarrow Hg + \frac{cV_0}{g} = 82 + (928.6 \cdot 1.1 / 9.81) = 186.05m.$$

La charge statique absolue :

$$\Rightarrow Z_0 = Hg + 10 = 92 m.$$

La charge maximale absolue :

$$\Rightarrow Z_{max} = Hg + \frac{cV_0}{g} + 10 = 186,05 m.$$

$$\Rightarrow \frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{186.05}{92} = 2,00$$

$$\Rightarrow h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,062$$

$$\Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 0,00067$$

On a à partir de l'abaque de Vibert :

$$Z_{min}/Z_0 = 0.57$$

$$\frac{U_0}{LS} = 3,5 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 1989 \cdot 0.0134 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} = 0.0935 m^3$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{max} \rightarrow U_{max} = U_0 / 0,57 = 0.0935 / 0,57 = 0.164 m^3$$

$$U_{max} = 164 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_{max} = 264$ litres

⇒ Volume du réservoir selon la méthode de Vibert est : $0,264 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir d'air normalisé d'une capacité de 300 litres ($0,3 \text{ m}^3$)

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif de calcul de volume de réservoir d'air

N° de station	Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	h0 (m)	h0/Z0	U0/L*S (x10 ⁻³)	Z _{min} /Z0	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (m ³)
SP1	92	186.05	1,1	9,81	0,062	0.00067	3.5	0,57	0,0935	0,264	300

La figure V.3 représente un schéma d'installation du réservoir d'air normalisé ^[9]

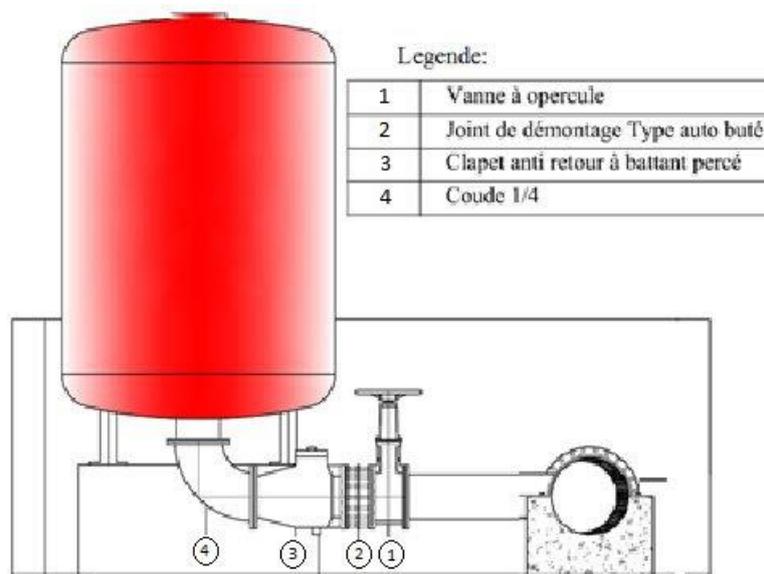


Figure V.3 : schéma de l'installation du réservoir d'air

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons expliqué le phénomène de coup de bélier, opter pour un réservoir d'air comme solution, nous avons utilisé la méthode de Vibert pour calculer le volume de réservoir d'air, on prévoit l'installation, juste à la sortie de station de pompage, Un réservoir d'air d'une capacité de 300 litres d'air.

Introduction

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

VI.1. Fonctions des réservoirs

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

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

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

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

VI.2. Rôle des réservoirs

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans

l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- * Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- * Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- * Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- * Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- * Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- * Assurer la réserve d'incendie ;
- * Jouer le rôle de relais ;
- * Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

VI.2. Prescriptions sanitaires

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

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

VI.3. Classification des réservoirs ^[10]

- ✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :
 - Enterrés ;
 - Semi-enterrés ;
 - Sur sol (ou bien un château d'eau) ;
- ✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - **Rectangulaire ou carrée** : elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes.

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

➤ **Circulaire** : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

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

VI.4. Calcul de capacité de réservoir projeté de la zone Basse de Baghlia

Nous rappelons que le débit sera livré par le SPET à travers la conduite DN 200. Ce débit va combler le déficit de débit au niveau de la chaîne Baghlia à l'aide de réservoir projeté.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (VI.1)$$

V_t : capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m^3/h**
(C'est un volume minimum) ;

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (VI.2)$$

a : Reste dans le réservoir (%),

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

1- Estimation de la capacité totale du réservoir de Baghlia-ZB

Tableau VI.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Baghlia zone basse

Heures	Consomation d'eau	Refolement d'eau	Arrive d'eau	Depart d'eau	Recherché
0-1	1,00%	4,16%	3,16%		9,64%
1-2	1,00%	4,16%	3,16%		12,80%
2-3	1,00%	4,16%	3,16%		15,96%
3-4	1,00%	4,16%	3,16%		19,12%
4-5	2,00%	4,17%	2,17%		21,29%
5-6	3,00%	4,17%	1,17%		22,46%
6-7	5,00%	4,17%		0,83%	21,63%
7-8	6,50%	4,17%		2,33%	19,30%
8-9	6,50%	4,17%		2,33%	16,97%
9-10	5,50%	4,17%		1,33%	15,64%
10-11	4,50%	4,16%		0,33%	15,31%
11-12	5,50%	4,17%		1,33%	13,98%
12-13	7,00%	4,17%		2,83%	11,15%
13-14	7,00%	4,17%		2,83%	8,32%
14-15	5,50%	4,17%		1,33%	6,99%
15-16	4,50%	4,17%		0,33%	6,66%
16-17	5,00%	4,17%		0,83%	5,83%
17-18	6,50%	4,17%		2,33%	3,50%
18-19	6,50%	4,17%		2,33%	1,17%
19-20	5,00%	4,17%		0,83%	0,34%
20-21	4,50%	4,17%		0,33%	0,00%
21-22	3,00%	4,16%	1,16%		1,16%
22-23	2,00%	4,16%	2,16%		3,32%
23-24	1,00%	4,16%	3,16%		6,48%
Total	100%	100%			--

- La zone basse contient 45% de la population de Baghlia ,le débit maximale journalier de la ville de baghlia est de 5479.64m³/j donc le débit de la zone basse sera :

$$5484.82*(45/100) = 2\ 465.84\ \text{m}^3/\text{j}$$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22,46 * 2468.17}{100} \Rightarrow V_r = 554.35\ \text{m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 554.35 + 120 \Rightarrow V_t = 674.35\ \text{m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 700\ \text{m}^3$.

➤ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (VI.3)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 5$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 700}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 13.35 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (VI.4)$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 700}{3,14 * 13^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,28 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (VI.5)$$

$$\text{AN: } S = \frac{700}{5,28} \Rightarrow \mathbf{S = 132,58 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (VI.6)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,23$ m

$$\text{AN: } H = 5,28 + 0,23 \Rightarrow \mathbf{H = 5.5 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (VI.7)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{132,58} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,91 \text{ m}}$$

VI.5. Calcul des capacités des réservoir projeté zone haute de Baghlia

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **14.8 l/s**. Ce débit est refoulé par la station de pompage pour atteindre le réservoir projeté.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir

La capacité du réservoir devra être déterminée de telle façon à assurer l'alimentation de la chaîne Baghlia au lieu d'utiliser le réservoir tampon.

La capacité totale du réservoir sera : $\mathbf{V_t = V_r + V_{inc} (m^3)}$

V_t : capacité totale du réservoir (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),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max, j}}{100} \quad (VI.2)$$

a: Reste dans le réservoir (%),

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

2- Estimation de la capacité totale du réservoir de baghlia ZH

Tableau VI.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Baghlia zone haute

Heures	Consomation d'eau	Refoulement d'eau	Arrive d'eau	Depart d'eau	Reste dans le réservoir
0-1	2,00%	0%		2,00%	-1,50%
1-2	2,00%	0%		2,00%	-3,50%
2-3	1,00%	0%		1,00%	-4,50%
3-4	1,00%	0%		1,00%	-5,50%
4-5	1,00%	5%	4,00%		-1,50%
5-6	1,00%	5%	4,00%		2,50%
6-7	1,00%	5%	4,00%		6,50%
7-8	2,00%	5%	3,00%		9,50%
8-9	3,50%	5%	2,50%		11,00%
9-10	5,00%	5%		0,00%	11,00%
10-11	6,50%	5%		1,50%	9,50%
11-12	6,50%	5%		1,50%	8,00%
12-13	5,50%	5%		0,50%	7,50%
13-14	4,50%	5%		0,50%	8,00%
14-15	5,50%	5%		0,50%	7,50%
15-16	7,00%	5%		2,00%	5,50%
16-17	6,50%	5%		1,50%	4,00%
17-18	5,50%	5%		0,50%	3,50%
18-19	5,00%	5%		0,00%	3,50%
19-20	5,00%	5%		0,00%	3,50%
20-21	6,50%	5%		1,50%	2,00%
21-22	7,00%	5%		2,00%	0,00%
22-23	5,00%	5%		0,00%	0
23-24	4,50%	5%	0,50%		0,50%
Total	100%	100%			--

- Le débit de la zone haute sera 55% de débit de baghlia donc :

$$Q=3013.80 \text{ m}^3/j$$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{(11 + 5.5) * 3016,72}{100} \Rightarrow V_r = 527.93 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 527.93 + 120 \Rightarrow V_t = 647.93 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 650 \text{ m}^3$.

➤ **Dimensions du réservoir**

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{VI.3})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3);

S : section du réservoir (m^2);

D : diamètre de la cuve (m);

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 5$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 650}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 12,87 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{VI.4})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 650}{3,14 * 12^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,90 \text{ m}}$$

- La section de la cuve:

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{VI.5})$$

$$\text{AN: } S = \frac{650}{4,9} \Rightarrow \mathbf{S = 132.65 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{VI.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m);

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,6$ m

$$\text{AN: } H = 4,9 + 0,6 \Rightarrow \mathbf{H = 5,5 \text{ m}}$$

La hauteur de la réserve d'incendie:

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule:

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{VI.7})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m);

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{132.65} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,9 \text{ m}}$$

VI.6. Calcul des capacités des réservoir projeté zone Basse de Baghlia

Nous rappelons que le débit sera livré par le forage F3 à travers la conduite DN 200. Le débit véhiculer est de 20 l/s. Ce débit va combler le déficit de débit au niveau de Gouffef à l'aide de réservoir projeté.

3- Estimation de la capacité totale du réservoir

Tableau VI.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Gouffef

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrive d'eau (%)	Depart d'eau (%)	Residuel (m³)
0-1	1,00	0		1	8,5
1-2	1,00	0		1	7,5
2-3	1,00	0		1	6,5
3-4	1,00	0		1	5,5
4-5	2,00	5	3,00		8,5
5-6	3,00	5	2,00		10,5
6-7	5,00	5		0,00	10,5
7-8	6,50	5		1,5	9
8-9	6,50	5		1,5	7,5
9-10	5,50	5		0,5	7
10-11	4,50	5	0,5		7,5
11-12	5,50	5		0,5	7
12-13	7,00	5		2	5
13-14	7,00	5		2	3
14-15	5,50	5		0,50	2,5
15-16	4,50	5	0,50		3
16-17	5,00	5		0,00	3
17-18	6,50	5		1,50	1,5
18-19	6,50	5		1,50	0
19-20	5,00	5		0,00	0
20-21	4,50	5	0,5		0,5
21-22	3,00	5	2		2,5
22-23	2,00	5	3		5,5
23-24	1,00	5	4		9,5
Total	100%	100%			--

⇒ $Q_t = 1261,97 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10,5 * 1256,78}{100} \Rightarrow V_r = 131.96 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 131.96 + 120 \Rightarrow V_t = 251.96 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 250 \text{ m}^3$.

➤ Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (VI.3)

On prend: $h = 5 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 250}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 7,98 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 8 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (VI.4)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 250}{3,14 * 8^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,98 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (VI.5)

$$\text{AN: } S = \frac{250}{4,98} \Rightarrow \mathbf{S = 50,20 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (VI.6)

On prend: R = 0,52 m

$$\text{AN: } H = 4,98 + 0,52 \Rightarrow \mathbf{H = 5,5 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (VI.7)

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{50,20} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 2,39 \text{ m}}$$

Tableau VI.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Réservoir	capacité	H	h	h _{inc}	D
	(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
RP_ZB	700	5,5	5,28	0,91	13
RP_ZH	650	5,5	4,9	0,9	13
RP_GOU	250	5,5	4,98	2,39	08

VI.7. Equipements des réservoirs [2]

VI.7.1 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

VI.7.2 Conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

VI.7.3. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

VI.7.4 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

VI.7.5 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

VI.7.6 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

VI.8 Vidange et remplissage des réservoirs

Nous distinguons trois cas :

- a) le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide ;
- b) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre .

VI.8.1 Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

VI.8.2 Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

VI.8.3 Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

VI.8.4 Traversée des conduites dans les parois de la cuve

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

1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2).

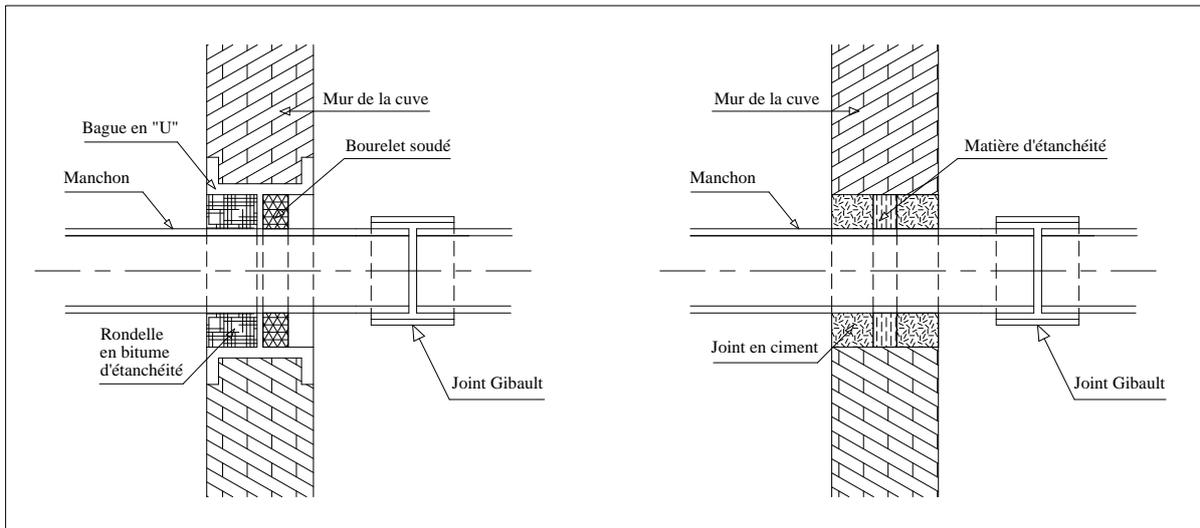


Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de trois réservoirs projetés pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations. De plus on a proposé quelques équipements afin d'assurer le bon fonctionnement des réservoirs.

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VII.1. Actions reçues par les conduites :

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres
- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée

VII.2. Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Emplacement des jalons des piquets
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

VII.3. Vérification manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VII.4. Différents travaux à entreprendre

VII.4.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) 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 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad \text{(VII.1)}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;
 b : largeur de la tranchée ;
 h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad \text{(VII.2)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

a) -largeur du fond de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite. La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 0.6$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

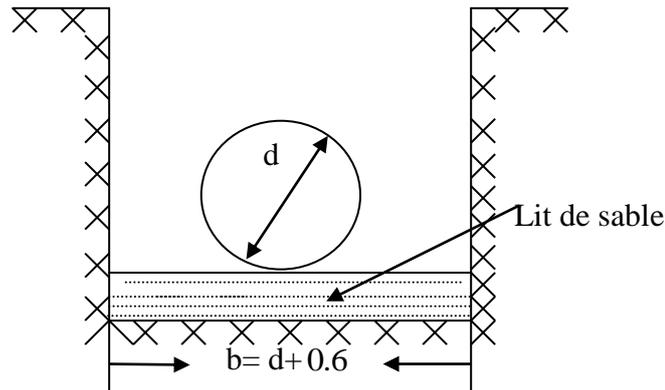
b) -profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée H_{tr}
- Largeur de la tranchée b
- Distance de la mise de la cavalière.



$$H = e + d + h \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

Diamètre de la conduite : $D_N = 160 \text{ mm}$

$$B = 0.16 + 0.6 = 0.76 \text{ m}$$

$$H_{TR} = 0.16 + 1 + 0.15 = 1.31$$

$$\text{Donc : } S_{exc} = 1.31 * 0.76 = 1 \text{ m}^2$$

$L_{exc} = 1989 \text{ m}$ Alors :

$$V_{exc} = 1989 * 1 = 1989 \text{ m}^3.$$

VII.2.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.4)}$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15 \text{ cm}$;

L : longueur de la tranchée (m).

$$V_s = 0.15 * 0.76 * 1989 = 226.746 \text{ m}^3.$$

VII.2.3. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.5})$$

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.

VII.2.4. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII.6})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.7})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

$S_c = 0.02 \text{ m}^2$ Alors $V_c = 0.02 * 1989 = 40 \text{ m}^3$.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.8})$$

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.

A.N : $V_r = 1\ 989 - 40 - 226.75 = 1\ 722.25$

Le tableau VII.1 résume les différents volumes calculés pour les travaux de l'adduction

Tableau VII.1: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	1 989
2	Lit de sable	m ³	226.76
3	Les conduites	ml	1 989
4	Remblais	m ³	1 722.25

VII.3. Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VII.3.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment (Photo VII.1).

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Photos VII.1 : Pelle hydraulique

VII.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever (Photo VII.2).

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Photos VII.2 : Bulldozer

VII.3.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite (Photo VII.3).



Photos VII.3: Chargeur

VII.3.4. Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées (Photo VII.4) .



Photos VII.4 : Compacteur

VII.4. Planification des travaux

VII.4.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \text{(VII.10)}$$

Avec : q : capacité du gobet 0,35 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habileté du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend

T_c = 20 s.

Tableau VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement ^[11]

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **0,25 m³**.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 24 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heure par jour $R_p=192 \text{ m}^3/\text{j}$.

VII.4.3 Durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps

d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{1989}{192} = 10.36 \text{ jours}$$

VII.4.2. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

VIII.4.3. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.3

Tableau VII.3 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	11
B	Lit de sable	6
C	Pose de conduite	8
D	Epreuve de joint et de la canalisation	9
E	Remblais	10
F	Compactage	8

Donc le réseau a nœud de ces tâches est représenter comme suit :

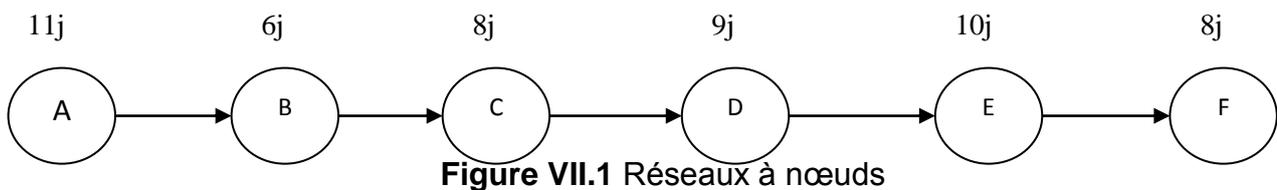


Figure VII.1 Réseaux à nœuds

VII.5 Calcul du devis quantitatif et estimatif du projet :

1- Réservoirs :

Le tableau VII.4 représente le cout des réservoirs projetée pour la variante retenue

Tableau VII.4 : Coût des réservoirs pour la variante retenue.

Variante	Capacité (m ³)	Nombre	Génie civil (DA)	Terrassement (DA)	Équipements (DA)	Total HT (DA)
02	250	1	5081178	485210	2978771	8 545 159
	650	1	8581885	746816	5487521	14 816 222
	700	1	9468268	1075765	7838434	18 382 467
						41 743 848

2- Canalisation :

Le tableau VII.5 représente le cout estimatif de canalisation d'adduction

Tableau VII.5 : cout estimatif de canalisation d'adduction

Variante	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Conduite (DA)		Terrassement (DA)	Pièces spéciales (DA)	Totale HT (DA)
2	Baghlia ZB - Gouffef	1989	160	2652000		780000	171600	3603600

3- Station de pompage

Le tableau VII.6 représente le cout de la station de pompage

Tableau VII.6 : Cout de station de pompage

Variante	Tronçon	Puissance (KW)	Nombre	Génie civil (DA)	Terrassement (DA)	Equipements (DA)	Totale HT (DA)
2	Baghlia ZB - Gouffef	20	1	1885334	264157	6919900	9069391

4- Cout Totale :

Le tableau VII.7 représente le cout total de la variante d'adduction retenue

Tableau VII.7 : cout totale de la variante retenue

Désignation	Cout (DA)
Conduite d'adduction	3 603 600
Réservoir	41 743 848
Station de pompage	9 069 391
Total HT	54 416 839
Ingénierie et imprévue (25%)	13 604 210
Total général HT	68 021 049
TVA (19%)	12 924 000
Total TTC	80 945 049

VII.6. Pose des canalisations [12]

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans cette partie nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter

VII.6.1. Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

VII.6.2 Pose selon la nature des conduites :

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 16 fois et 6 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

VII.6.3 Pose selon le terrain :

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des

Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si le terrain est de mauvaise qualité, on peut envisager les solutions suivantes :

a) Cas d'un terrain peut consistant :

Pour éviter tout mouvement de canalisation ultérieurement celle-ci doit être posé sur une semelle, en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés plus proche des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

b) Cas d'un terrain mouillé :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VII.7. Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements. On a aussi Calculé le devis quantitatif et estimatif du projet.

Introduction

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes à opercule, les robinets vannes à papillons, les ventouses (simple ou à double orifice), les clapets d'air, les organes de mesure (débitmètre, manomètre), et les accessoires anti-béliers (les volants d'inertie, les soupapes de décharge, le ballon d'air, les cheminées d'équilibre) pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidangé une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

VIII.1. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

Assurer un bon écoulement ;

Régulariser les pressions et mesurer les débits ;

Protéger les canalisations ;

Changer la direction ;

Raccorder deux conduites ;

Changer le diamètre ;

Soutirer les débits.

VIII.1.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

La figure VIII.1 illustre les différents types des vannes qu'on peut trouver sur le marcher

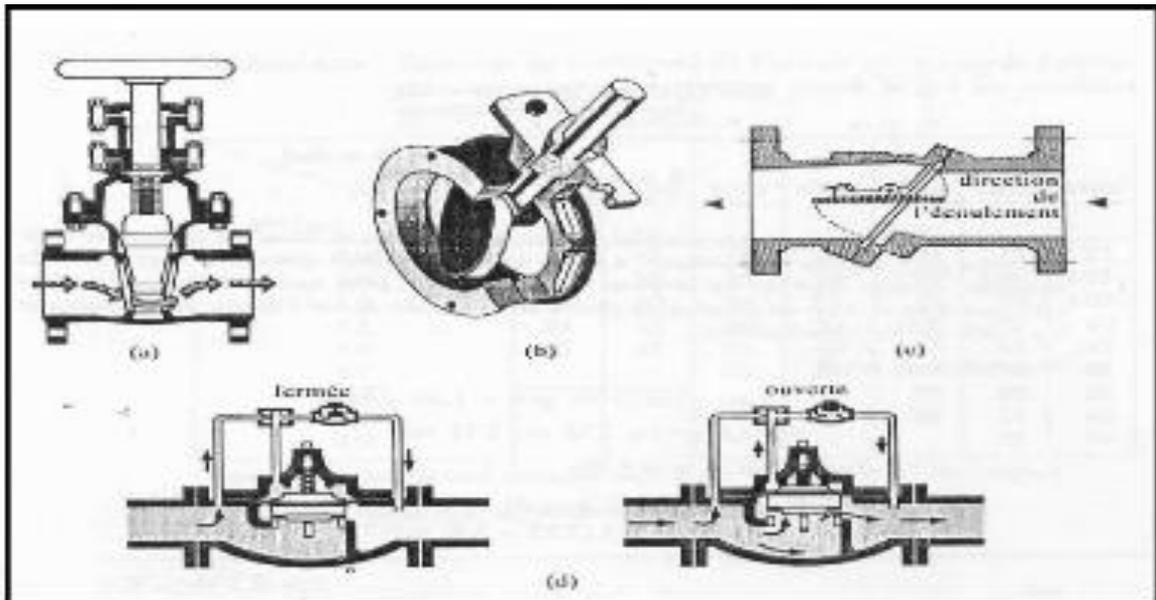


Figure VIII.1: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer :

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de la pompe, sur la conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de la pompe et au maximum chaque 400m de la conduite de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.1.2 Ventouses

On installe des ventouses aux points élevés du réseau. Elles permettent d'un côté, de faire évacuer les quantités d'air qui s'y accumulent à la suite, par exemple, du dégazage de l'oxygène dissous, et de l'autre côté, de faire pénétrer l'air lorsqu'un vide se crée dans une conduite et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement de la conduite. Deux types de ventouses sont utilisés : ventouses pour petites quantités d'air (simple), ventouses pour grandes quantités d'air (a deux orifice).

a) Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse (**figure VIII.2**) :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice

Ventouse simple

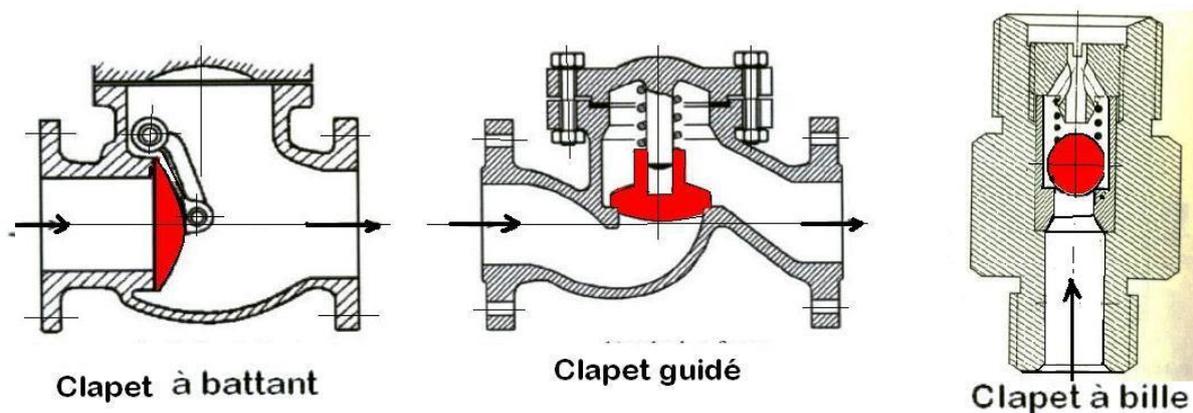
Figure VIII.2: Différents types de ventouses

VIII.1.3. Vidange

Une décharge est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche. Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible.

VIII.1.4. Clapet anti retour

Le but des clapets anti-retour est simple : ils laissent passer l'eau dans un sens, mais bloquent le passage dans l'autre sens (**Figure VIII.2**).



Clapet à battant

Clapet guidé

Clapet à bille

Figures VIII.3: Différents types de Clapet Anti retour

VIII.1.5. 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.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

3) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

4) Joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée. Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints. Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

5) Les Manchons :

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

VIII.1.6. By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants :

- 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

VIII.1.7. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de 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 0,5 m du fond du puisard.

VIII.1.8. Organes de mesure

VIII.1.8.1. Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

a) Diaphragme

Le diaphragme est consisté en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté (Figure VIII.4), une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

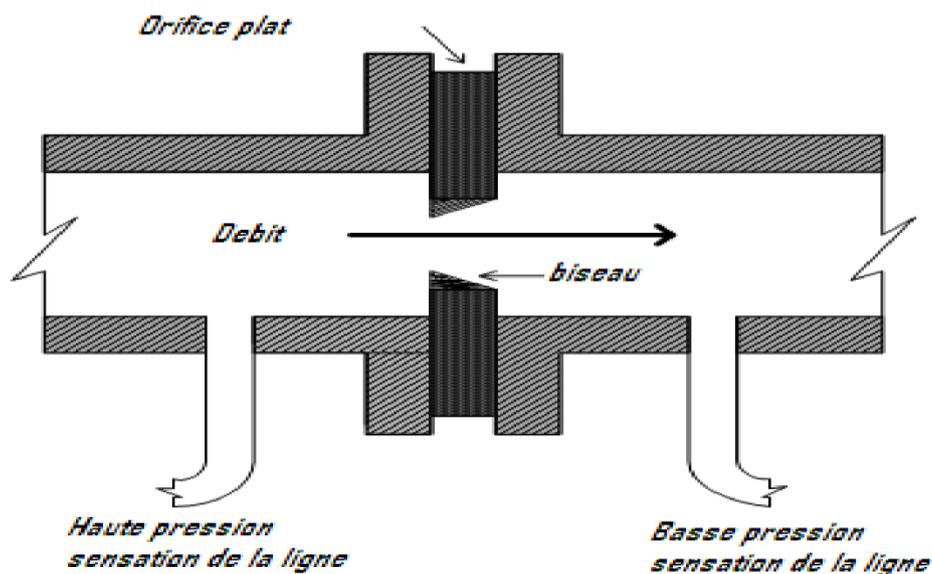


Figure VIII.4 : Diaphragme

b) Venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .5). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

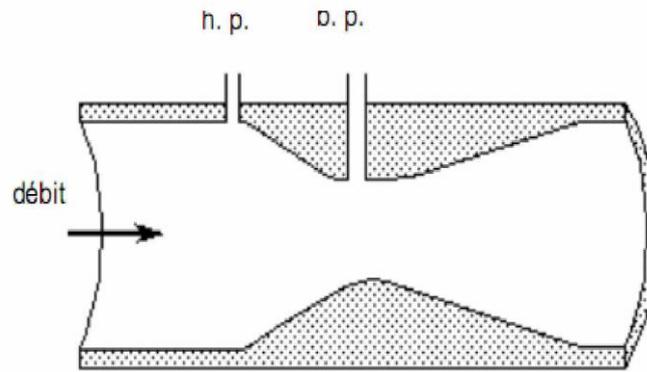


Figure VIII.5 : Venturi

c) Tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi (figure VIII.6). À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

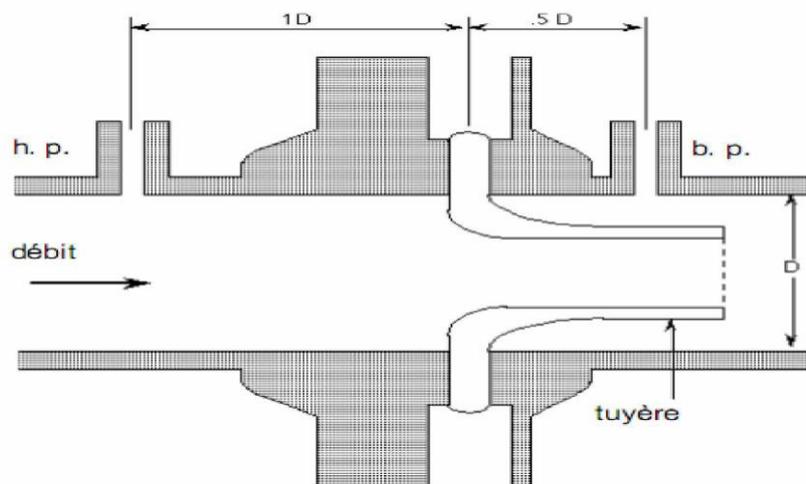


Figure VIII.6 : Tuyère

d) Débitmètres :

Un débitmètre peut être utilisé sur un réseau d'eau potable. On utilise dans ce cas un débitmètre à insertion, c'est-à-dire qu'il est directement posé dans la canalisation (comme un compteur). Le débitmètre peut être utilisé soit pour faire de la

sectorisation de réseau d'eau potable, soit pour mesurer précisément la consommation de gros abonnés (usines, hôpitaux, etc). Dans les deux cas, la précision de mesure et les fonctionnalités du débitmètre (notamment pour la connexion avec des systèmes de télégestion) expliquent l'intérêt porté à cet outil

Les types de débitmètres sont :

- Débitmètre à l'air
- Débitmètre à ultrason
- Débitmètre électromagnétique
- Débitmètres électroniques

VIII.1.8.2. Mesure de pression

Le manomètre est un instrument de mesure de pression, destiné en principe à mesurer des pressions voisines de la pression atmosphérique. Le terme « manomètre » renvoie plutôt dans son acception courante à des instruments de mesure à colonne de liquide.

Il y'a plusieurs types de manomètres :

- Manomètre a aiguilles
- Manomètre à soufflet
- Manomètre électronique (numérique)

Conclusion

Les accessoires à utilisés seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- Les clapets anti-retours ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'adduction en eau potable de la ville de baghlia wilaya de Boumerdes.

En premier lieu, nous avons fait une description de la zone d'étude, et collecté les données nécessaires, analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau de la ville concernées par l'étude qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un réseau d'adduction à partir d'une conduite de piquage qui est alimenté à partir de barrage de Taksebt.

Dans un second temps, un choix de variante, un dimensionnement du réseau d'adductions en utilisant comme matériau le polyéthylène haute densité et enfin le dimensionnement des différents réservoirs d'alimentation en eau potable ainsi que le choix du nombre et type pompes utilisées pour le refoulement. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier dans les conduites, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

BIBLIOGRAPHIE :

- [1] : Bureau d'études African Geosystem Company (AGC).
Étude de l'adduction de la ville de baghlia (W.Boumerdes).
- [2] : Dr B. SALAH Cours D'alimentation En Eau Potable ENSH 1993.
- [3] : CARLIER M : Hydraulique générale et appliqué. Editions Eyrolles Paris 1972.
- [4] : Mémoire de fin d'étude présenté par Mr : KASRI Mohamed, promotion 2004/2005 Intitulé transfert des eaux du champ de captage de Chebli vers Boufarik.
- [5] : Polycopie (W. MOKRANE 2016)
- [6] : Catalogue KSB pumps and valves (2017).
- [7] : COURS Mr : B SALAH, protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.
- [10] : HYDRAULIQUE URBAINE tome 2, par André DUPONT EDITION EYROLLES paris 1979.
- [11] : E. IVANOV Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.
- [12] : Fascicule N°71 « Fourniture et pose de canalisations, d'eau, accessoires et branchements » - cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'état.

Site internet :

- [8] : <http://www.rotomoulage.org/afr/procede-matieres-polyethylene.html>
- [9] : Moteur de recherche [http:// WWW google.com](http://WWW.google.com) \ réservoir anti-bélier.
- [10] : Moteur de recherche [http:// WWW google.com/adduction d'eau](http://WWW.google.com/adduction+d'eau).
- [13] : <http://www.canalisation.org/sommaire/particularites/avantages-du-polyethylene>
<http://fabrication.polytek.fr/?Polyethylene/Pertes-charge>
<http://gpip.cnam.fr/ressources-pedagogiques>
http://ouvertes/hydraulique/co/3grain_pertesChargeRegulieresTurbulent.html
<http://www.formules-physique.com/categorie/1170>
<https://www.sndl.cerist.dz/>
[http://wikipedia.com/adduction d'eau](http://wikipedia.com/adduction+d'eau)

ANNEXES

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU .1.

**FICHE N°
03-051**

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
<i>Alimentation et besoins domestiques</i>	60 à 100	<i>Par habitant et par jour</i>	Valeurs moyennes (1).
<i>Alimentation, besoins domestiques et arrosage du jardin familial</i> ...	100 à 150	<i>Par habitant et par jour</i>	Valeurs moyennes (le jardin correspond généralement à plusieurs personnes).
<i>Alimentation, besoins domestiques, arrosage et services publics</i>	150 à 200	<i>Petite ville ou groupe important de logements par habitant et par jour</i>	Sans industries ni installations particulières telles que fontaines, etc....
	200 à 250	<i>Grande agglomération</i>	Compris petites industries et toutes installations publiques.
	300 à 500	<i>Grande ville</i>	
<i>Arrosage jardins et pelouses</i>	6	<i>Par mètre carré</i>	Régions sèches (+ 50 %) — humides (- 50 %)
<i>Lavage des cours</i>	1,5 à 5	<i>Par mètre carré</i>	Suivant revêtement.
<i>Baignoire</i>	200	<i>Par personne pour un bain</i>	Compris le rinçage de l'appareil.
<i>Douche</i>	25	<i>Par personne pour une douche</i>	
<i>W.-C. à réservoir de chasse</i>	10 à 12	<i>Par opération de chasse</i>	/
<i>Lavabo</i>	10	<i>Par personne et par jour</i>	Pour toilette seulement.
<i>Bidet - pédiluve</i>	6	<i>Par personne et par jour</i>	
<i>Evier</i>	30	<i>Par personne et par jour</i>	Pour cuisine et besoins domestiques.
<i>Nettoyage des marches et champs de foire</i>	5	<i>Par mètre carré</i>	Dans le cas de nettoyage mécanisé, voir le débit des engins utilisés.
<i>Nettoyage caniveaux</i>	25	<i>Par mètre de caniveaux</i>	
<i>Urinoirs à lavage continu</i>	180	<i>Par stalle et par heure</i>	Si chasse intermittente : 20 / par stalle et par heure.
<i>Lavoir public</i>	1 200	<i>Par place et par jour</i>	/
<i>Lavage de voiture automobile</i>	100 à 150	<i>Par voiture</i>	Si portique de lavage, voir débit de l'appareil.

(1). Ces valeurs sont des moyennes. Elles ne peuvent donc pas servir pour un petit nombre d'habitants (ex. pavillon) sans une étude sérieuse.

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU .2.

FICHE N°
03-052

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Hôpitaux	300 à 400	<i>Par lit et par jour (1)</i>	Compris toutes les personnes et services.
Caserne	50	<i>Par personne et par jour</i>	Lavage des cours et matériel non compris.
Hôtels (par chambre)	70 230	<i>Sans bain Avec bain</i>	Compris restaurant.
Écoles { Internat	50	<i>Par élève et par jour</i>	Pour les écoles techniques, il faut majorer ces chiffres.
Demi-pension	20		
Externat	10		
Bureaux	15	<i>Par employé et par jour</i>	
Cantines { 1 repas	10	<i>Par rationnaire et par jour</i>	1 repas = repas de midi 2 repas = repas de midi et du soir.
2 repas	20		
3 repas	25		
Restaurants { 1 repas	20	<i>Par personne et par jour</i>	Pour les restaurants de luxe, on pourra majorer ces chiffres.
2 repas	35		
3 repas	45		
Bétail { Cheval	50	<i>Par animal et par jour</i>	Pour les jeunes animaux, on adoptera 50 % de ces chiffres.
Bovidé	50		
Mouton	5		
Porc	20		
Arrosage cultures maraichères	25	<i>Par mètre carré et par jour</i>	
Laiterie - Beurrerie - Fromagerie ..	5	<i>Par litre de lait traité</i>	Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif. On adoptera de préférence les chiffres donnés par les utilisateurs (2).
Brasserie	5	<i>Par litre de bière fabriqué</i>	
Cidrierie	4	<i>Par litre de cidre fabriqué</i>	
Sucrierie	100	<i>Par kilo de sucre fabriqué</i>	
Établissements vinicoles	2	<i>Par litre de vin traité</i>	
Garage	15	<i>Par employé et par jour</i>	Non compris lavage voiture.
Abattoirs petit bétail	200	<i>Par tête de bétail</i>	
Abattoirs gros bétail	500		

(1). Pour les cliniques ou petits établissements, minorer ce chiffre.

(2). Les besoins industriels doivent être étudiés d'après les indications des utilisateurs.

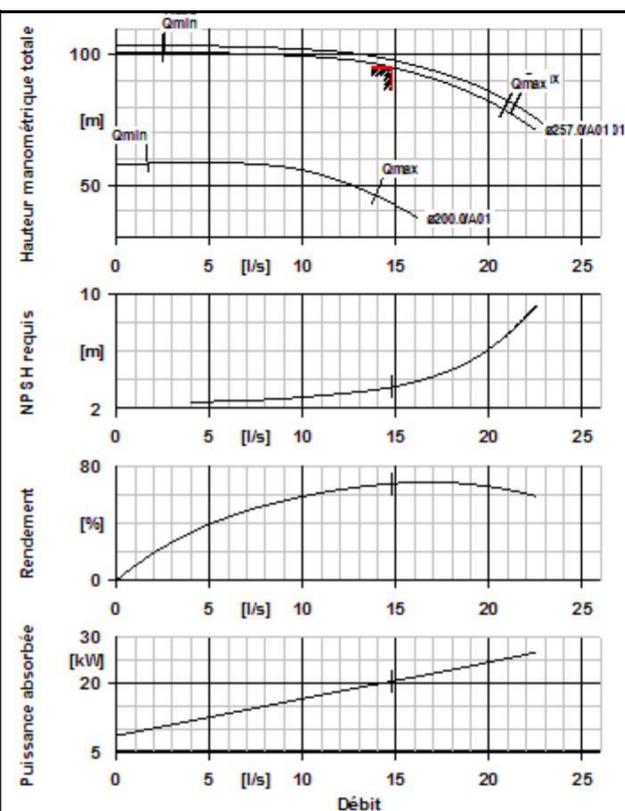
N° de poste client:
 Date de communication:
 Nr de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: ES 5047295
 Poste:100
 Date: 02/05/2017
 Page: 4 / 9

MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)



Matériaux E

Volute (102)	Acier GP240GH+N/ A216 Gr WCB
Couvercle de corps (161)	Acier GP240GH+N/ A216 Gr WCB
Arbre (210)	Acier de traitement C45+N
Roue (230)	Fonte grise EN-GJL-250/A48CL35B

Caractéristiques de fonctionnement

Liquide pompé	Eau Eau pure Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux
Température ambiante	20,0 °C
Température liquide pompé	20,0 °C
Débit	14,804 l/s
Hauteur manométrique tot.	95,10 m
Rendement	67,4 %
Puissance absorbée	20,41 kW

Exécution

Norme de pompe	ISO 2858
Exécution	Pour montage sur socle
Mode d'installation	Horizontale
Exécution d'arbre	sec
Pression nominale pompe	PN 25
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 80
Bride d'aspiration alésée selon norme	EN1092-1
Diamètre nom. refoulement	DN 50
Pression nom. refoulement	PN 25
Bride de refoulement alésée selon norme	EN1092-1
Forme surface étanchéité	Face de joint surélevée type B1
Étanchéité d'arbre	Garniture à tresse
Code matériau	TIG/P
Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard
Pression de barrage y compris pression d'entrée	1,58 bar.r
Calculé pour pression d'aspiration	0,00 bar.r

N° de poste client:

Date de communication:

Nr de doc.:

Quantité: 1

Numéro: ES

5047295

Poste:100

Date: 02/05/2017

Page: 5 / 9

MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)

Quantité de liquide de blocage	0,033 l/s	Vitesse de rotation pompe	2969 rpm
Diamètre de roue	257,0 mm	Operating pressure	9,89 bar.r
Section de passage	7,0 mm	Entraînement, accessoires	
Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire	Fabricant	Flender
Contrôle de lubrification	Régulateur de niveau d'huile	Type d'accouplement	Eupex N
		Taille nominale	125
		Type protecteur d'accouplement	praticable (ZN3230)
		Taille de protège-accouplement	A1
		Matériau de protège-accouplement	Acier ST
		Type de socle	Fonte grise selon norme ISO
		Taille de socle	6G
		Goulotte de récupération des fuites	Gouttière
		Type d'entraînement	Moteur électrique
		Norme d'entraînement méc.	IEC
		Classe de rendement	Classe de rendement IE3 suivant IEC60034-30-1
		Vitesse de rotation	2969 rpm
		Fréquence	50 Hz
		Tension nominale	400 V
		Puissance nominale P2	30,00 kW
		Réserve disponible	46,98 %
		Courant nominal	56,5 A
		Rapport d'intensité de démarrage IA/IN	8
		Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
		Indice de protection moteur	IP55
		Capteur temp.	3 therm. PTC
		Pos. boîte à bornes	0°/360° (en haut)
		Bobinage moteur	400 / 690 V
		Fonctionn. variateur admis	adapté au fonctionnement avec variateur
		Niveau de pression acoustique du moteur	78 dBa

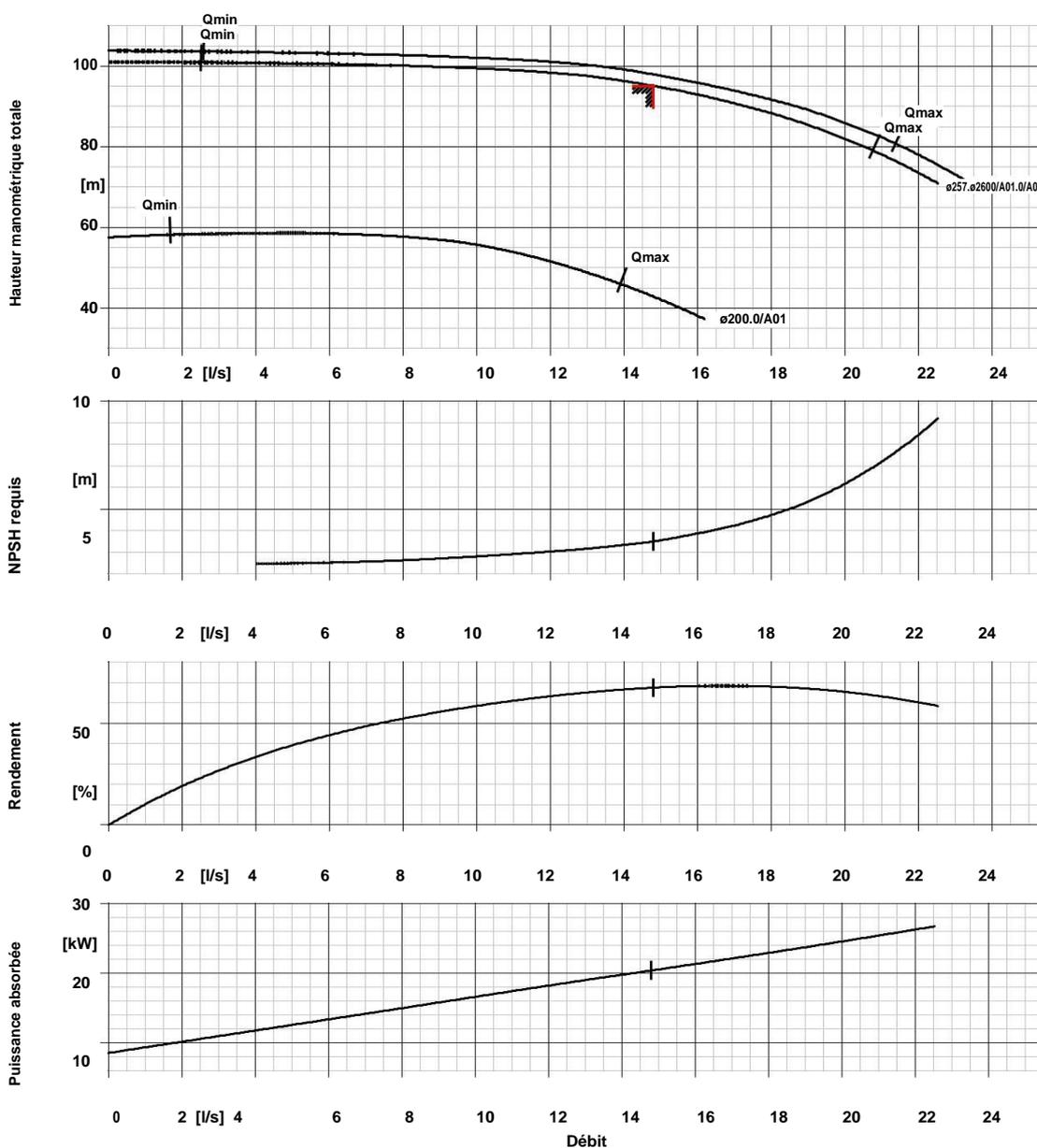
Courbe caractéristique hydraulique



MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	95,10 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	95,04 m
Débit	14,804 l/s	Diamètre de roue effectif	257,0 mm
Débit demandé	14,800 l/s		

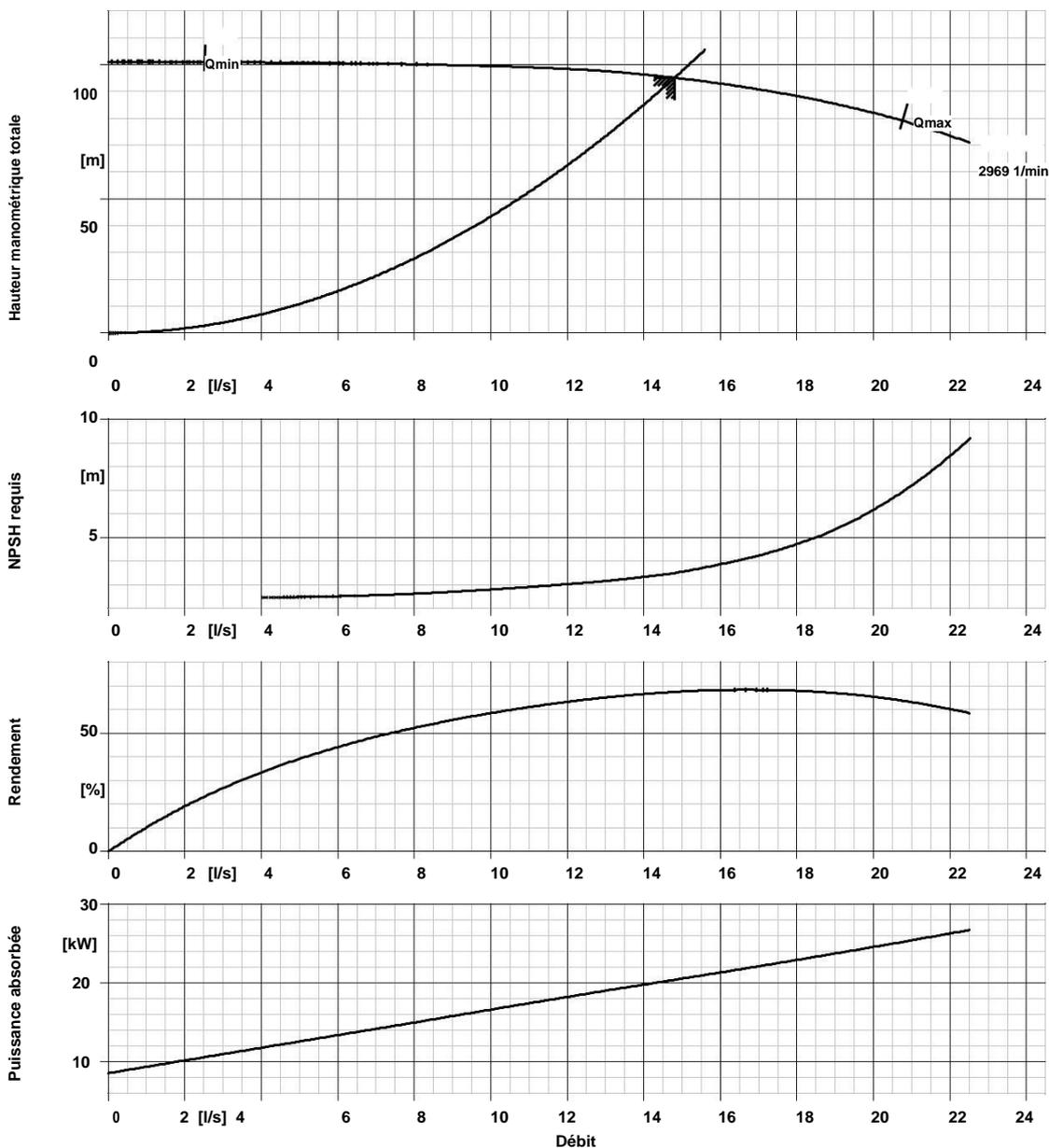
Courbe de vitesse



MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Hauteur manométrique totale	95,10 m
Viscosité	1,00 mm ² /s	Hauteur manométrique totale demandée	95,04 m
Débit	14,804 l/s	Diamètre de roue effectif	257,0 mm
Débit demandé	14,800 l/s		

PLAN D'INSTALLATION



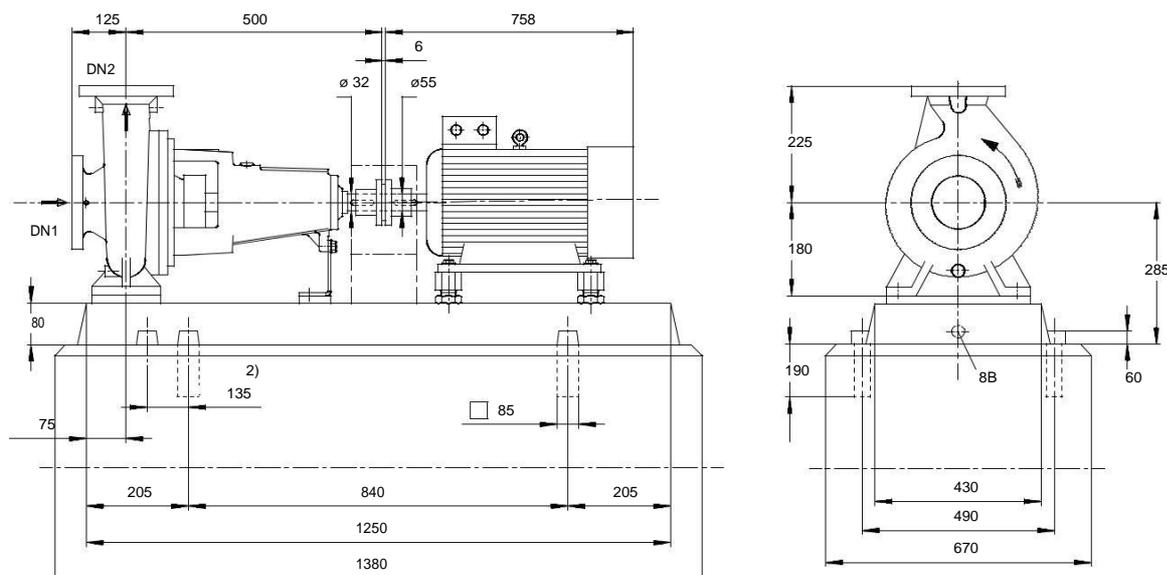
N° de poste client:
 Date de communication:
 Nr de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: 5047295
 Poste: 100
 Date: 02/05/2017
 Page: 8 / 9

MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

2) En alternative, fixation possible sur le socle au niveau des pieds de corps. Le cas échéant, consulter KSB

Moteur

Constructeur moteur	KSB-Moteur
Taille moteur	200L
Puissance moteur	30,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2969 rpm
Position de la boîte à bornes	0°/360° (en haut)

Vue sur la bride d'aspiration

Raccordements

Diamètre nominal aspiration	DN 80 / EN1092-1
DN1	
Refoulement DN2	DN 50 / EN1092-1
Pression nominale asp.	PN 25
Pression nominale refoul.	PN 25
Forme surface étanchéité	Face de joint surélevée type B1

Socle

Exécution	Fonte grise selon norme ISO
Taille	6G
Matériau	Fonte grise EN-GJL-250
Evacuation des fuites socle (8B)	Rp1, Gouttière
Boulons d'ancrage	M20x250 (Non compris dans la fourniture)

Accouplement

Fabricant d'accouplement	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille d'accouplement	125
Douille intermédiaire	0,0 mm

Poids net

Pompe	104 kg
Socle	81 kg
Accouplement	6 kg
Protège-accouplement	4 kg
Moteur	225 kg
Total	420 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Pour les raccords auxiliaires, voir

Schéma de connexion



KSB

N° de poste client:

Date de communication:

Nr de doc.:

Quantité: 1

Page: 9 / 9

Numéro: ES

5047295

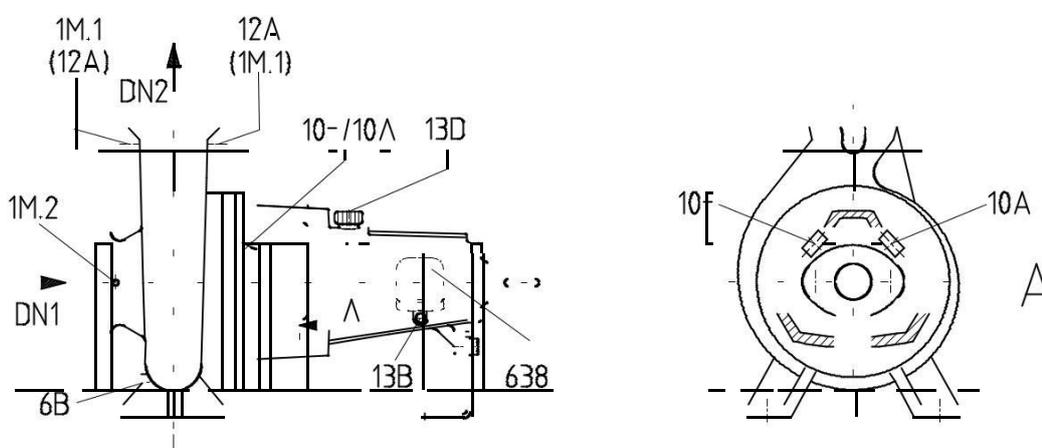
Poste:100

Date: 02/05/2017

MCPK080-050-2501EG L MP3 03002A

No. de version: 1

Pompe chimie MegaCPK suivant DIN EN ISO 2858 / ISO 5199 et directive européenne 2014/34/EU (ATEX)



Raccordements

10E/10A Liquide de barrage entrée/sortie	G 1/4	Alésé et obturé.
Variante de corps pompe		XX16
1M.1 Prise de manomètre	G 1/4	Non exécuté
1M.2 Prise de manomètre	G 1/4	Non exécuté
6B Liquide pompé - vidange	G 1/4	Alésé et obturé.
12A Circulation sortie	G 1/4	Alésé et obturé.
13B Vidange huile	G 3/8	Alésé et obturé.
13D Remplissage/Purge	Diamètre 20	fermé avec un bouchon de purge
8A Liquide de fuite - vidange	Rp 1/2	Non exécuté
638 Régulateur de niveau d'huile	Rp 1/4	Livré non monté, montage assuré par le client sur la base de la notice de service

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

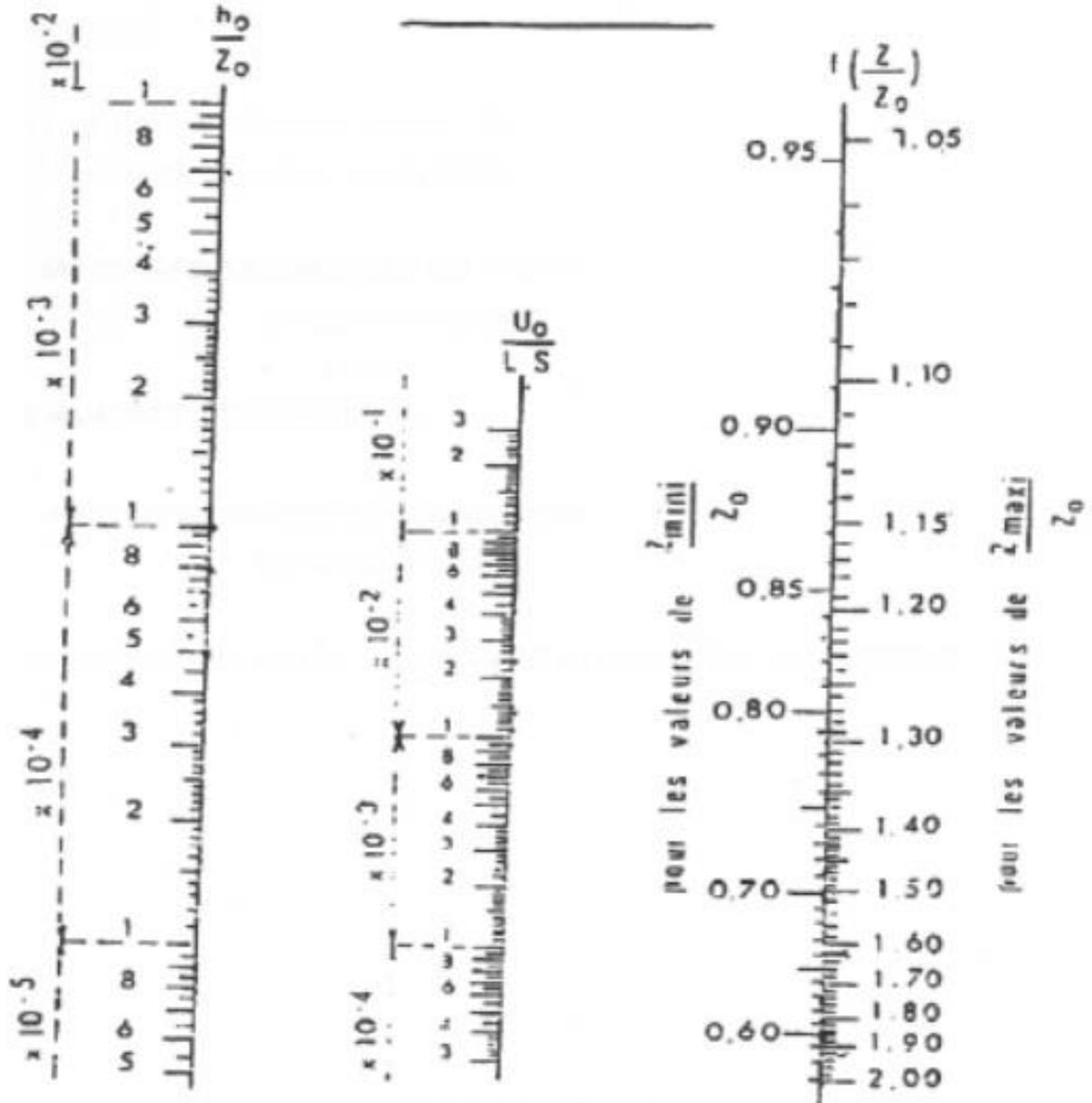


PLANCHE XXVII