

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 de la chaine de transfert à partir de petit barrage
Ouedd Tighzel vers la ville de Tiberkanine (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-16

APA Citation (توثيق APA):

Aissa Tellia, Amin (2016). Etude de la chaine de transfert à partir de petit barrage
Ouedd Tighzel vers la ville de Tiberkanine (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE LA CHAINE DE TRANSFERT A
PARTIR DE PETIT BARRAGE OUED TIGHZEL
VERS LA VILLE DE TIBERKANINE
(W.AIN DEFLA)**

Présenté par :

M^r : AISSA TELLIA AMIN

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M^r :BOUFEKANE Abdelmajid	M.A.A	Examineur
M^{me} MEDDI HIND	M.A.A	Promotrice

22 Septembre 2016

REMERCIEMENT

*D'abord je profite de cette occasion pour adresser mes sincères remerciements à ma promotrice : **Mme MEDDI HIND** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ Le président et les membres de jury qui feront l'honneur de juger mon travail.*
- ❖ Tous les personnels de l'ENSH.*
- ❖ Je remercie également tous les personnels de service d'AEP dans la DRE d'Ain Defla.*

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

AISSA TELLIA AMIN

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ❖ *La mémoire de mon père Que la paix de dieu soit sur son âme ;*
- ❖ *A celle qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études durant toutes ces années A MA CHÈRE MAMAN ;*
- ❖ *Mes frères et ma sœur ;*
- ❖ *Mes neveux, mes nièces ;*
- ❖ *Mes cousins et cousines ;*
- ❖ *Toute ma famille ;*
- ❖ *Tous mes amis ;*
- ❖ *A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.*

AISSA TELLIA AMIN

مستخلص

تقع مدينة تيبركانين التي هي محل هذه الدراسة شرق ولاية عين الدفلى والتي تعاني حاليا من مشاكل مرتبطة بالنقص الكبير في المياه الصالحة للشرب مما يؤثر مباشرة على الحياة اليومية للمواطنين و تتلخص هذه المشاكل في :
عدم كفاية الموارد المائية لتلبية طلب السكان حاليا ومستقبلا, من جهة, مع امتداد النسيج العمراني من جهة أخرى.
ولهذا يهدف هذا المشروع لتزويد أربع مراكز (الجواهره, الروابح, بني حبي, الكرامة) تابعة لمدينة تيبركانين بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من السد الصغير واد تيغزال ،
علما أن هذه الدراسة قد تم من خلالها تصميم جميع الهياكل المكونة للنظام من: محطة الضخ العائمة؛ محطة معالجة المياه أحادية الكتلة؛ اثنين من محطات الضخ؛ وكذا أنابيب النقل والخزانات.

Résumé

Notre zone d'étude **La ville de Tiberkanine**, située à l'est du chef lieu de la wilaya d'Ain Defla connaît actuellement divers problèmes relatifs à l'alimentation en eau potable qui touchent directement la vie quotidienne des citoyens et qui se résument essentiellement en : L'insuffisance des ressources actuelles à satisfaire la demande de la population actuelle et future d'une part, et l'extension du tissu urbain, d'autre part.

Notre étude a pour objet l'alimentation des (04) centres (Djouahra, Rouabah, Krama et Béni Hayi) en eau potable à partir du petit barrage **Oued Tighzel**.

Cette étude sera affinée par le dimensionnement de tous les ouvrages composant le système : Station de pompage flottante, station de traitement mono bloc, deux stations de pompage, adductions et réservoirs.

Abstract

Our study area, **City of Tiberkanine**, is located east of the wilaya of Ain Defla currently experiencing various problems of drinking water supply, which directly affect the daily lives of citizens these problems are summarized as follows:

The inadequacy of current resources to meet the demand of current and future population on one hand, and the urban extension, on the other hand.

This study relates to the drinking water supply and improving the water resource of four (04) centers of (Djouahra, Rouabah, Krama and Beni Hayi) coming from the small dam of **Oued Tighzel**.

Finally, in this study we will design all system component structures: floating pumping station, mono block treatment plant, two pumping stations, conveyances and tanks.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.	
Introduction	2
I.1.La situation géographique	2
I.2. Situation topographique	3
I .3.Situation hydrologique	3
I .4. situation climatique	3
I.5.Situation sismique	4
I.6.Situation hydraulique	5
I.6.1.Ouvrages de stockage existants	5
I.6.2.Les caractéristiques du petit barrage oued Tighzel	6
Conclusion	7
Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
Introduction	8
II .1. Evolution de la population des quatre centres de la ville de Tiberkanine	8
II .2. Estimation des besoins	9
II .2.1. Estimation de la consommation moyenne journalière(Qmoy.j)	9
II .2.2.Choix de la dotation hydrique	10
II .2.4.Calcul des besoins des équipements	10
II .2.5. Débit moyen journalier	11
II .3.Variations de la consommation journalière	11
II .3.1. Consommation maximale journalière	11
II.3.2. Consommation minimale journalière	12
II.3.3.Calcul des pertes	12
II.4. Variation de la consommation horaire	14
II.4.1.Consommation maximale horaire	14
II.4.2. Consommation minimale horaire	14
II.4.3. Débit moyen horaire	15
II.5. Bilan pour la situation hydraulique et la problématique	19
Conclusion	19
Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS	
Introduction	20
III.1. Rôles des réservoirs	20

III.2. Prescriptions sanitaires	20
III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs	21
III.4. Classification des réservoirs	21
III.5. Critères de Choix du type de réservoir	21
III.6. Equipements du réservoir	21
III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	22
III .6.2. Conduite de départ ou de distribution	22
III .6.3 . Conduite de trop-plein	22
III .6.4 . Conduite de vidange	22
III .6.5. Conduite by-pass	22
III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	23
III .7.Calcul de la capacité des réservoirs	23
III .7.1 Méthode graphique (Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution)	23
III .7.2.La méthode forfaitaire	23
III .7.3.La méthode analytique	24
III .7.3.1.Cas d'un remplissage par refoulement	25
III .7.3.2. Cas d'un remplissage gravitaire	26
III .7.3.3. Estimation de la capacité des bâches des stations de pompage et le réservoir tampon	27
III .7.3.3.1.Calcul pour la bache de SP1	27
III.7.3.3.2. Dimensionnement du réservoir tampons	28
Conclusion	30
CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION	
Introduction	31
IV.1. Types d'adduction	31
IV.1.1. Adduction gravitaire	31
IV.1.2. Adduction par refoulement	31
IV.1.3. Adduction mixte	31
IV.2. Adduction et types d'écoulement	31
IV.2.1. Ecoulement à surface libre	31
IV.2.2. Ecoulement en charge	31
IV.3.Choix des matériaux de canalisation	32
IV.4. Choix du tracé	33
IV.5.Accessoires nécessaires pour l'adduction	34
IV.6.Étude des variantes	34
IV.7. Etude technico-économique d'adduction	35
IV.7.1. Cas du Refoulement	35
IV.7.2. Cas gravitaire	39

IV.8. Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes	40
IV.8.1. Variante n°1	40
IV.8.1.1. Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement	40
IV.8.1.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire	43
IV.8.2. Variante n°2	44
IV.8.2.1. Dimensionnement du tronçon de Refoulement	44
IV.8.2.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire	45
IV.9. Les bilans globaux	46
Conclusion	47

CHAPITRE V : STATION DE TRAITEMENT MONO-BLOC

Introduction	48
V.1. Traitement classique des eaux	48
V.1.1. Le prétraitement	48
V.1.2. La clarification	48
V.1.3. Désinfection	49
V.2. Qualité de l'eau brute du petit Barrage « Oued Tighzel »	49
V.3. Dimensionnement des ouvrages annexes de la station de traitement monobloc	50
V.3.1. Dimensionnement du réservoir d'eau brute	50
V.3.2. Décanteur-Floculateur	50
V.3.2.1. Détermination du nombre décanteur-floculateur nécessaire	50
V.3.2.2. Filtre à sable	51
V.3.2.3. Détermination du nombre filtre nécessaire	51
V.4. Equipement du laboratoire	52
Conclusion	52

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction	53
VI.1. Définition	53
VI.2. Critères de Choix du type de pompe	53
VI.3. Type de bâtiment de la station	53
VI.4. Choix de l'emplacement de la station de pompage	55
VI.5. Les équipements d'une station de pompage	55
VI.6. Couplage des pompes	55
VI.7. Choix du nombre de pompe secours	56
VI.8. Choix du nombre de pompe	56
VI.9. Refoulement : Station de pompage flottante – Réservoir d'eau brute	56
VI.9. 1. Interprétation des résultats	56
VI.9. 2. Description de la pompe E6S64-6/2A + MC65	57

VII 1.6.3. Installation d'un réservoir d'air	84
Conclusion	85
CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER	
Introduction	86
VIII.1. Différents travaux à entreprendre	86
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction	86
VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	88
VIII.2.1. Décapage de la couche de terre végétale	88
VIII.2.2. Déblais d'excavation	89
VIII.2.3. Volume de Lit de sable	90
VIII.2.4. Volume de la conduite	90
VIII.2.5. Remblais compacté	91
VIII.2.6. calcul des volumes des travaux de l'adduction	91
VIII.3. Planification des travaux de l'adduction	92
VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	92
VIII.3.2. délai de réalisation de la conduite d'adduction	93
VIII.3.3 Chemin critique du réseau	93
VIII.4 calcul le coût des travaux de la station de pompage	96
VIII.4.1. Les dimensions de la première station de pompage	96
VIII.4.2 Les dimensions de la deuxième station de reprise	96
VIII.4.3. Calculs et résultats	96
VIII.4.3.1. Station de pompage N°01	96
VIII.4.4. Calculs et résultats	98
VIII.4.4.1. Station de pompage N°02	98
VIII.5. Choix des engins de terrassement	101
VIII.6. Devis global	101
Conclusion	101
Conclusion Générale	
	102

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	3
Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles	3
Tableau I.3: Vitesses moyennes mensuelles du vent	4
Tableau I.4: Humidité mensuelle moyenne (%)	4
Tableau I.5 : Ouvrages de stockage des (04) centres de la zone d'étude « Tiberkanine » (Oued Tighzel)	5

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Evolution de la population des quatre centres de la zone d'étude	8
Tableau II.2 : Dotations aux différents horizons	10
Tableau II.3 : besoin domestique des différents centres de la zone D'étude horizons 2040	10
Tableau II.4 : besoin des équipements des différents centres de la zone D'étude horizons 2040	11
Tableau II.5 : Le débit total de consommation moyenne journalière des différents centres de La zone d'étude horizons 2040	11
Tableau II.6 : Calcul de la consommation journalière maximale et minimale et les pertes des Différents centres de la zone d'étude horizons 2040	13
Tableau II.7 : Les résultats finals des calculs des besoins en eau	13
Tableau II.8 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.9 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau II.10 : Calcul de consommation maximale, minimale et moyenne horaire pour chaque commune	15
Tableau II.11 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour le centre de Djouahra	17
Tableau II.13 : Bilan hydraulique pour l'année 2040	19

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Tableau III .1: Exemple de calcul du volume des réservoirs	24
Tableau III .2 : Calcul de la capacité des réservoirs cas de remplissage par refoulement	25
Tableau III .3 : les dimensions des réservoirs terminaux	29
Tableau III .4 : les dimensions des baches des stations de pompage	29
Tableau III .5 : la dimension du réservoir tampon	30

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDITION

Tableau IV.1 : Valeur de M en fonction du matériau	36
Tableau IV.2 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau	36
Tableau IV.3 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau	40

Tableau IV.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre	41
Tableau IV.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	41
Tableau IV.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	41
Tableau IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	42
Tableau IV.8 : Bilan global de la première variante	46
Tableau IV.9 : Bilan global de la deuxième variante	47

CHAPITRE V : STATION DE TRAITEMENT MONO-BLOC

Tableau V.1 : Résultats d'analyses	49
Tableau V.2 : la dimension du réservoir d'eau brute	50
Tableau V.3 : la dimension du décanteur-floculateur	50
Tableau V.4 : la dimension du Filtre à Sable	52

CHAPITRE VI : ETUDE DE POMPAGE

Tableau V.1 .Tableau de choix du type de bâtiment	54
Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SPF-R.B)	56
Tableau VI.3 : Données techniques / Caractéristiques	57
Tableau VI.4 : Les dimensions de la pompe E6S64-6/2A + MC65	58
Tableau VI.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	62
Tableau VI.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	63
Tableau VI.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	64
Tableau VI.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	65
Tableau VI.9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	67
Tableau VI.10 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SP N°01)	73
Tableau VI.11 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station reprise (SR N°02)	73
Tableau IV.12 : Bilan global de différentes pompes de chaque station	74

CHAPITRE VII : COUP DE BELIER

Tableau VII.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier	78
Tableau VII.2 : coefficient k pour divers matériaux	79
Tableau VII.3 : caractéristiques des conduites	81
Tableau VII.4 : résultats de calcul des deux réservoirs d'air	82
Tableau VII.5 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	82
Tableau VII.6 : dimensions des réservoirs d'air	83
Tableau VII.7 : bilan global des réservoirs d'air	84

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII.1 : Calcul du volume des déblais de l'adduction	90
Tableau VIII.2 : calcul du volume du lit de sable	90
Tableau VIII.3 : calcul du volume de la conduite, Le volume des remblais	91
Tableau VIII.4 : calcul des volumes des travaux de l'adduction	91
Tableau VIII.5 : Tableau de prix total des conduites	91
Tableau VIII.6 : Frais total des travaux de la pose de canalisation	92
Tableau VIII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction	92
Tableau VIII.8 : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction)	93
Tableau VIII.9 : Devis des différents travaux de la station de pompage N°01	98
Tableau VIII.10 : Devis des différents travaux de la station de pompage N°02	100
Tableau VIII.11 : Devis estimatif global	101

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Vu en plan de la situation géographique de la ville de tiberkanine	2
Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A99 Modifié en2003 (Source : CGS)	5
Figure I.3 : Image satellitaire par Google earth de petit barrage Oued Tighzel	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Evolution de la population	8
Figure II.2 : Graphique de la consommation totale (DJOUAHRA)	18
Figure II.3 : La courbe intégrale de la consommation totale (DJOUHRA)	18

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

Figure IV.1 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	42
---	----

CHAPITRE V : STATION DE TRAITEMENT MONO-BLOC

Figure V.1 : Schéma d'une chaine de traitement classique	48
Figure V.2 : Schéma final de station de traitement mono bloc	51

CHAPITRE VI : ETUDE DE POMPAGE

Figure VI .1 : Les dimensions de la pompe E6S64-6/2A + MC65	58
Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe E6S64-6/2A + MC65	58
Figure VI.3 : Point de fonctionnement de la pompe (SP Flottante)	62
Figure VI.4 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°01)	63
Figure VI.5 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°02 vers Béni Hayi)	64
Figure VI.6 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°02 vers Djouahra)	65

CHAPITRE VII : COUP DE BELIER

Figure VII.1 : Principe de disposition d'un réservoir d'air anti bélier	77
Figure VII.2 : réservoir d'air choisit	83
Figure VII.3 : Installation d'un réservoir d'air	84

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VIII.1 : traversé d'un oued « pont-route »	87
Figure VIII.2 : coupe en travers de tranché de la conduite	89
Figure VIII.3 : réseau à flèche (conduite d'adduction)	94
Figure VIII.4 : planification des travaux (diagramme de GANT (Conduites d'adduction))	95

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N°1 : Plan d'implantation de l'adduction de la ville de Tiberkanine W.Ain Defla

PLANCHE N°2 : Profile en long de la conduite station de pompage N°01- Réservoir tampon
De la ville de Tiberkanine W.Ain Defla.

PLANCHE N°3 : Plan de la station de pompage N°01 de la ville de Tiberkanine W.Ain
Defla.

PLANCHE N°4 : Plan et coupe de réservoir Tampon 1000 m³ de la ville de Tiberkanine W.Ain
Defla.

Introduction générale :

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude de la Chaîne de transfert à partir de petit barrage Oued Tighzel vers la ville de Tiberkanine wilaya de AIN DEFLA qui comporte quatre agglomérations : Rouabah, Djouahra, Kama et Béni Hayi qui rencontre des problèmes de pénurie d'eau et les ressources actuelles ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région à cause de l'accroissement de la population.

Le projet est composé d'une adduction mixte comportant des tronçons gravitaires et refoulements à partir de petit barrage de oued Tighzel passant par des stations de pompage, la station de traitement mono bloc et des réservoirs d'eau potable.

A travers les huit chapitres qui sont tous d'une importance majeure dans ce mémoire, on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du barrage vers les réservoirs d'alimentation soit existants soit projetés le long du tracé de l'adduction.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Introduction :

Le présent chapitre à pour but la synthèse de toutes les données et les informations qui concernent la situation de la zone d'étude « La ville de Tiberkanine » du point de vue géographique, topographique, hydrologique, géologique, climatologique, séismique et de connaître la situation Hydraulique actuelle ; la qualité de l'eau du barrage qui alimente la zone et cela nous permet de mener à bien notre travail.

I.1.La situation géographique :

Les (04) centres de la zone d'étude (Djouahra, Rouabah, Krama et Béni Hayi) de la zone d'étude sont situés dans la ville de tiberkanine à l'ouest du chef-lieu de la wilaya de Chleff, elle se trouve entourée des communes d'El-Maine en son sud et de Zeddine en son est. Au nord, c'est la commune d'El-Attaf.

Elle figure sur le plan de la localisation géographique de la ville de tiberkanine échelle 1/10.000. Montré par la figure I-1 qui permet d'illustrer cette situation.

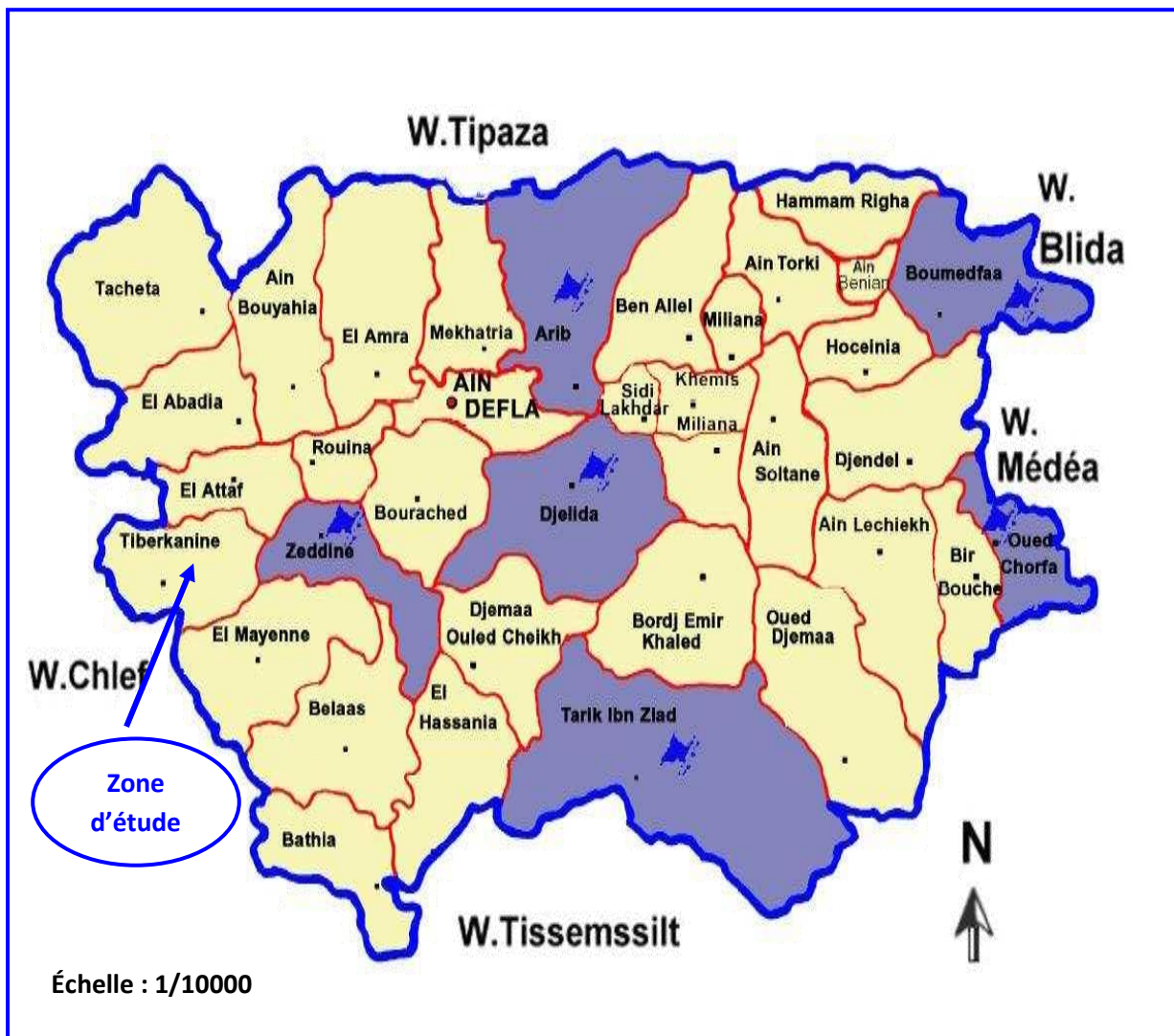


Figure I.1 : Vu en plan de la localisation géographique de la ville de tiberkanine.

I.2. Situation topographique :

La wilaya d'Ain Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la région du Tell, elle est formée par le massif de la Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1550 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis au sud et la vallée de Cheliff entre les deux massifs.

Les reliefs de la zone d'étude la ville de tiberkanine sont très accidentés ces altitude varie entre 320m et 580m avec le point le plus haut est celle du centre de Djouahra 584m.

I-3. Situation hydrologique :

Comme l'aire d'étude est très riche en eaux superficielles et montagneuse elle est drainée par un réseau hydrographique très dense constitué par de nombreux oueds plus ou moins permanent.

I.4. Situation climatique :

I.4.1. Climat :

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid. La saison sèche et chaude, s'étale du mois de Juin au mois d'Aout suivie d'une saison froide et humide du mois d'septembre au mois Mai.

I .4.2. Précipitations :

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations sont fournies par le service climatologique de L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle est la suivante :

Tableau I .1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	21,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	34,4	26,1	9	3,6	5,7	404,1

Source : ANRH de Blida

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre Jusqu'à Mai) Pendant laquelle la pluie représente 95,46 % de la pluie moyenne Annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, Juillet et Août.

I .4.3. Température :

La région de tiberkanine est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid, dont la température maximale $T_{\max} = 38,3^{\circ}\text{c}$ et minimale $T_{\min} = 5.36^{\circ}\text{c}$

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
$T_{\max}(\text{C}^{\circ})$	33	28.3	19.9	15.1	15.6	16.8	20.4	23.5	28.5	35.2	38.2	38.3	26.1
$T_{\min}(\text{C}^{\circ})$	17.9	14.7	9.0	6.9	5.36	6.11	8.01	10.3	14	18.9	21.8	21.8	12.9
$T_{\text{moy}}(\text{C}^{\circ})$	24.3	20.5	13.6	13.6	9.55	10.8	13.5	16.4	20.8	26.5	29.1	29.1	18.7

Source : ANRH de Blida(2009).

I .4.4. Le Vent :

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de Direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I .3: Vitesses moyennes mensuelles du vent :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
V _{moy} (km/h)	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,9

Source : ANRH de Blida(2009).

L'analyse de ce tableau montre une variation relative des vitesses tout le long de L'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus Forte pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

I .4.5. Humidité :

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale, elle représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I .4: Humidité mensuelle moyenne (%) :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H(%)	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	68

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA).

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I .5. Situation Séismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après le découpage la willaya d'AIN DEFLA se trouve dans la zone trois (III) c'est-à-dire une zone à forte séismicité.

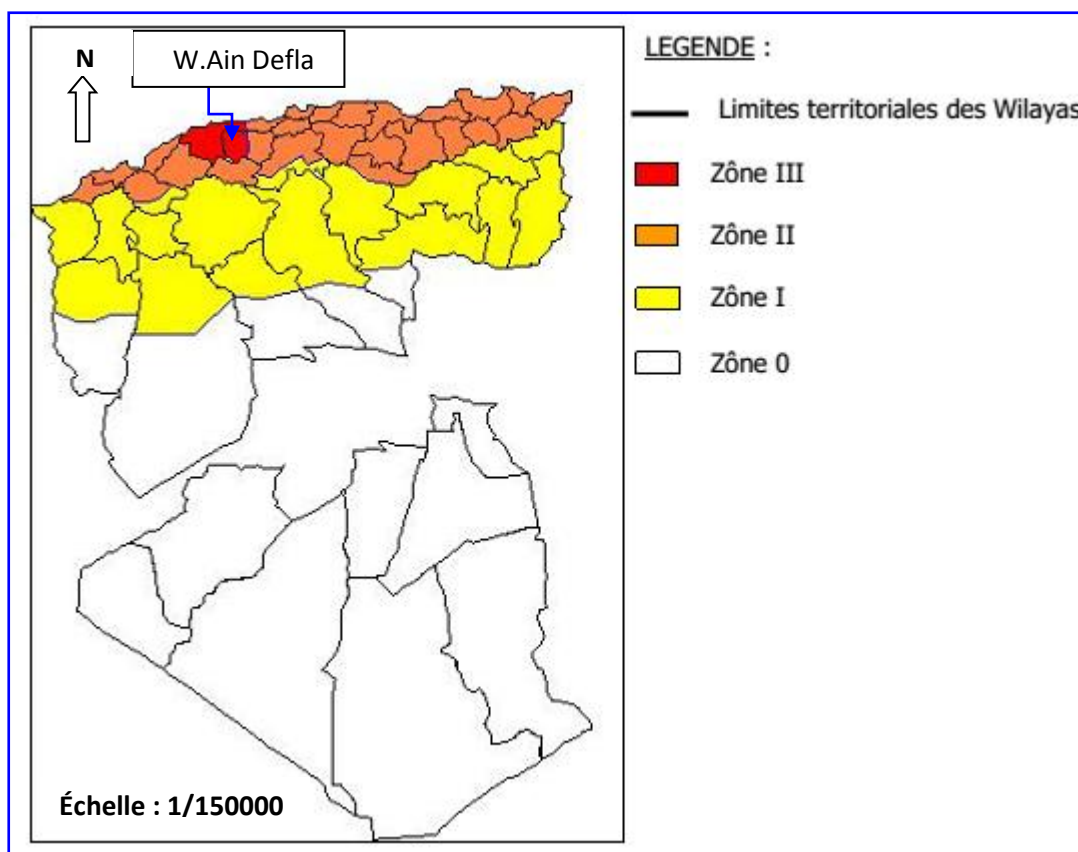


Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A99 modifié en2003 (Source : CGS).

I.6. Situation hydraulique :

Les quatre centres de : Djouahra, Rouabah, Krama et Béni Hayi, connaissent actuellement divers problèmes relatifs à leurs alimentation en eau potable (les ouvrages existants n’assurent pas les besoins en eau pour ces quartes centres à long terme ainsi que les ouvrages existants ne sont pas raccordés par une conduite d’adduction et aux réseaux d’AEP), qui touchent directement la vie quotidienne des citoyens et qui se résument essentiellement en : L’insuffisance des ressources actuelles à satisfaire la demande de la population actuelle et future d’une part et l’extension du tissu urbain d’autre part.

I.6.1. Ouvrages de stockage existants :

Les (04) centres de la commune de notre étude disposent de deux réservoirs semi enterrés, un réservoir de 200 m³ implanté sur les hauteurs du centre de DJOUAHRA et un autre de 200 m³ à ROUABAH alimentant actuellement ces dernières en eau potable. La capacité totale de stockage est de (400m³).

Tableau I.5 : Ouvrages de stockage des (04) centres de la zone d’étude « Tiberkanine » (Oued Tighzel) :

Nbres des réservoirs	Capacité pour chaque réservoir (m ³)	Observation
02	200 m ³	semi enterré

I.6.2. LES CARACTERISTIQUES DU PETIT BARRAGE OUED Tighzel :

Elles sont comme suit :

- Capacité : 2.045.000,00 m³
- Type de la digue : digue en TVO avec membrane étanche.
- Hauteur : 26 m.
- Diamètre de la conduite de vidange : 800 mm.
- Diamètre de la conduite de prise : 500 mm.
- Niveau plus hautes eaux NPHE : 330,48m.
- Niveau normal de la retenue : NNR = 329,00m.
- Niveau du volume mort : 316,15m.
- Volume mort : 166.400m³



Le petit barrage « Oued Tighzel » est destiné pour l'AEP et une autre partie pour l'irrigation.



Figure I.3 : Image satellitaire par Google earth de petit barrage Oued Tighzel.

Légende :

Échelle : 1/1500.

-  : La cuvette de petit Barrage « Oued Tighzel ».
-  : Couverte Végétale.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue géographique, topographique, hydrologique, géologique, climatologique, sismique ainsi que les situations hydrauliques actuelles telles que ces données nous serviront pour entamer notre projet « Etude de la chaîne du transfert à partir du petit barrage Oued Tighzel vers la ville de Tiberkanine », Cette étape constitue la phase la plus importante.

Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une Prise de décision correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la zone d'étude

CHAPITRE II:
ESTIMATION DES BESOINS
EN EAU

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

II .1. Evolution de la population des quatre centres de la ville de Tiberkanine :

Pour l'estimation de la population future, nous avons pris en considération les données sus citées en appliquant la formule usuelle des intérêts composés.

$$P_f = P_0 (1 + t)^n \quad (II.1)$$

Où

P_f : Population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population actuelles (2008) ;

t: Taux d'accroissement de la population $t = 1,5 \%$;

n : Nombre d'années projetées. La population des quatre centres de la ville de tiberkanine selon le RGPH 2008 (ONS) est de 5135 habitants avec un taux d'accroissement 1.5 %

Tableau II.1 : Évolution de la population des quatre centres de la zone d'étude à l'horizon2040 :

Horizons Centres	Référence	Court terme		Moyen terme		Long terme	
	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040
DJOUAHRA	1095	1215	1309	1410	1519	1637	1763
ROUABAH	3106	3447	3714	4001	4310	4643	5002
BENI HAYI	507	562	606	653	703	757	816
KRAMA	427	474	511	550	593	638	688
						TOTAL	8269

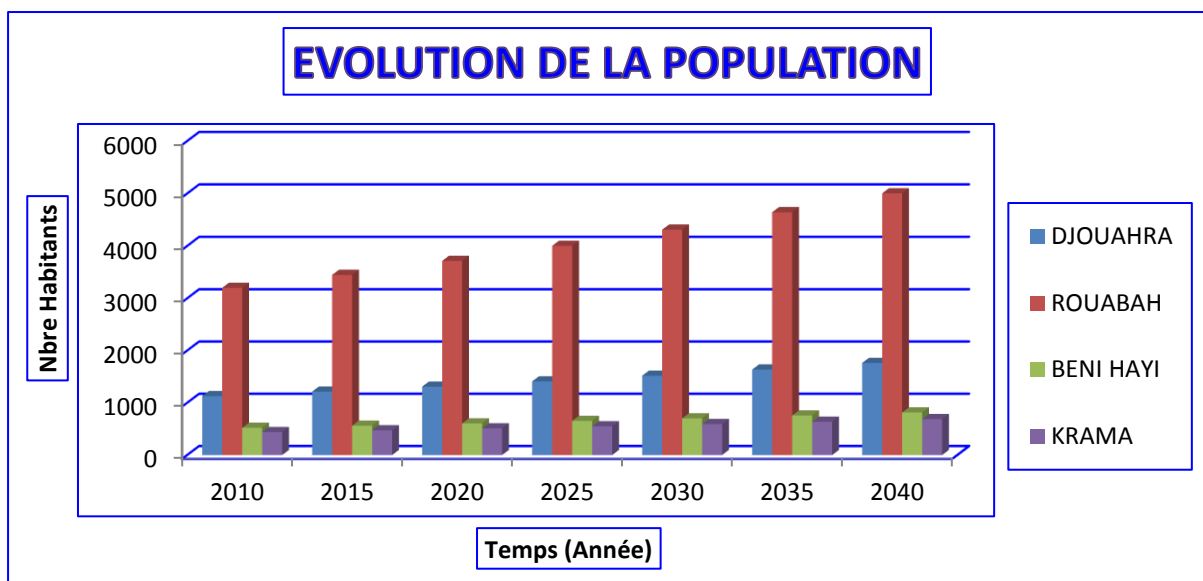


Figure II.1 : Évolution de la population des quatre centres de la zone d'étude à l'horizon 2040

II .2. Estimation des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins des équipements

Il est très difficile d'évaluer avec précision les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

II .2.1. Estimation de la consommation moyenne journalière($Q_{moy.j}$) :

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

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

$Q_{moy.j}$: débit moyenne journalier en (m^3 /j).

N : nombre de consommateur par catégorie.

dot : dotation hydrique (l /j /usagé).

II .2.2.Choix de la dotation hydrique :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur (habitant, agent, élève, lit, ...).

Dotation pour différentes populations :

Ville de moins de 20000 hab : 150 à 200 l/j/hab.

Ville de 20000 à 100000 hab : 200à300 l/j/hab.

Ville de plus de 100000 hab : 300 à 350 l/j/hab.

Commune rurale: considérée comme étant une agglomération de moins de 20000 hab. 200 l/j /hab.

Dans notre étude nous prenons une dotation de 200 l/j/hab selon la source DRE d'Ain Defla.

Tableau II.2 : Dotations aux différents horizons :

Horizon	2016	2020	2025	2040
Dotation (l/j/hab)	200	200	200	200

II .2.3.Calcul des besoins en eau domestique :

La consommation moyenne journalière destinée à la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : besoin domestique des différents centres de la zone d'étude horizons 2040 :

Centres	Djouahra	Rouabah	Béni Hayi	Krama
nombre habitation	1763	5002	816	688
Dotation (l/ j/ hab.)	200	200	200	200
Unités	m3/j	m3/j	m3/j	m3/j
Q _d (m ³ /j)	352.6	1000.4	163.2	137.6

II .2.4.Calcul des besoins des équipements :

Les équipements représentent les infrastructures sanitaires et les établissements scolaires où il y a une demande de consommation supplémentaire en eau potable.

Les besoins publics et des équipements représentent un taux variant de 10% à 25% des besoins domestiques selon le degré d'urbanisation, dans notre cas on prendra 10%.

Le débit journalier des équipements est :

$$Q_{eq} = Q_d \times K_{eq} \quad (II.3)$$

Avec :

- **Q_d** : Débit domestique (m³/j).
- **K_{eq}** : Coefficient de majoration variant de 10 à 25 % dans notre cas on prendra 10 %.

Tableau II.4 : besoin des équipements des différents centres de la zone d'étude horizons 2040 :

Centres	Djouahra	Rouabah	Béni Hayi	Krama
Nombre habitation	1763	5002	816	688
$Q_d (m^3/j)$	352.6	1000.4	163.2	137.6
$K_{eq}(\%)$	10	10	10	10
$Q_{eq} (m^3/j)$	35.26	100.04	16.32	13.76

II .2.5. Débit moyen journalier :

Le débit total de consommation moyenne journalière est :

$$Q_{moyj} = Q_d + Q_{eq} \quad (II.4)$$

Tableau II.5 : Le débit total de consommation moyenne journalière des différents centres de La zone d'étude horizons 2040 :

Centres	Djouahra	Rouabah	Béni Hayi	Krama
Nombre habitation	1763	5002	816	688
$Q_d (m^3/j)$	352.63	1000.4	163.2	137.6
$Q_{eq} (m^3/j)$	35.26	100.04	16.32	13.76
$Q_{moyj} (m^3/j)$	387.89	1100.44	179.52	151.36

II .3. Variations de la consommation journalière :

Nous avons deux variations de consommations par jour sont les suivantes

II .3.1. Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max.j}$) qui indique de

combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation, nous

Pouvons écrire comme suit :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (\text{II. 5})$$

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{max.j} = [1,1 -1,3]$

On prend $K_{max.j}=1,2$.

D'où : $Q_{max.j}=1,2*Q_{moy.j}$.

II.3.2. Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{min.j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation Moyenne journalière qui indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière, nous pouvons écrire comme suit:

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (\text{II. 6})$$

$Q_{min.j}$: Consommation minimale journalière (m³/s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{min.j} = [0,7 -0,9]$

On prend $K_{min.j}=0,7$

D'où : $Q_{min.j}= 0,7*Q_{moy.j}$

II.3.3. Calcul des pertes :

Il faut prendre en considération un coefficient de majoration, allant de 10% à 30% pour les différentes évaluations des besoins à travers les différents horizons pour faire face à des fuites dans le réseau, et pour notre étude on va prendre une valeur du taux de fuite égale à 10%.

Tableau II.6 : Calcul de la consommation journalière maximale et minimale et les pertes des Différents centres de la zone d'étude horizons 2040 :

localité	Djouahra	Rouabah	Béni Hayi	Krama
Unités	m3/j	m3/j	m3/j	m3/j
Consommation totale moyenne	387.89	1100.44	179.52	151.36
Kmin j	0.7	0.7	0.7	0.7
Q minj	271.53	770.31	125.66	105.95
Kpert (%)	10	10	10	10
Q pertes	27.15	77.031	12.57	10.60
Kmax j	1.20	1.20	1.20	1.20
Q maxj	465.47	1320.53	215.42	181.63
Kpert (%)	10	10	10	10
Q pertes	46.55	132.053	21.54	18.16
Q minj total	298.68	847.34	138.36	116.55
Q maxj total	512.02	1452.58	236.96	199.79
Q maxj total	5.93	16.81	2.74	2.31

Tableau II.7 : Les résultats finals des calculs des besoins en eau sont récapitulés dans le Tableau suivant :

N°	Dénomination	Unité	DJOUAHRA	ROUABAH	BENI HAYI	KRAMA
1	Population	Habitants	1763	5002	816	688
2	Dotation en eau	l/j/h	200	200	200	200
3	Besoins en eau domestique	m ³ /j	352.63	1000.4	163.2	137.6
		l/s	4.08	11.58	1.89	1.59
	Débit maximum journalier	m ³ /j	512.02	1452.54	236.95	199.72

4	$Q_{max,j.T}$	l/s	5.93	16.81	2.74	2.31
		m ³ /j	518.4	1468.8	345.6	259.2
		l/s	6.00	17.00	4.00	3.00

D’après les résultats de calcul des besoins en eau pour les quarts centres d’étude le débit des besoins total (Débit de projet) égale à : un débit de **2592 m³/j** ou bien **30.00 l/s ; 0.030 m³/s**.

II.4. Variation de la consommation horaire :

II.4.1. Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d’irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l’accroissement de

Nombre d’habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l’industrie.

Tableau II.8 : β_{max} en fonction du nombre d’habitants

D’une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy, h} \quad (II. 7)$$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} . \beta_{max} \quad (II. 8)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de **1,2 à 1,5** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,2$.

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau II-4 donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

II.4.2. Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d’irrégularité minimale horaire $K_{min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$Q_{min, h} = K_{min,h} * Q_{moy, h} \quad (II. 9)$$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II. 10)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau- II.9: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

II.4.3. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy} . h = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad \text{(II. 11)}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Tableau II.10 : Calcul de consommation maximale, minimale et moyenne horaire pour chaque commune :

Commune	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max,h}$ [m3/h]
Djouahra	21.6	0.05	1.08	2.098	45.32
Rouabah	61.2	0.113	6.89	1.74	106.49
Béni Hayi	14.4	0.05	0.72	2.4	34.56
Krama	10.8	0.05	0.54	2.4	25.92

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, la méthode donnant la fraction de

La variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le **Tableau(II.11)** a été retenue.

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

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre localités, la répartition horaire du débit maximum journalier sera faite pour chacune d'elles.

Tableau II.11 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0_1	1	1.5	3	3.35	0.75
1_2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2_3	1	1.5	2.5	3.3	1
3_4	1	1.5	2.6	3.2	1
4_5	2	2.5	3.5	3.3	3
5_6	3	3.5	4.2	3.4	5.5
6_7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7_8	6.5	5.5	4.9	4.5	5.5
8_9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9_10	5.5	6.25	4.6	5.2	3.5
10_11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11_12	5.5	6.25	4.8	4.6	8.5
12_13	7	5	4.5	4.6	8.5
13_14	7	5	4.2	4.6	6
14_15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15_16	4.5	6	4.4	4.7	5
16_17	5	6	4.4	4.7	3.5
17_18	6.5	5.5	4.2	4.4	3.5
18_19	6.5	5	4.5	4.4	6
19_20	5	4.5	4.5	4.3	6
20_21	4.5	4	4.5	4.3	6
21_22	3	3	4.8	3.75	3
22_23	2	2	4.8	3.75	2
23_24	1	1.5	3.5	3.75	1

Heures (h)	Consommation Q max .j =518,4m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1	5,184	1	5,184
1_2	1	5,184	2	10,368
2_3	1	5,184	3	15,552
3_4	1	5,184	4	20,736
4_5	2	10,368	6	31,104
5_6	3	15,552	9	46,656
6_7	5	25,92	14	72,576

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour le centre de Djouahra :

7_8	6,5	33,696	20,5	106,272
8_9	6,5	33,696	27	139,968
9_10	5,5	28,512	32,5	168,48
10_11	4,5	23,328	37	191,808
11_12	5,5	28,512	42,5	220,32
12_13	7	36,288	49,5	256,608
13_14	7	36,288	56,5	292,896
14_15	5,5	28,512	62	321,408
15_16	4,5	23,328	66,5	344,736
16_17	5	25,92	71,5	370,656
17_18	6,5	33,696	78	404,352
18_19	6,5	33,696	84,5	438,048
19_20	5	25,92	89,5	463,968
20_21	4,5	23,328	94	487,296
21_22	3	15,552	97	502,848
22_23	2	10,368	99	513,216
23_24	1	5,184	100	518,4
total	100	518,4		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Djouahra est de **36.288 m³/h** et survient entre 12h et 14h.

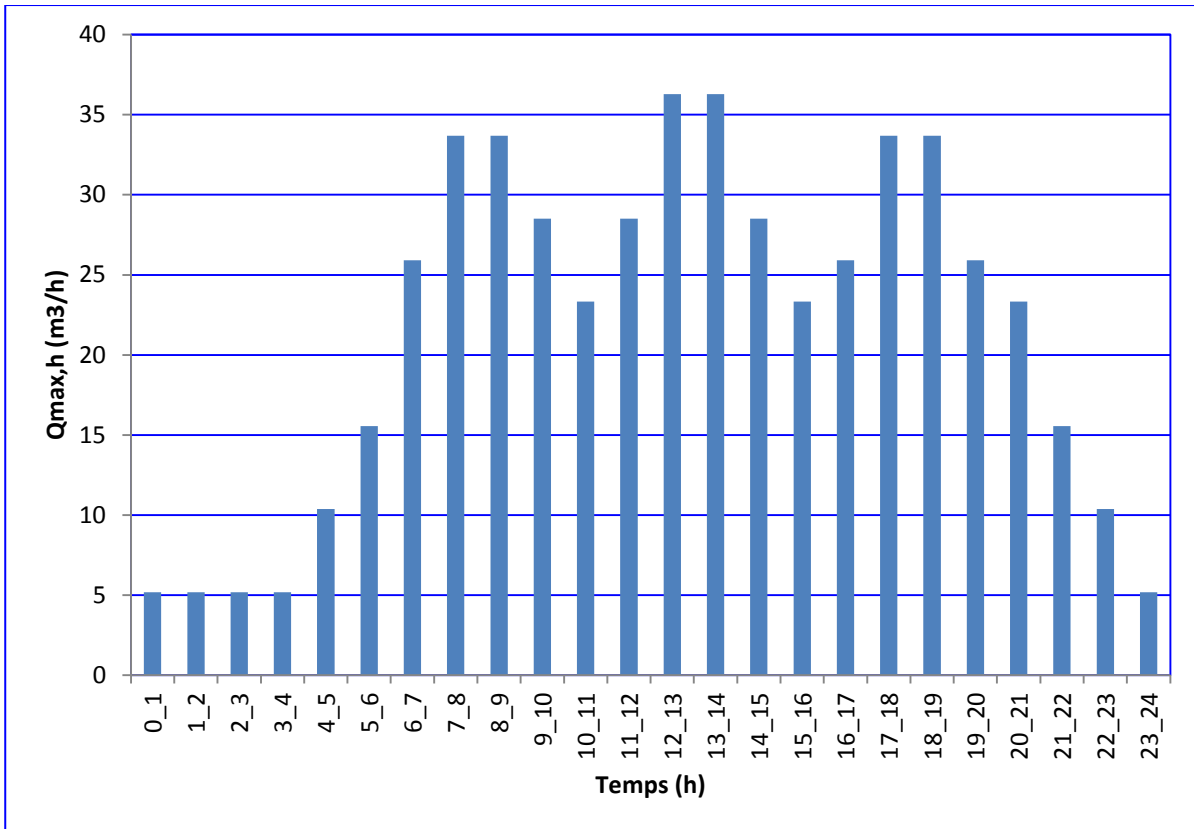


Figure II.2 : Graphique de la consommation totale (DJOUAHRA).

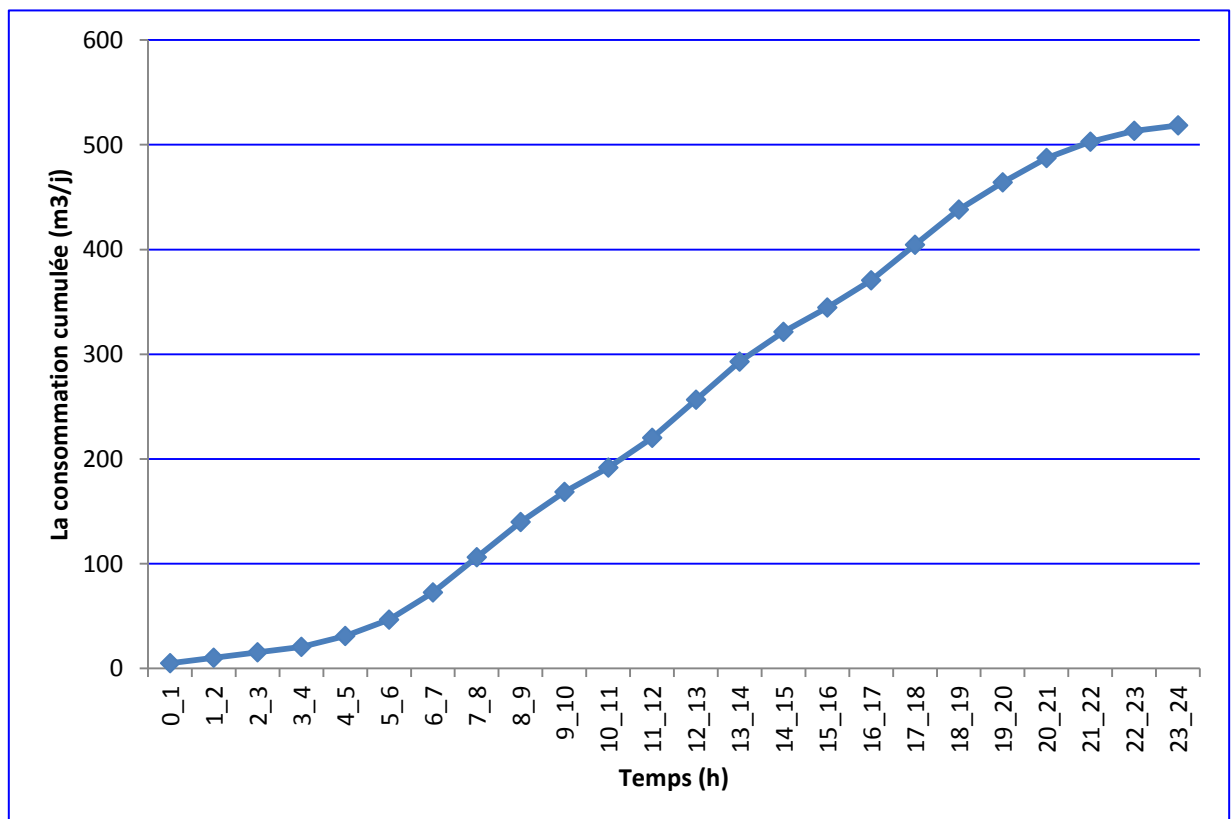


Figure II.3 : La courbe intégrale de la consommation moyenne (DJOUHRA).

Le débit pointe $Q_{max, h}$ pour la localité Rouabah est de **102.82 m³/h** et survient entre 12h et 14h. Plus de détail voir l'annexe (**Tableau N°01, Figure N°01, Figure N°02**)

Le débit pointe $Q_{max, h}$ pour la localité Béni Hayi est de **24.192 m³/h** et survient entre 12h et 14h. Plus de détail voir l'annexe (**Tableau N°02, Figure N°03, Figure N°04**)

Le débit pointe $Q_{max, h}$ pour la localité Krama est de **18.144 m³/h** et survient entre 12h et 14h. Plus de détail voir l'annexe (**Tableau N°03, Figure N°05, Figure N°06**)

II.5. Bilan pour la situation hydraulique et la problématique :

Le calcul de la capacité des réservoirs de stockage nécessite une étude comparative des systèmes de distribution.

Généralement la capacité théorique de réservoir est proche de 50% de la consommation maximale journalière total.

➤ Dans notre cas, les (04) centres de la zone d'étude dispose de (02) réservoirs dont la capacité totale de stockage est de (200m³).

Voila le tableau qui présente le bilan hydraulique pour les quartes centres d'étude pour l'année 2040.

Tableau II.13 : Bilan hydraulique pour l'année 2040 :

Centre	Capacité disponible m ³	Consommation max,j (m ³ /j)	Capacité théorique m ³	Déficit m ³
Djouahra	200	518.4	259.2	-259.2
Rouabah	200	1468.8	734.4	-534.4
Krama	0	345.6	172.8	-172.8
Béni Hayi	0	259.2	129.6	-129.6

Conclusion:

Dans le vif de ce chapitre on a constaté que l'alimentation en eau potable pour les quartes centres de la zone d'étude « La ville de Tiberkanine » n'est pas assuré **pour l'horizon 2040** avec un débit total de **2592m³/j** cela veut dire 30 l/s, tel que les (04) centres de la zone d'étude dispose de (02) réservoirs dont la capacité totale de stockage est de (200m³). donc on a opte de faire un transfert à partir de petit barrage de « Oued Tighzel » pour satisfaire les besoins en eau potable des habitants (**8269 habitants** à l'horizon 2040) de cette ville.

CHAPITRE III :
DIMENSIONNEMENT DES
RESERVOIRS

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les Réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers Possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui Permet de gérer les débits selon la demande.

Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâches de reprise et réservoirs d'alimentation) de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. Rôles des réservoirs :

- ✓ Rôle de volant c'est-à-dire que le réservoir relie deux régimes différents, régime constant Donné par la pompe et variable donné par l'agglomération.
- ✓ Rôle d'emmagasinement c'est-à-dire le réservoir est rempli pendant les heures creuses de consommation et se vide pendant les fortes consommations.
- ✓ Rôle de réservoir d'équilibre dans le cas où le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire L'extension de l'agglomération du point de vue débit et pression.
- ✓ Rôle de réserve d'incendie c'est-à-dire que le réservoir jouera un rôle de bache D'incendie.
- ✓ Rôle de brise charge généralement dans les agglomérations à distribution étagée. [7]

III.2. Prescriptions sanitaires :

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

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

III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs :

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques :

- ✓ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire.
- ✓ L'emplacement choisi pour les réservoirs de façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve est plus précisément, son radier doit se situer à un niveau Supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.4. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées ;
- Semi-enterrés ;
- Surélève ;

D'après leurs formes :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Carrés ; [3]

III.5. Critères de Choix du type de réservoir :

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- ❖ Conditions topographiques.
- ❖ Conditions géotechniques.
- ❖ Conditions hydrauliques.
- ❖ Conditions économiques.

III.6. Equipements 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 ;
- 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. [2]

(Voir l'Annexe figure N°07)

III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite pourra être alimentée soit gravitairement soit par refoulement.

Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

- Par le haut (sur verse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latéral ou par le fond.

III .6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm (0.15 à 0.2m) au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

III .6.3 . Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau qui arrive au réservoir. Elle est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement, Cette conduite ne comportera pas de robinet sur son parcours.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains Corps nocifs dans la cuve.

III .6.4 . Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange et la décharge complète du réservoir vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir ainsi que d'éventuelles réparations.

À cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine, elle est raccordée à la conduite du trop-plein et comporte un robinet vanne.

III .6.5. Conduite by-pass :

Cette conduite relie la Conduite de départ et la Conduite d'arrivée en cas ou le réservoir est unique c'est-à-dire en cas de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution). (Voir l'Annexe figure N°07).

III .6.6. 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 dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

III .7 Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour notre projet, nous avons projeté (02 bâches et 2 réservoir d'alimentation et un réservoir tampon) cinq ouvrages hydrotechniques, la capacité des réservoirs est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Trois méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer : [7]

- La méthode graphique.
- La méthode forfaitaire.
- La méthode approximative.

III .7.1 Méthode graphique (Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution) :

La capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage). Le principe de calcul est simple :

On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation.

On trace ensuite la courbe [$V_a(t) - V_c(t)$].

Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_0 sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise, suppose que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui est très difficile surtout pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

III .7.2.La méthode forfaitaire :

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à:

.100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans **le cas d'une commune rurale.**

.50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans **le cas d'une commune urbaine.**

.25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans **le cas d'une grande ville.**

III .7.3.La méthode analytique :

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le Tableau III -1.

En ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³

C'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max\ j} \dots \text{(III .1)}$$

Avec : P% : représente le maximum des restes.

Q_{max, j} : débit maximal journalier.

Nous présentons un exemple de calcul du volume des réservoirs dans le tableau suivant :

Tableau III .1: Exemple de calcul du volume des réservoirs :

Heure (h)	Apport par la source (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	4.17	1	3.17		9.68
1-2	4.17	1	3.17		12.85
2-3	4.17	1	3.17		16.02
3-4	4.17	1	3.17		19.19
4-5	4.17	2	2.17		21.36
5-6	4.17	3	1.17		22.53
6-7	4.17	5		0,83	21.70
7-8	4.17	6.5		2.33	19.37
8-9	4.17	6.5		2.33	17.04
9-10	4.17	5.5		1.33	15.71
10-11	4.17	4.5		0.33	15.38
11-12	4.17	5.5		1.33	14.05
12-13	4.17	7		2.83	11.22
13-14	4.17	7		2.83	8.39
14-15	4.17	5.5		1.33	7.06
15-16	4.17	4.5		0.33	6.73
16-17	4.17	5		0.83	5.90
17-18	4.17	6.5		2.33	3.57
18-19	4.17	6.5		2.33	1.24
19-20	4.17	5		0.83	0.41
20-21	4.17	4.5		0.33	0.08
21-22	4.17	3	1.17		1.17
22-23	4.17	2	2.17		3.34
23-24	4.17	1	3.17		6.51
Total	100%	100%			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc} \dots \dots \dots$ (III .2)

Avec :

V_t : volume total du réservoir

V_{cal} : volume utile

V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120m³

➤ **Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :**

À titre exemple et comme capacité des réservoirs d'eau potable 150 ; 200 ; 250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 3000 ; 5000 ; 7500 ; 10000 ; 12000 ; 15000 et 20 000 m³.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des châteaux D'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m³. Un bon ajustement du régime de pompage ou, Éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés, nous permettent alors de Réduire le volume nécessaire du château d'eau. [7]

Les résultats de calcul des volumes sont regroupés dans le Tableau (III .2)

III .7.3.1.Cas d'un remplissage par refoulement :

Tableau III .2 : Calcul de la capacité des réservoirs cas de remplissage par refoulement :

agglomération	Q _{maxj} (m ³ /j)	P%	V _{cal} (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)	V normalisé
Djouahra	518.4	22.53	116.80	120	236.80	200
Béni Hayi	345.6	22.53	77.86	120	197.86	200

1-Réservoir de Djouahra :

Calcul du volume du réservoir a projeté :

$$V_{total} = V_{théorique} - V_{disponible}$$

$$V_{total} = 236.80 - 200 = +36.80m^3$$

$$V_{total} = +36.80m^3.$$

En effet, le stock de l'eau pour l'incendie n'est pas toujours utilisé donc le réservoir existant de Djouahra de 200 m³ est suffisant pour l'alimentation de ce dernier pour l'horizon 2040.

La capacité normalisée : $V_n = 200m^3$

2-Réservoir de Béni Hayi :

2-1.Calcul du volume du réservoir a projeté :

$$V_{total} = V_{théorique} - V_{disponible}$$

$$V_{total} = 197.86 - 0$$

$$V_{total} = 197.86 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir standard semi enterré d'une capacité de **200 m³** qui sera implanté sur les hauteurs de BENI HAYI.

III .7.3.2 Cas d'un remplissage gravitaire : [2]

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p.Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc :

$$Q_{moyh} < Q_a < K_p.Q_{moyh}.$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre 7h et 11hou la consommation peut atteindre $K_p.Q_{moyh}$.

Pendant ces quartes heure, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4*(K_p.Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} (14 - 4 Q_a/ Q_{moyh})..... (III .3)$$

Donc :

3-Réservoir de Rouabah :

- $Q_a = Q_{max, j} = 1468.8 \text{ m}^3/j$

- $Q_{moy, h} = 61.2 \text{ m}^3/h$;

- $K_p.Q_{moyh} = Q_{max, h} = 1.74*61.2=106.49 \text{ m}^3/h=2555.76\text{m}^3/j.$

Donc : $Q_a < K_p.Q_{moyh}.$

$$V_r = 12*61.2 + (4*106.49 - 61.2) = 1099.16\text{m}^3.$$

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

$$V_t = 1099.16 + 120 = 1219.16\text{m}^3.$$

$$V_{total} = V_{théorique} - V_{disponible}$$

$$V_{total} = 1219.16 - 200 = 1019.16\text{m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000\text{m}^3.$

III .7.3.3 Estimation de la capacité des bâches des stations de pompage et le réservoir tampon :

1-Calcul du volume tampon :

Le volume tampon dans la bache d'aspiration est donné par :

$$V_t = Q \cdot T / 4 \dots \dots \dots \text{(III .4)}$$

Avec :

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

T : Temps entre deux démarrages successifs de la pompe **T= 45 min.**

2-Volume de sécurité :

Au bout du temps (t), à partir de l'arrêt de la pompe le débit qui s'écoulera du réservoir sera :

$$q = Q - (q \cdot t / T) \dots \dots \dots \text{(III .5)}$$

Avec :

T : Temps de fermeture de la vanne de réglage pris égal à 900s. Le volume d'eau écoule pendant dt sera :

$$dv = q \cdot dt \dots \dots \text{(III .6)}$$

$$dv = (Q - Q \cdot t / T) \cdot dt$$

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe **t =15 minutes = 900 Second.**

En intégrant cette équation entre **0** et **900** on obtient :

$$V_s = (Q \cdot t - Q \cdot t^2 / 2 \cdot T) \text{ } 0^{900}$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

La lame d'eau pour le signal d'alarme est ha= 10 cm Sa section :

$$S = V_s + V_t / h \dots \dots \text{(III .7)}$$

Avec :

h : hauteur de la bache d'aspiration.

III .7.3.3.1.Calcul pour la bache de SP1 :

Sachant que notre débit qui arrive à la station de pompage est un débit total $Q_{exp} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$.

1- Volume tampon :

$$V_t = Q \cdot T / 4 \quad \rightarrow \quad V_t = 0.03 \cdot 45 \cdot 60 / 4 = 20.25 \text{ m}^3$$

Donc : $V_t=20.25m^3$

2-Volume de sécurité :

$$V_s = (Q.t - Q.t^2/2.T)_0^{900} \rightarrow V_s=26.16m^3$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

$h_a= 10 \text{ cm}$

Sa section : $S = V_s + V_t/h$

Avec : $h= 4m$

$$S = (20.25 + 26.16)/4 = 11.60m^2$$

Le volume sera : $V_a = h_a .S = 0,1 * 11.60 = 1.16 m^3$

Donc : $V_a= 1.16m^3$

Le volume total de la bache est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V= 47.57 m^3$$

Donc : Le volume normalisé de la bache sera : $V= 50m^3$.

III.7.3.3.2 Dimensionnement du réservoir tampons :

Le réservoir tampon sert à transiter le débit refoulé par (SP1) gravitairement vers les réservoirs des localités situées à l'aval c'est-à-dire le réservoir de Rouabah et réseaux de Krama, ainsi que la station de pompage (SP2).

Le volume de (RT) sera déterminé selon formule suivant :

$$V_t = Q_{tr} * t / 2 \dots \text{(III .8)}$$

$$V_t = 108 * 20 / 2 = 1080m^3.$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=108 m^3/h$).

t : le temps de stockage ($t = 20$ heures).

$V_t : 1080 m^3$.

On opte pour un réservoir de capacité égale à **1000** m3 situe sur une altitude de **526.72 m NGA**.

III.7.4 Forme des réservoirs :

La hauteur optimale d'eau utile est située généralement entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

1. Le diamètre D de la cuve :

$$V=S*H= (\pi*D^2)*H/4 \quad \rightarrow D= (4*V/\pi*H)^{1/2} \dots\dots\dots (III.9)$$

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.8)

2. Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h=4*Vn/\pi*D^2 \dots\dots(III.10)$$

3. la section de la cuve :

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S=Vn/h\dots\dots(III.11)$$

4. La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (III.12) :

$$H = h + R (m) \dots\dots (III.12)$$

5. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (III.13) :

$$h_{inc}=V_{inc}/S \dots (III.13)$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau III.3 :

Tableau III .3 : les dimensions des réservoirs terminaux :

Réservoirs a projeté	Volume (m ³)	D (m)	h (m)	S (m ²)	h _{inc} (m)	H (m)
Rouabah	1000	16	4.97	201.21	0.6	5
Béni Hayi	200	8	4	50.27	2.39	4.5

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau III .4 :

Tableau III .4 : les dimensions des bâches des stations de pompage :

Bâche de reprise	Volume (m ³)	L (m)	l (m)	H (m)
SP 1	50	5	5	2

La dimension du réservoir tampon est regroupée dans le tableau III .5 :

Tableau III .5 : la dimension du réservoir tampon :

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S(m)	h (m)	H (m)
Réservoir tampon	1000	16	201.21	4.97	5

Conclusion

D'après les calculs du dimensionnement des réservoirs d'alimentation en eau potable, on a besoin :

1- Deux stations de pompage (La SP₁ avec une bête de reprise d'une capacité).

2-Un réservoir tampon de 1000m³ pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations, ainsi les trois réservoirs d'alimentation de 200m³ pour Djouahra, 1000 m³ et 200 m³ Rouabah, 200 m³ pour Béni Hayi .tout ça nécessite des conduites d'adduction mixte (gravitaire-refoulement) pour assurer le transport d'eau à partir du Petit Barrage « Oued Tighzel » vers les points d'accumulation d'eau.

CHAPITRE IV :
ETUDE DE L'ADDITION

Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Donc le but de ce chapitre est le dimensionnement du réseau d'adduction en assurant le bon fonctionnement de ce dernier.

IV.1. Types d'adduction :

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

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte. [2]

IV.1.1. Adduction gravitaire :

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

IV.1.2. Adduction par refoulement :

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

IV.1.3. Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

IV.2. Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

IV.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.

IV.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.

IV.3. Choix des matériaux de canalisation

Le choix porté des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi

Bien de leur faisabilité **technique** qu'**économique** :

- ✓ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles. Adaptation aux terrains de pose.
- ✓ Bonne étanchéité.
- ✓ Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- ✓ Du prix de la fourniture et du transport.
- ✓ De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).
- ✓ Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le PEHD et l'amiante de ciment.

❖ **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte, Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

❖ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

❖ **Conduites en polyéthylène (PE) :**

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

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

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

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;

- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

❖ **Amiante Ciment :**

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

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

❖ **PVC (Poly Chlorure de Vinyle) :**

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule $\text{CH}_2\text{-CH-Cl}$. La matière première est **une poudre blanche**. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national ;

IV.4. Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- ✓ Distance la plus courte entre deux points à desservir.
- ✓ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage de pompage.
- ✓ Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- ✓ Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- ✓ Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des conduites et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les Dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- ✓ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner Lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des Coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

Interprétation :

Le constat fait à partir des caractéristiques techniques de chaque type de canalisations en fonction des avantages et inconvénients nous permet de choisir deux types de conduites en l'occurrence : les tuyauteries en Fonte Ductile et en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) qui sont les plus performantes.

Sur le plan économique, l'analyse des coûts des conduites retenues sur le plan technique fait ressortir que :

- Pour le PEHD les prix sont plus intéressants pour les diamètres inférieurs à 315mm que ceux des canalisations en fonte.
- A partir du diamètre 300 mm la tuyauterie en fonte ductile est plus économique que celles en PEHD.

Devant ces caractéristiques technico-économique nous optons pour une combinaison des deux matériaux :

- ✓ Les conduites principales seront en Fonte Ductile.
- ✓ Les conduites secondaires seront en PEHD.

IV.5. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

Chaque tronçon du transfert doit être équipé de :

- Vanne papillon (à la sortie).
- Clapet anti retour (à la sortie).
- Vanne de sectionnement.
- Réservoir anti bélier (juste à la sortie de la station).
- Vane à fermeture lente (avant le réservoir).
- Vane de vidange.
- Vane à fermeture rapide (juste à la sortie de la station).
- Organes de raccordement.
- Organes de mesure.
- Crépine.
- By-pass.

IV.6. Étude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera trois parties de refoulement et une partie gravitaire

On opte pour l'étude des variantes suivantes :

Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué :

- ❖ D'une station de pompage flottante projetée à une cote de 318m (NGA Lemberg) pour refouler l'eau vers un réservoir d'eau brute projeté à une cote de 334m (NGA Lemberg).
- ❖ Une station de pompage N°1 projetée située sur la rive gauche du barrage à une cote de 327.16m (NGA Lemberg) pour refouler l'eau vers un réservoir tampon projeté à une cote

de 526.72m (NGA Lemberg) par l'intermédiaire d'une conduite de longueur de 2639 m.

- ❖ Le réservoir tampon alimente gravitairement les deux réservoirs de Rouabah qui ont une capacité totale de 1200 m³ dont l'un est projeté (1000 m³) et un existant (200m³) sur une côte de 519.14 m (NGA Lemberg) sur une distance de 2174 m ainsi le réservoir tampon alimente le réseau de la distribution de Krama gravitairement sur une distance de 4354.93m.
- ❖ Station de pompage N°2 projetée à une côte de 527.17m (NGA Lemberg) alimente le réservoir projeté de Béni Hayi à une côte de 549.5m (NGA Lemberg) sur une distance de 798m ainsi que le réservoir existant de Djouahra à une côte de 587.71m (NGA Lemberg) sur une distance de 2612m. **(Voir l'annexe Figure N°08).**

Variante N°2 :

- ❖ Pour cette variante on a le même cheminement de l'adduction que la première variante(1) sauf qu'on change la côte d'emplacement du réservoir tampon à 541.36m (NGA Lemberg). **(Voir l'annexe Figure N°09).**

Remarque :

Le choix ces deux variantes dépend aux reliefs de la zone d'étude qui sont très accidentées c'est pour cela on se trouve qu'il ya un changement dans la côte de réservoir tampon donc on joue sur les côtes pour éviter le problème de relief accidenté et voilà la technicité de notre projet.

IV.7. Etude technico-économique d'adduction :

IV.7.1. Cas du Refoulement :

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

-Formule de BRESS : $D=1.5*Q^{1/2}$ (IV.1)

-Formule de BONNIN : $D=Q^{1/2}$ (IV.2)

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

Formule de VIBERT :

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu) } \dots \text{ (IV.3)}$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de } 10^h/24^h) \dots \text{ (IV.4)}$$

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ; Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Ces formules (IV.3) et (IV.4) ne peuvent être utilisés dans notre cas ; vu que la station de pompage fonctionne 20^h/24^h et les conduites sont en fonte.

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

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

$$D_{eco} = C_j^{B/(a+m)} * E^{(B+1)/(a+m)} * Q^{(B+1)/(a+m)} \dots \text{ (IV.5)}$$

Avec : $C_j = Q_j / Q_t$

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

E = 10. M. σ . δ .

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

Tableau IV.1 : Valeur de M en fonction du matériau :

Matériau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

σ : Prix de KWh.

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

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = 1 / (K_0 * K_j * K_h) \dots \dots \dots \text{(IV.6)}$$

Avec :

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

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : $K_j = 1.1$ à 1.3 .

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

Tableau IV.2 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau :

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

B) Calcul des pertes de charge :

1)-Pertes de charge linéaires :

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

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

$$\Delta H_f = I * L = \lambda \frac{L V}{D 2g} \quad (\text{IV.7})$$

ΔH_f : Pertes de charge linéaires en (m)

I : gradient hydraulique en (m/m)

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la Conduite

Et du régime d'écoulement :

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé) (IV.8)}$$

$$1/\lambda^{1/2} = -2 * \log (\varepsilon/3.7 * D + 2.7/R_e * \lambda^{1/2}) \text{ (Formule de Colebrook) (IV.9)}$$

Re : nombre de Reynolds, est calculé

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau

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

Donnée par la formule de Stocks :

t : température de l'eau en degré ;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s.

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

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

Avec :

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad \dots \text{ (III.10)}$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,08 mm.

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

$\alpha = 0,04$ mm/an (voir l'annexe II)

T : temps de service, T=24 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0.04 * 24 = 1.76$ mm.

2)-Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude,

Vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \text{ (IV.11)}$$

Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières : Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \text{ (IV.12)}$$

- Hg : la hauteur géométrique
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots \text{ (IV.13)}$$

η : rendement de la station de pompage en (65÷ 90%)

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

g : pesanteur (9.81 m/s2)

E : Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots \text{ (IV-14)}$$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P : puissance de la pompe en (kW)

E) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots \text{ (IV.15)}$$

E : énergie consommée par la pompe en (KWh)

e : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e=2.27DA)

F) Frais d'amortissement :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{ (IV.16)}$$

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

A : Amortissement annuel :

Il est donné par la formule (IV.17) :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 25ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,0937 = 9.37\%$$

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

IV.7.2. Cas gravitaire :

Détermination du diamètre avantageux : [2]

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^B}{D^m} \dots\dots\dots \text{(IV.18)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : coefficient de perte de charge ;

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

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$L_{e_s} = D * \sum \epsilon / \lambda$$

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

$$\Delta H_t = 1.1 * \Delta H_p^{Lin} \dots\dots\dots \text{(IV.19)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{Lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = (K' * L_{eqi} * Q_i^\beta / \Delta H_i)^{1/m} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Dans notre cas, on prend : K' = 0,001052 ; $\beta = 2$; m = 4,772 ; (matériau PEHD) ;

IV.8. Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir d'alimentation. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

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

IV.8.1 Variante n°1 :

IV.8.1.1) Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement :

1) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage flottante projetée - Réservoir d'eau brutes projeté :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$. Ce tronçon relie la station de pompage flottante projetée et le réservoir d'eau brute projetée sur une longueur de 170 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$H_g = C_{arr} - C_{dé} = 334 - 318 = 16m$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.03^{1/2} = 0,1732 m = 173,2 mm$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 260 mm$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres

Compris entre **100 et 315mm**.

Tableau IV.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).									
D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q m ³ /s	V m/s	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt
110	96,8	0,030	4,079	0,019	170	28,369	31,206	16	47,206
125	110,2	0,030	3,147	0,018	170	14,390	15,829	16	31,829
160	141	0,030	1,922	0,017	170	3,964	4,361	16	20,361
200	176,2	0,030	1,231	0,017	170	1,237	1,361	16	17,361
250	220,4	0,030	0,787	0,016	170	0,385	0,423	16	16,423
315	277,6	0,030	0,496	0,015	170	0,116	0,127	16	16,127
400	352,6	0,030	0,307	0,014	170	0,033	0,037	16	16,037
500	440,6	0,030	0,197	0,014	170	0,010	0,011	16	16,011
630	555,2	0,030	0,124	0,013	170	0,003	0,003	16	16,003

Tableau IV.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre :

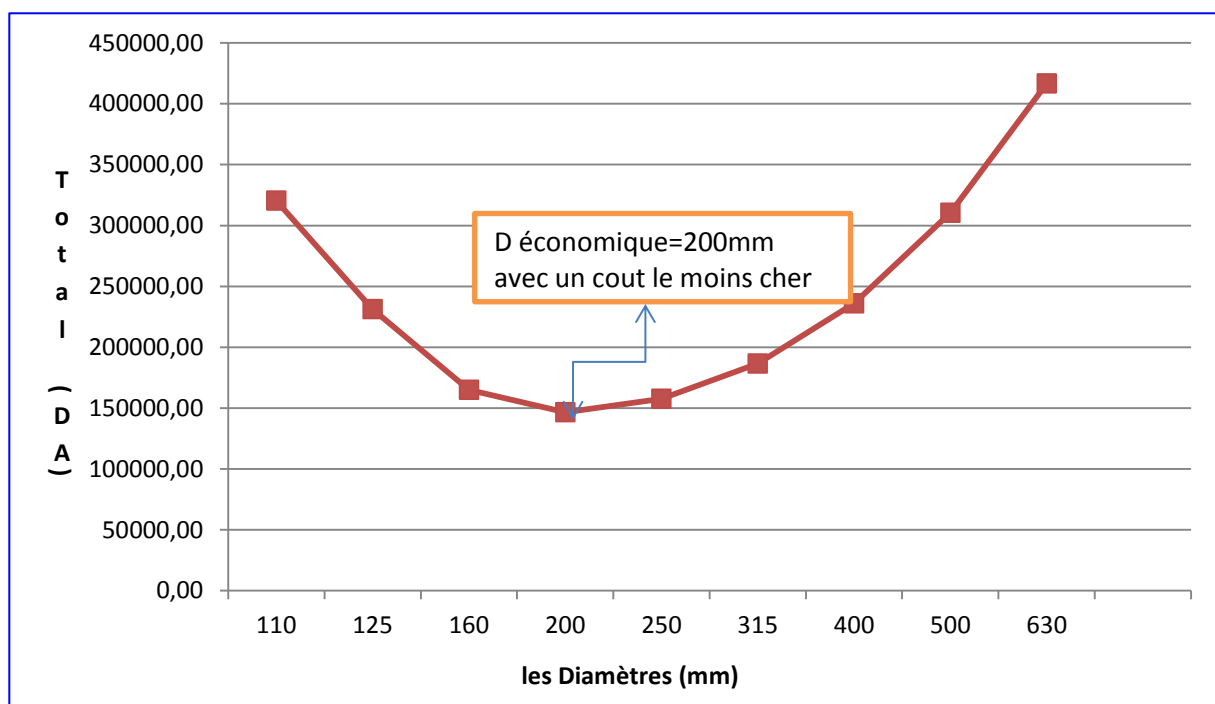
Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D _{ext} (mm)	Q m ³ /s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire(DA)	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
110	0,03	47,21	18,30	2,27	133619,45	303316,16
125	0,03	31,83	12,34	2,27	90092,53	204510,05
160	0,03	20,36	7,89	2,27	57632,75	130826,35
200	0,03	17,36	6,73	2,27	49141,82	111551,94
250	0,03	16,42	6,37	2,27	46486,93	105525,33
315	0,03	16,13	6,25	2,27	45648,63	103622,40
400	0,03	16,04	6,22	2,27	45392,39	103040,72
500	0,03	16,01	6,21	2,27	45321,33	102879,42
630	0,03	16,00	6,21	2,27	45298,62	102827,86

Tableau IV.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L(m)	Prix Unitaire	Prix(DA)	Annuité	Amortissement
110	170	1075	182750	0,0937	17119,80
125	170	1670	283900	0,0937	26595,41
160	170	2143	364310	0,0937	34128,12
200	170	2203	374510	0,0937	35083,64
250	170	3264	554880	0,0937	51980,48
315	170	5205	884850	0,0937	82891,67
400	170	8352	1419840	0,0937	133008,88
500	170	13028	2214760	0,0937	207476,01
630	170	19699	3348830	0,0937	313714,31

Tableau IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
110	303316,16	17119,80	320435,95
125	204510,05	26595,41	231105,46
160	130826,35	34128,12	164954,47
200	111551,94	35083,64	146635,58
250	105525,33	51980,48	157505,81
315	103622,40	82891,67	186514,06
400	103040,72	133008,88	236049,59
500	102879,42	207476,01	310355,43
630	102827,86	313714,31	416542,17

**Figure IV.1 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.**

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour :

Ø200 mm (PEHD PN10).

2) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°1 - Réservoir tampon projeté :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$. Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°1 et le réservoir d'eau Tampon projeté sur une longueur de 2639 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 532.32 - 327.16 = 205.16 \text{ m}$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.03^{1/2} = 0,1732 \text{ m} = 173,2 \text{ mm}$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.26m = 260 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres

Compris entre **100 et 300mm.**

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø200 mm (Fonte PN25).**

Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°04, Tableau N°05, Tableau N°06, Tableau N°07 et Figure N°10**).

3) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Béni Hayi :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.
Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°2 et le réservoir du Béni Hayi projeté sur une longueur de 798m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 554 - 527.17 = 27m$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.004^{1/2} = 0.063m = 63mm.$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.095m = 95mm.$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø90 mm (PEHD PN10).**

Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°08, Tableau N°09, Tableau N°10, Tableau N°11 et Figure N°11**).

4) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Djouahra :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.

Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°2 et le réservoir du Djouahra projeté sur une longueur de 2612m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 589.29 - 527.17 = 62.12m$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.006^{1/2} = 0.077m = 77mm.$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.116m = 116mm$$

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø90 mm (PEHD PN16).**

Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°12, Tableau N°13, Tableau N°14, Tableau N°15 et Figure N°12**).

IV.8.1.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire :

1) Dimensionnement du Tronçon : Réservoir tampon-Réservoir Rouabah :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_d = (8 * \lambda * L * Q^2) / (g * \pi^2 * D^5) = I_{moy} * L.$$

Nous calculons la charge disponible ΔHd entre le réservoir de tampon et le réservoir D'alimentation de Rouabah.

$$\Delta H_d = C_r - C_{tp}$$

C_r : côte du radier du réservoir de réservoir tampon.

C_{tp} : côte du trop plein du réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_d = 528.87 - 524.14 = 4.73 \text{ m}$$

$$I_{\text{moy}} = \Delta H_d / L = 4.73 / 2174 = 2.176 \cdot 10^{-3}$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D_{eco} = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L_i \cdot Q^\beta}{\Delta H_i}}$$

$$D_{eco} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \cdot 2174 \cdot 0.017^2}{4.73}} = 0.1557 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 156mm, le diamètre normalisé est de **160 mm**.

Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot S = V \cdot (\pi \cdot D^2 / 4).$$

$$\text{Ainsi : } V = (4 \cdot Q) / (\pi \cdot D^2) = (4 \cdot 0.017) / (\pi \cdot 0.141^2) = 1.09 \text{ m/s.}$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre avantageux est de 160mm.

IV.8.2. Variante n°2 :

IV.8.2.1. Dimensionnement du tronçon de Refoulement :

1) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage flottante projetée - Réservoir d'eau brutes projeté :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 \cdot Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.

Ce tronçon relie la station de pompage flottante projetée et le réservoir d'eau brute projetée sur une longueur de 170 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$H_g = C_{arr} - C_{dé} = 334 - 318 = 16 \text{ m}$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.03^{1/2} = 0,1732 \text{ m} = 173,2 \text{ mm}$$

$$D_{éc} = 1.5 \cdot Q^{1/2} = 260 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres Compris entre **100 et 315mm**.

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø200 mm (PEHD PN10)**. Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°16, Tableau N°17, Tableau N°18, Tableau N°19 et Figure N°13**).

1) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°1 - Réservoir tampon projeté :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.
Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°1 et le réservoir d'eau Tampon projeté sur une longueur de 2639 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 535.5 - 327.16 = 208.34 \text{ m}$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.03^{1/2} = 0,1732 \text{ m} = 173,2 \text{ mm.}$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.26 \text{ m} = 260 \text{ mm.}$$

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø200 mm (Fonte PN25)**.
Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°20, Tableau N°21, Tableau N°22, Tableau N°23 et Figure N°14**).

1) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Béni Hayi :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.
Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°2 et le réservoir du Béni Hayi projeté sur une longueur de 798m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 554 - 527.17 = 27 \text{ m}$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.004^{1/2} = 0.063 \text{ m} = 63 \text{ mm.}$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.095 \text{ m} = 95 \text{ mm.}$$

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø90 mm (PEHD PN10)**.

Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°24, Tableau N°25, Tableau N°26, Tableau N°27 et Figure N°15**).

2) Dimensionnement du Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Djouahra :

Pour ce tronçon on utilise la formule du Bresse : $D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2}$ et La formule de Bonin : $D_{éc} = Q^{1/2}$.
Ce tronçon relie la station de pompage projetée N°2 et le réservoir du Djouahra projeté sur une longueur de 2612m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$Hg = C_{arr} - C_{dé} = 589.29 - 527.17 = 62.12 \text{ m}$$

$$D_{éc} = Q^{1/2} = 0.006^{1/2} = 0.077 \text{ m} = 77 \text{ mm.}$$

$$D_{éc} = 1.5 * Q^{1/2} = 0.116 \text{ m} = 116 \text{ mm}$$

D'après le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour : **Ø90 mm (PEHD PN16)**.

Plus de détail voir les calculs dans les annexes (**Tableau N°28, Tableau N°29, Tableau N°30, Tableau N°31 et Figure N°16**).

IV.8.2.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire :

1) Dimensionnement du Tronçon : Réservoir tampon-Réservoir Rouabah :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_d = (8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2) / (g \cdot \pi^2 \cdot D^5) = I_{moy} \cdot L.$$

Nous calculons la charge disponible ΔHd entre le réservoir de tampon et le réservoir d'alimentation de Rouabah.

$$\Delta H_d = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir de réservoir tampon.

Ctp : côte du trop plein du réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_d = 532 - 524.14 = 7.8 \text{ m}$$

$$I_{moy} = \Delta H_d / L = 7.8 / 2174 = 3.615 \cdot 10^{-3}$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D_{eco} = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L_i \cdot Q^\beta}{\Delta H_i}}$$

$$D_{eco} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \cdot 2174 \cdot 0.017^2}{7.8}} = 0.140 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 140mm, le diamètre normalisé est de **160mm**.

Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot S = V \cdot (\pi \cdot D^2 / 4).$$

La vitesse doit être : **0.5 < V < 2**.

$$\text{Ainsi : } V = (4 \cdot Q) / (\pi \cdot D^2) = (4 \cdot 0.017) / (\pi \cdot 0.141^2) = 1.19 \text{ m/s.}$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre avantageux est de 160mm.

IV.9. Les bilans globaux :

Les tableaux ci-après regroupent les bilans globaux des différents tronçons de la première variante et de deuxième variante :

Tableau IV.8 : Bilan global de la première variante :

N° de variante	N° trançon	Conduites	Diamètre (mm)	Type de matériau	Longueur (m)	Prix (DA)	Bilan Total (DA)
VARIANTTE 1	SPF-RB	Re foullement	200	Fonte PN25	170	146635,58	7335074,51
	SP1-RT		200	PEHD PN10	2639	2083481,61	
	SP2-R Béni Hayi		90	PEHD PN10	798	83793,33	
	SP2-R Djouahra		90	PEHD PN16	2612	361586,31	
	RT-R Rouabah	Gravitaire	160	PEHD PN10	2174	4659577,68	

Tableau IV.9 : Bilan global de la deuxième variante :

N° de variante	N° trançon	Conduites	Diamètre (mm)	Type de matériau	Longueur (m)	Prix (DA)	Bilan Total (DA)
VARIANTE 2	SPF-RB	Refolement	200	Fonte PN25	170	146635,58	7355507,14
	SP1-RT		200	PEHD PN10	2639	2103914,24	
	SP2-R Béni Hayi		90	PEHD PN10	798	83793,33	
	SP2-R Djouahra		90	PEHD PN16	2612	361586,31	
	RT-R Rouabah	Gravitaire	160	PEHD PN10	2174	4659577,68	

Conclusion :

La variante retenue dans ce projet est **la variante N° 1** tel que L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : L'adduction sera composée de :

A)- La partie de refolement :

1)-Trançon : Station de pompage flottante projetée - Réservoir d'eau brutes projeté :

L=170

Ø200 mm (PEHD PN10)

2)-Tronçon : Station de pompage projetée N°1 - Réservoir tampon projeté :

L=2639

Ø200 mm (Fonte PN25)

3)- Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Béni Hayi :

L=798

Ø90 mm (PEHD PN10)

4)- Tronçon : Station de pompage projetée N°2 - Réservoir Djouahra :

L=2612

Ø90 mm (PEHD PN16)

B)- La partie de Gravitaire :

1)- Tronçon : Réservoir tampon-Réservoir Rouabah :

L=2174

Ø160 mm (PEHD PN10)

CHAPITRE V :
STATION DE TRAITEMENT
MONOBLOC

Introduction :

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et peut varier dans le temps. L'eau à traiter doit donc être en permanence analysée car il est primordial d'ajuster le traitement d'une eau à sa composition et, si nécessaire, de le moduler dans le temps en fonction de la variation observée de ses divers composants.

Le principal objectif de ce Chapitre est le dimensionnement des ouvrages annexes d'une station de traitement mono bloc de l'eau potable pour objectif de fournir une eau qui satisfait à un ensemble de normes de qualité à un prix raisonnable pour le consommateur.

V.1. Traitement classique des eaux :

Une chaîne de traitement classique présente plusieurs étapes schématisées dans la figure suivante :

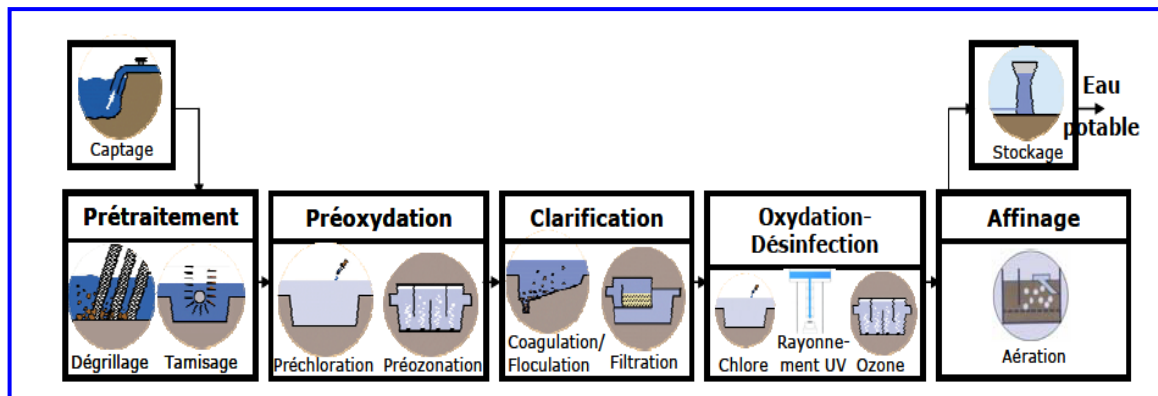


Figure V.1 : Schéma d'une chaîne de traitement classique (traduite de Crittenden, 2012).

V.1.1. Le prétraitement :

C'est la première étape du traitement elle consiste en un dégrillage et un tamisage qui permettent de débarrasser l'eau des gros déchets pour le premier et de la plupart des éléments pouvant gêner les procédés ultérieurs du traitement.

V.1.2. La clarification :

Cette étape du traitement permet l'élimination des MES présent dans l'eau, elle englobe différents procédés, qui sont :

- a) **La coagulation** : dans cette étape on rajoute à l'eau un produit chimique appelé coagulant qui permet l'agglomération des particules fines contenues dans l'eau les rendant ainsi plus faciles à décantier.
- b) **La floculation** : ce procédé est complémentaire à la coagulation car il permet à son tour l'agglomération des particules coagulées par l'ajout d'un floculant, ce procédé intervient lorsque la coagulation n'est suffisante à elle seule.

- c) **La filtration** : c'est la dernière étape de la clarification, elle permet l'élimination des particules floculer en faisant passer l'eau par un matériau filtrant qui va les retenir.

V.1.3. Désinfection :

C'est l'étape finale du traitement, elle vise à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes. C'est le moyen de fournir une eau bactériologiquement potable, tout en y maintenant un pouvoir désinfectant suffisamment élevé pour éviter les reviviscences bactériennes dans les réseaux de distribution. L'eau potable, suivant les normes, contient toujours quelques germes banals, alors qu'une eau stérile n'en contient aucun. [9]

V.2. Qualité de l'eau brute du petit Barrage « Oued Tighzel » :

Les analyses des eaux brutes du petit barrage « **Oued Tighzel** » sont effectuées en 2013-période de crue par le laboratoire d'analyse de l'ANRH/DRC.

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I .1 : Résultats d'analyses :

Paramètre	Unité	Résultats	Norme
PH		8,1	6,5÷8,5
Conductivité	µs/cm	1500	2800
Résidu sec	mg/l	882	2000
Calcium	mg/l	83	200
Magnésium	mg/l	58	150
Sodium	mg/l	46	200
Potassium	mg/l	1	20
Chlorure	mg/l	135	500
Sulfates	mg/l	216	400
Bicarbonates	mg/l	198	-
Nitrates	mg/l	3,6	50
Phosphate	mg/l	0,028	1,5
Silice	mg/l	1,3	-
Matières organiques	mg/l	3,8	10
DCO	mg/l	4	-
MES à 105°	mg/l	9	-

Ainsi d'après les résultats obtenue on peut conclure que :

- L'eau ne contient pas de polluant chimique.
- Un traitement physique par décantation puis filtration serait approprié.
- Une pré-chloration ainsi qu'une post-chloration est nécessaire comme mesure préventive.

D'après l'analyse de l'eau du petit barrage, nous pouvons conclure que cette dernière est de qualité moyenne, ce qui nécessite d'implanté une station de traitement avant la distribution de l'eau vers les réservoirs d'alimentation.

V.3. Dimensionnement des ouvrages annexes de la station de traitement monobloc :

V.3.1. Dimensionnement du réservoir d'eau brute :

Le réservoir d'eau brute est ouvrage de stockage destiné à accueillir les eaux pompé à partir de la station de pompe flottante pour en suite alimenter gravitairement la station de traitement monobloc.

Le débit de dimensionnement de cet ouvrage sera de 30 l/s

Cet ouvrage sera dimensionné pour accueillir un volume d'eau correspondant à une heure de pompage :

$$V = \frac{30 \cdot 3600}{1000} = 108 \text{ m}^3$$

On prendra un volume de 150 m³ pour cet ouvrage

Tableau V.2 : la dimension du réservoir d'eau brute :

Réservoirs a projeté	Volume (m³)	D(m)	S (m²)	H(m)
Réservoir d'eau Brute	150	8	50.24	3

V.3.2. Décanteur-Floculateur :

Dans cette étude on se basera pour le calcul sur un décanteur-floculateur ayant une capacité de traitement de 40 m³/h. voir la fiche technique de décanteur floculateur dans les annexes.

Pour notre projet nous avons un débit a traité de 30 l/s ce qui équivaux a 108m³/h.

V.3.2.1. Détermination du nombre décanteur-floculateur nécessaire :

$$N = \frac{\text{Débit a traité}}{\text{Débit du decanteur-floculateur}}$$

$$N = \frac{108}{30} = 3,6$$

Donc on prendra un nombre de décanteur-floculateur égal à 4

Tableau V.3 : la dimension du décanteur-floculateur :

Réservoirs a projeté	Capacité (m³/h)	L(m)	l(m)	H(m)
décanteur-floculateur	40	7.2	2.525	2.546

V.3.2.2. Filtre à sable :

Le filtre à sable est employé intensivement dans l'industrie de l'eau dans le monde entier. Il permet de retenir les particules qui pourraient être véhiculées, normalement ou accidentellement (rouille, sable ou autres matières en suspension de granulométrie significative).

Dans cette étude on se basera pour le calcul sur un filtre à sable ayant une capacité de traitement de 40 m³/h.

Pour notre projet nous avons un débit a traité de 30 l/s ce qui équivaux a 108m³/h.

V.3.2.3.Détermination du nombre filtre nécessaire :

$$N = \frac{\text{Débit a traité}}{\text{Débit du filtre}}$$

$$N = \frac{108}{30} = 3,6$$

Donc on prendra un nombre de filtre égal à 4.

Tableau V.4 : la dimension du Filtre à Sable :

Réservoirs a projeté	Capacité (m ³ /h)	D(m)	H(m)
Filtre à Sable	40	2	2.5

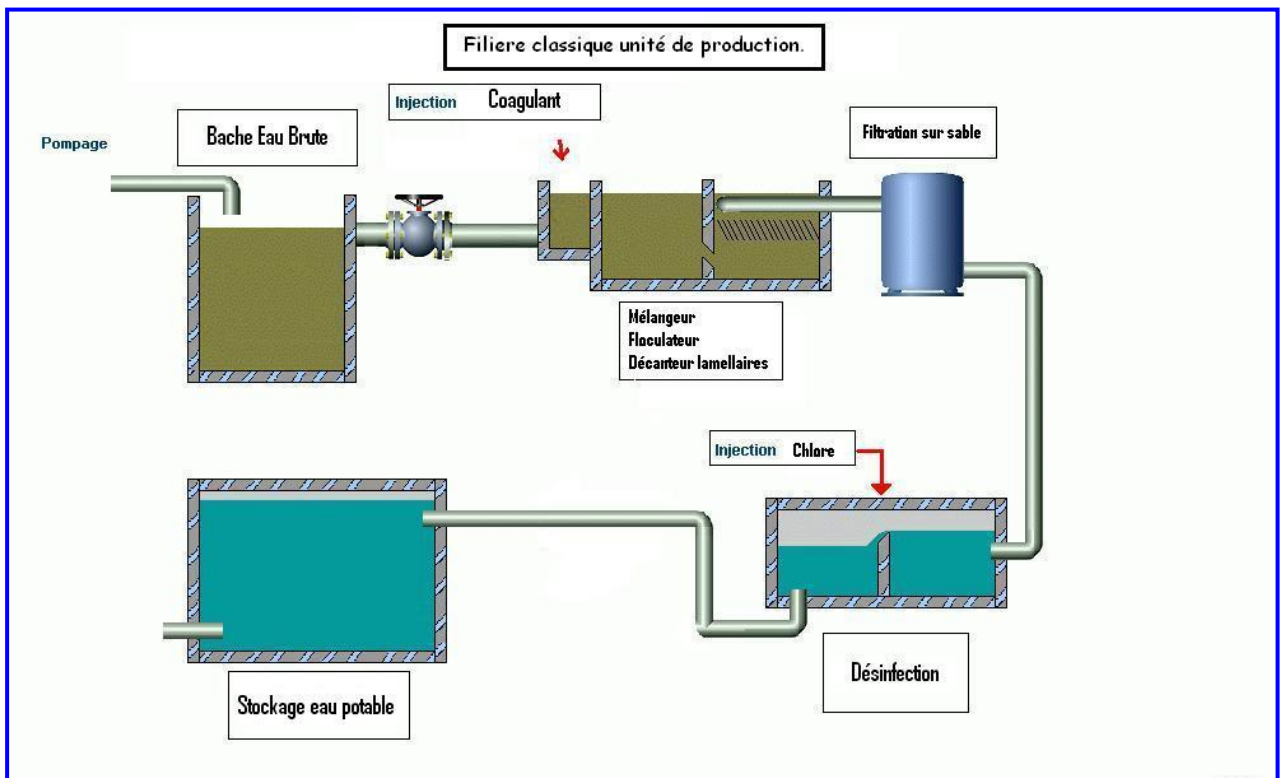


Figure V.2 : Schéma final de station de traitement mono bloc (<http://www.mahoraisedeseaux.com>).

V.4.Équipement du laboratoire :

Le laboratoire d'une station de traitement est le maillon le plus essentiel de chaîne de traitement car ces lui qui permet la détermination de l'efficacité du traitement, et pour que ce dernier puisse remplir sont rôle efficacement il doit être équipé des appareils suivant :

- Un jar test (détermination de la dose coagulant).
- Un turbidimètre (détermination de la turbidité de l'eau).
- Un conductivimètre (donne une idée sur la salinité de l'eau).
- Un PH mètre (détermination du PH).
- Un distillateur (pour la préparation des solutions en labo).

Tous ces appareils permettent d'avoir une idée sur la qualité de l'eau à l'entrer et à la sortie de la station et par conséquent on peut agir rapidement en cas d'anomalie.

Réservoirs a projeté	Capacité (m ³ /h)	Nombre d'ouvrage	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
décanteur-floculateur	40	4	1260000,00	5040000,00
Filtre à Sable	40	4	420000,00	1680000,00
Bilan Global				6720000,00

Plus de détail sur le prix des pompes voir (URL : <http://www.directindustry.fr>).

Conclusion :

A la lumière des résultats d'analyse obtenue précédemment dans ce chapitre, nous a permis de récapituler ce qui suit :

- ❖ Un réservoir d'eau brute de 150 m³.
- ❖ décanteur-floculateur tel que le nombre égale 4 chaque un à une capacité de traitement de 40 m³/h.
- ❖ Filtre à Sable tel que le nombre égale 4 chaque un à une capacité de traitement de 40 m³/h.
- ❖ LE bilan Global : **6720000,00 DA.**

L'utilisation d'un décanteur-floculateur et filtre à sable préfabriqué présente certains avantages par rapport à la construction de ces deux ouvrages :

1. Un cout géni-civil nettement inferieur.
2. Un gain d'espace.
3. Moins de terrassement.
4. Facilité de la mise en place des ouvrages.
5. Possibilité d'extension de la capacité de traitement.

CHAPITRE VI :
ETUDE DU POMPAGE

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction ainsi que l'étude la station de pompage flottante au niveau de barrage .

Nous allons faire une étude de la station de pompage en dimensionnant les pompes, les moteurs et le bâtiment de la station avec le réglage et le calage de chaque pompe.

VI.1.Définition :

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

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

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

VI.2.Critères de Choix du type de pompe :

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données par des courbes caractéristiques de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne la réduction de l'énergie à fournir

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé 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.
- Être fabriquée en série. [6]

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

VI.3.Type de bâtiment de la station :

Le bâtiment de la station de pompage est construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- Appareillage électrique.
- Locaux de personnel, [6] etc....

Le Type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau –station de refoulement.
- Le but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou irrigation).
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Conditions naturelles de la région (climat, relief, géologie, ...).
- L'encombrement du à la pompe et ses accessoires.

D'après ces conditions, on distingue les types des bâtiments suivants:

Bâtiment Type bloc.

- ❖ Bâtiment Type bache sèche.
- ❖ Bâtiment Type bache mouillée- pompe semblable.
- ❖ Bâtiment Type enterré.
- ❖ Bâtiment Type semi enterré.
- ❖ Bâtiment Type de surface.

Donc le choix de type de Bâtiment est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Tableau de choix du type de bâtiment :

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

VI.4.Choix de l'emplacement de la station de pompage :

- ✓ L'emplacement et le type de la station de pompage est établis suivant des principaux techniques et économiques :
- ✓ Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- ✓ Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
- ✓ Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- ✓ Prévoir de la verdure autour de la station.
- ✓ La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire :
 - a) A la source en eau.
 - b) Aux conditions liées à la nature de la ressource en eau.
 - c) En notamment : (des plus basses eaux, des plus hautes eaux). [6]

VI.5.Les équipements d'une station de pompage :

- 1) Appareillage de contrôle du débit et de mesure de la pression.
- 2) Scellement du groupe électropompe.
- 3) Système de ventilation.
- 4) Système de drainage : il existe deux Systèmes qu'ils sont :
 - Caniveau : cas d'une station de pompage est proche de l'oued.
 - Puisard : cas ou la station de pompage est loin de l'oued.
- 5) Système d'éclairage, soit électrique soit de surface.
- 6) Système de levage : Pont roulant.
- 7) Système de protection contre l'incendie : Sacs de sable, Bouche d'incendie, pompe d'incendie, Extincteur...etc.
- 8) By-pass : anti bélier, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.
- 9) Protection anti bélier. [6]

VI.6. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. [6]

VI.7. Choix du nombre de pompe secours :

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours. Les intervalles de nombre de pompe est comme suit :Si :

- Nombre de pompe $n \leq 4$ une seul pompe de secours
- Nombre de pompe $4 < n \leq 6$ deux pompes de secours
- Nombre de pompe $n > 6$ trois pompes de secours [6]

VI.8. Choix du nombre de pompe :

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

- Assurer le débit appelé 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.
- Être fabriquée en série. [6]

VI.9. Refoulement : Station de pompage flottante - Réservoir d'eau brute :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau V.2 :

Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SPF-R.B) :

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
1	31.27	17.36	E9S55/1A + MC612	75.2	18.9	2900	6	9.2	5.01	125
2	15.15	17.36	E6S64-6/2A + MC65	75.8	17.7	2900	4	7.02	3.98	125
3	10.45	17.36	E6S55-5/2BC + MCH44	74.6	19	2900	2	3	3.96	125
4	7.784	17.36	E6S50-5/2B + MCH43	71.7	18.8	2900	2	2.2	3.21	125
5	6.199	17.36	E6X40-4/4 + MCH43	56.2	18.6	2900	2	2.2	3.79	100

A partir du tableau VI.2, on déduit que la variante N°2 cela la veut dire (02 pompes) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

VI.9. 1. Interprétation des résultats :

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **E6S64-6/2A + MC65**.

VI.9. 2.Description de la pompe E6S64-6/2A + MC65 :

La pompe E6S64-6/2A + MC65 :

- Pompe immergée semi-axiale.
- Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseur : en fonte.
- Roues : en fonte, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
- Arbre : en acier inoxydable, guidé par aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice fileté.
- Peinture : homologuée pour eau potable. [8]

Moteur électrique :

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.
- Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.
- Chemise du stator : en acier inoxydable.
- Paliers supérieur et inférieur : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.
- Butée : type Michell, à patins oscillants.
- Membrane de dilatation pour l'équilibrage entre la pression interne et externe.
- Visserie : en acier inoxydable.
- Peinture : homologuée pour eau potable. [8]

Tableau VI.3 : Données techniques / Caractéristiques Moteur électrique La pompe E6S64-6/2A + MC65

Q (l/s)	H (m)	n. pôles	Fréquence (Hz)	Type de Moteur	Diamètre ref	Tension (V)	Diamètre d'Asp	Puissance moteur(Kw)
15,15	17,7	2	50	Mon/Tri 3~	G3''	400	DN150. 1600KPa	P2.4KW

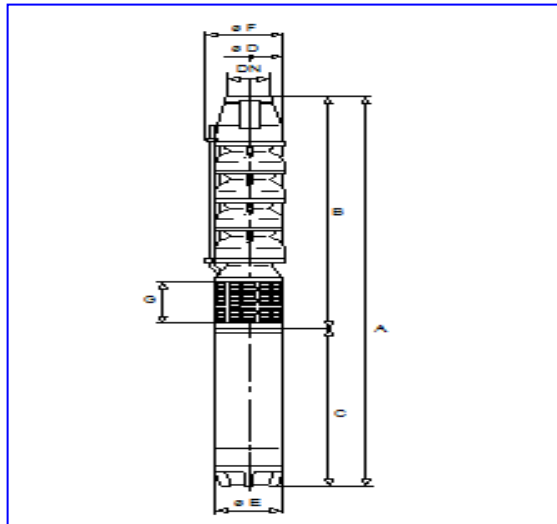


Figure VI.1 : Les dimensions de la pompe - E6S64-6/2A + MC65

Tableau VI.4 : Les dimensions de la pompe E6S64-6/2A + MC65 :

A=1185	B=642	C=573	D=143	DNm=150
E=143	F=150	G=124	DNa=G3''	R=125
N=65	O=197	P=372	Q=391	

Plus de détails voir l'annexe (E6S64-6/2A + MC65)

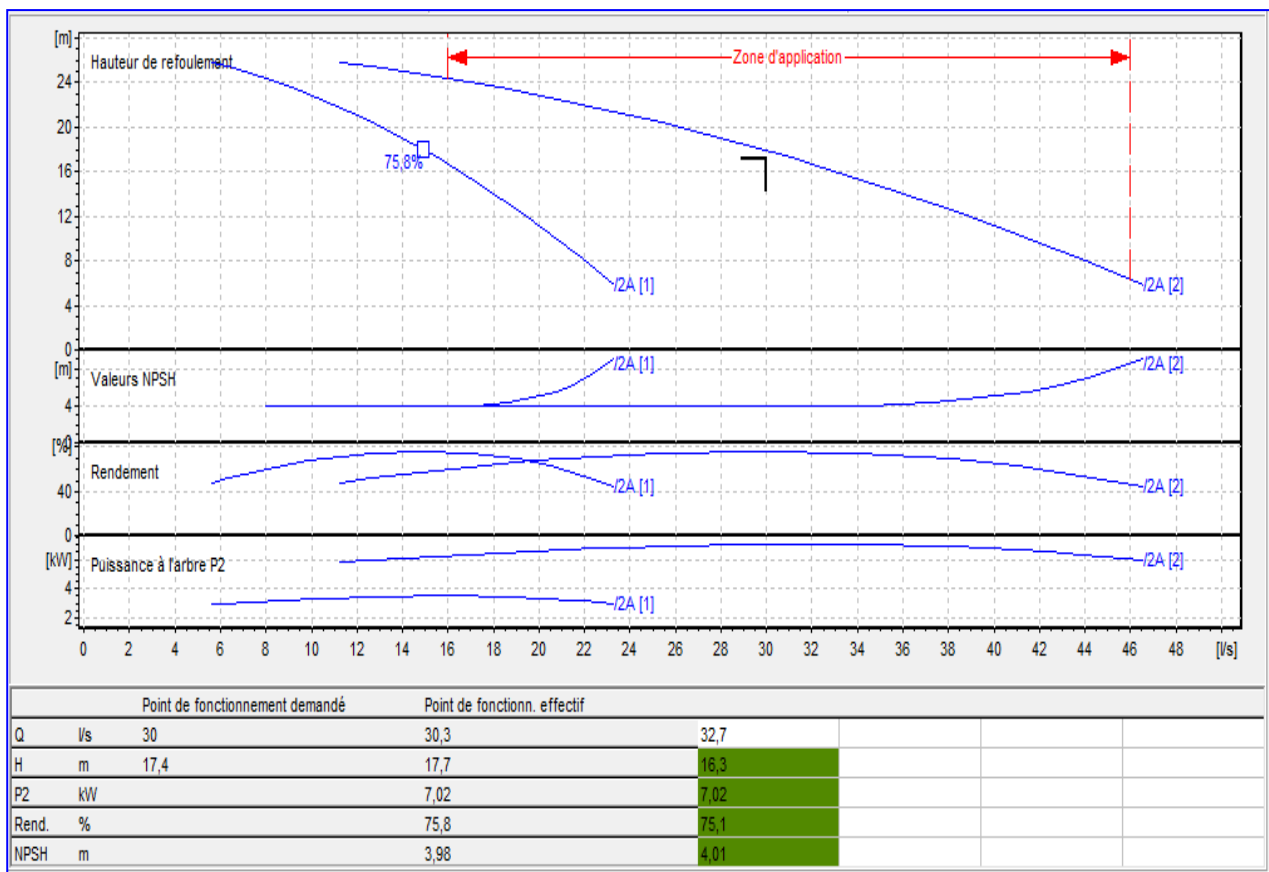


Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe E6S64-6/2A + MC65.

VI.10. Refoulement : Station de pompage N°1- Réservoir Tampon :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans l'annexe, tableau V.5 :

A partir de l'annexe, tableau VI.5, on déduit que la variante N°2 cela la veut dire (02 pompes) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

VI.10. 1. Interprétation des résultats :

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **HMU50-2/ 6A**.

VI.10. 2. Description de la pompe HMU50-2/ 6A :

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

Plus de détails voir l'annexe (Tableau N°32, Tableau N°33, Tableau N°34, Fiche technique - HMU50-2/ 6A Figure N°17, Figure N°18).

VI.11. Refoulement : Station de Reprise N°1- Réservoir Béni Hayi :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans l'annexe, tableau V.8 :

A partir de l'annexe, tableau VI.8, on déduit que la variante N°1 cela la veut dire (01pompe) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

VI.11. 1. Interprétation des résultats :

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HMU40-2/ 5A**.

VI.11. 2. Description de la pompe HMU40-2/ 5A :

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte

- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

Plus de détails voir l'annexe (Tableau N°35, Tableau N°36, Tableau N°37, Fiche technique - HMU50-2/ 6A Figure N°19, Figure N°20).

VI.12. Refoulement : Station de Reprise N°1- Réservoir Djouahra :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans l'annexe, tableau V.11 :

A partir de l'annexe, tableau VI.11, on déduit que la variante N°1 cela la veut dire (01pompe) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

VI.12. 1.Interprétation des résultats :

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HMU40-2/ 6D**.

VI.12. 2.Description de la pompe HMU40-2/ 6D :

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

Plus de détails voir l'annexe (Tableau N°38, Tableau N°39, Tableau N°40, Fiche technique - HMU50-2/ 6A Figure N°21, Figure N°22).

VI.13. Point de fonctionnement d'une pompe : [5]

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage

Tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

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

VI.14 Courbe caractéristique de la conduite :

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

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

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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) ;

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

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

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

VI.14.1. Refoulement : Station de pompage flottante - Réservoir Brute :

Tableau VI.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	ΔH^{lin} (m)	ΔH^{tot} (m)	H _c (m)
0	0	16	170	176,2	0,017	0	0	16
0,005	0,01	16	170	176,2	0,017	0,04	0,04	16,04
0,01	0,02	16	170	176,2	0,017	0,14	0,15	16,15
0,015	0,03	16	170	176,2	0,017	0,32	0,35	16,35
0,02	0,04	16	170	176,2	0,017	0,56	0,62	16,62
0,025	0,05	16	170	176,2	0,017	0,88	0,97	16,97
0,03	0,06	16	170	176,2	0,017	1,27	1,39	17,39
0,035	0,07	16	170	176,2	0,017	1,72	1,90	17,90

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (VI.9).

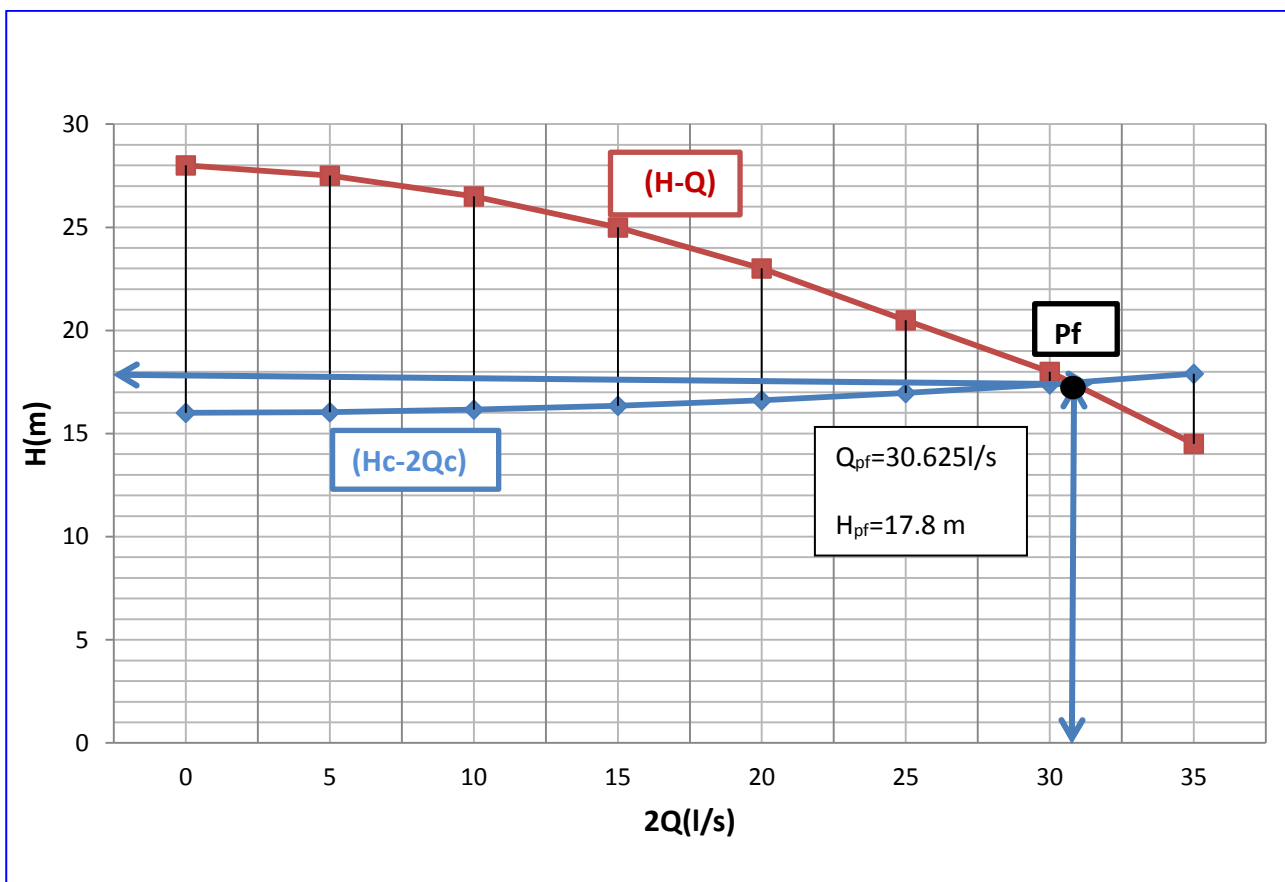


Figure VI.3 : Point de fonctionnement de la pompe (SP Flottante).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 30.625 \text{ l/s} \geq Q_{app} = 30.15 \text{ l/s.} \\ H_{pf} = 17.8 \text{ m} \geq H_{app} = 17.7 \text{ m.} \end{cases}$$

Interprétation :

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

VI.14.2. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon :

Tableau VI.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hc (m)
0	0	205,16	2639	200	0,016	0	0	205,16
0,005	0,01	205,16	2639	200	0,016	0,27	0,30	205,46
0,01	0,02	205,16	2639	200	0,016	1,09	1,20	206,36
0,015	0,03	205,16	2639	200	0,016	2,46	2,70	207,86
0,02	0,04	205,16	2639	200	0,016	4,37	4,80	209,96
0,025	0,05	205,16	2639	200	0,016	6,82	7,50	212,66
0,03	0,06	205,16	2639	200	0,016	9,82	10,80	215,96
0,035	0,07	205,16	2639	200	0,016	13,37	14,71	219,87

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

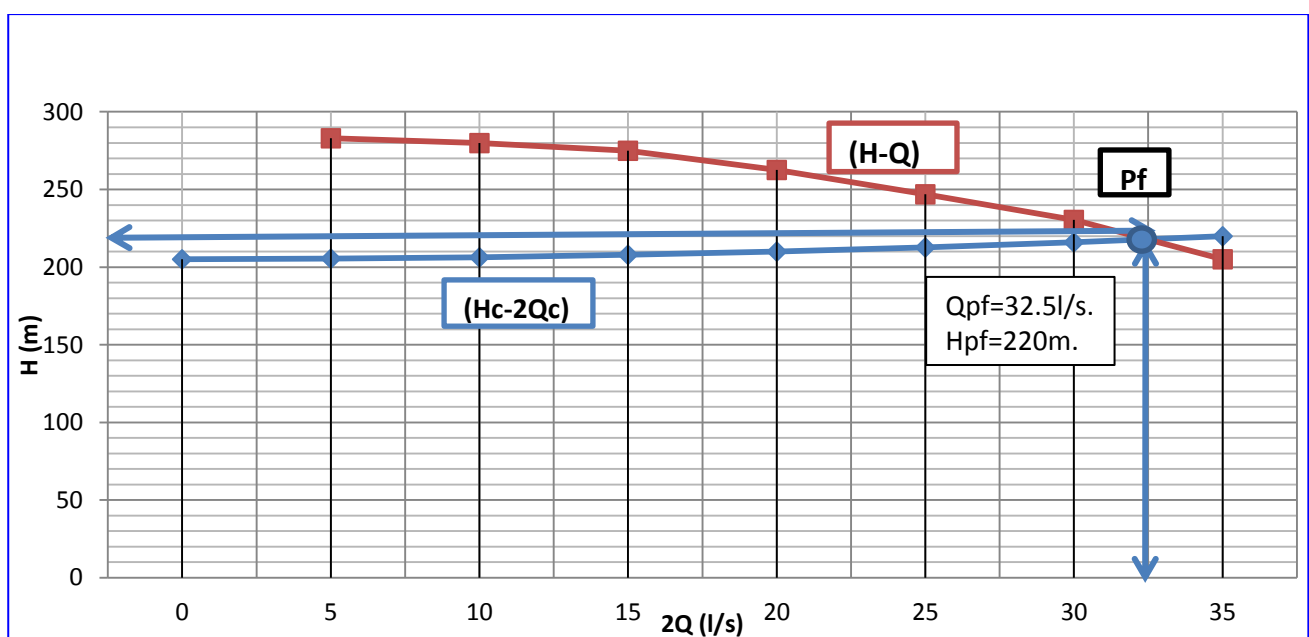


Figure VI.4 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°01).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 32.51/s \geq Q_{app} = 32.441/s. \\ H_{pf} = 220m \geq H_{app} = 218m. \end{cases}$$

Interprétation :

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

VI.14.3. Refoulement : Station de pompage N°02- Réservoir Béni Hayi :

Tableau VI .7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m3/h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	H _c (m)
0	27	798	79,2	0,02	0	0	27
0,00075	27	798	79,2	0,02	0,24	0,26	27,26
0,00125	27	798	79,2	0,02	0,66	0,73	27,73
0,002	27	798	79,2	0,02	1,69	1,86	28,86
0,00275	27	798	79,2	0,02	3,20	3,52	30,52
0,00325	27	798	79,2	0,02	4,474	4,922	31,922
0,00425	27	798	79,2	0,02	7,65	8,42	35,42
0,005	27	798	79,2	0,02	10,59	11,65	38,65

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

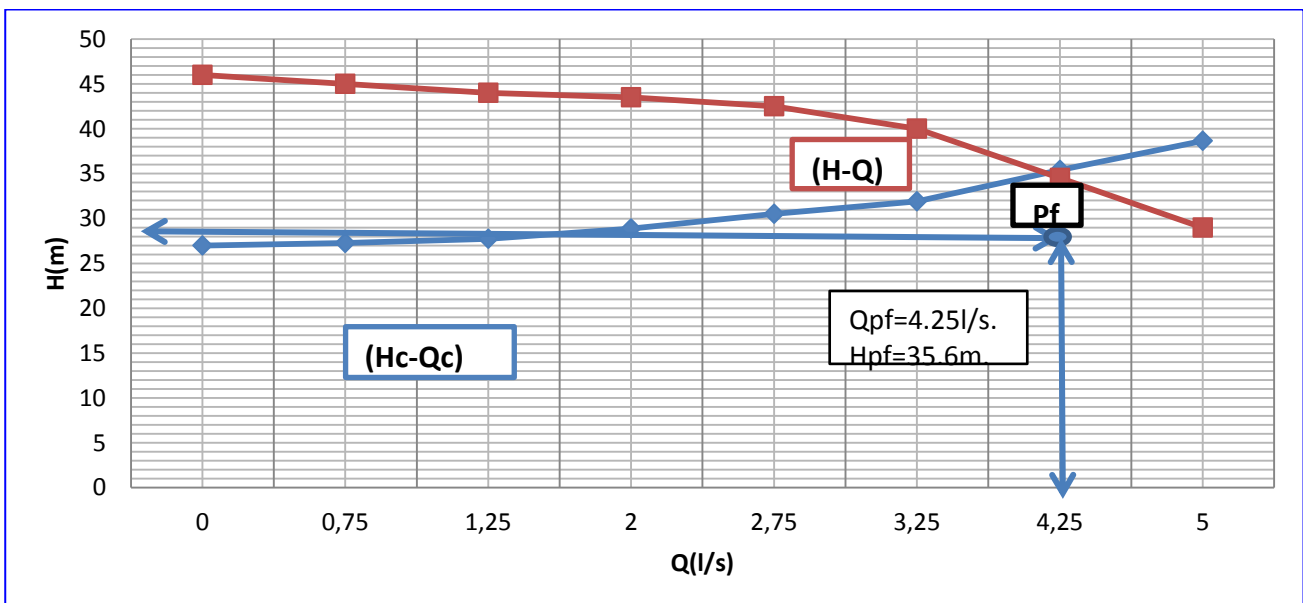


Figure VI.5 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°02 vers Béni Hayi).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 4.251/s \geq Q_{app} = 4.071/s. \\ H_{pf} = 35.6m \geq H_{app} = 35.4m. \end{cases}$$

Interprétation :

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

VI.14.4. Refoulement : Station de pompage N°02- Réservoir Djouahra :

Tableau VI.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hc (m)
0	62,12	2612	73,6	0,02	0	0	62,12
0,0015	62,12	2612	73,6	0,02	4,50	4,95	67,07
0,003	62,12	2612	73,6	0,02	18,01	19,81	81,93
0,0045	62,12	2612	73,6	0,02	40,51	44,56	106,68
0,006	62,12	2612	73,6	0,02	72,02	79,23	141,35
0,0075	62,12	2612	73,6	0,02	112,54	123,79	185,91
0,009	62,12	2612	73,6	0,02	162,05	178,26	240,38
0,0105	62,12	2612	73,6	0,02	220,57	242,63	304,75

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

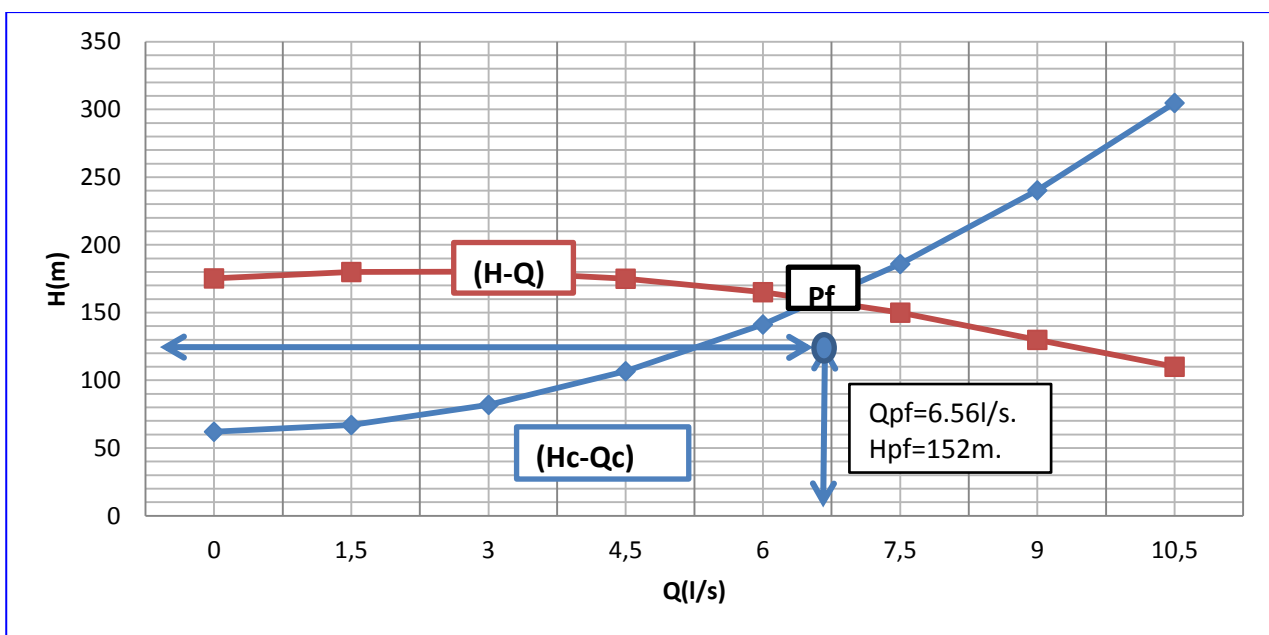


Figure VI.6 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N°02 vers Djouahra).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 6.51 \text{ l/s} \geq Q_{app} = 6.12 \text{ l/s.} \\ H_{pf} = 150 \text{ m} \geq H_{app} = 148 \text{ m.} \end{cases}$$

Interprétation :

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

VI.15. Etude de la cavitation : [6]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad \text{(VI .4)}$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0.5 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad \text{(VI .5)}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad \text{(VI .6)}$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI.9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C.

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad \text{(VI.7)}$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant.

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} \right) \quad \text{(VI.8)}$$

L_r : longueur de la conduite d'aspiration ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \quad \text{(VI.9)}$$

Avec : DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI.15.1. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad \text{(VI.10)}$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad \text{(VI.11)}$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

VI.15.2. Refoulement : Station de pompage flottante projetée - Réservoir d'eau brutes projeté :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.98m$ (**Tableau VI.2**).
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 318 \Rightarrow P_{at} = 9.89mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 125$ mm

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.01515}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 0.86m/s$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{1,5 * 0.01515^2}{0,15^{4.772}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,014m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,014 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,016 m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.88 - 3.98 - 0.5 - 0,24 - \frac{0.86^2}{2 * 9,81} - 0,016 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.77m.$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 314 mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 314 + 4.77 - 0,5 \Rightarrow \nabla_{axe} = 318.27m$

$$(NPSH)_d = 9.88 - 0,24 - 0,016 - 4.77 - 0.5 = 4.354 m$$

Donc : $(NPSH)_d = 4,35m > 3.98m = (NPSH)_r$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.15.3. Refoulement : Station de pompage N°1 - Réservoir Tampon :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.66m$ (**Tableau VI.5**).
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 332 \Rightarrow P_{at} = 9.88mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 150$ mm

Donc : $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.03244}{3,14 * 0,225^2} \Rightarrow V_a = 0.82 \text{ m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{5 * 0.03244^2}{0,225^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,02 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,02 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.023 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.88 - 2.66 - 0.5 - 0,24 - \frac{0,82^2}{2 * 9,81} - 0,023 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6.42 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 318 \text{ mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 320.54 + 6.42 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 327.16 \text{ m}$

$$(NPSH)_d = 9.88 - 0,24 - 0,023 - 6.42 - 0.5 = 2.697 \text{ m}$$

Donc : $(NPSH)_d = 2.697 \text{ m} > 2.66 \text{ m} = (NPSH)_r$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.15.4. Refoulement : Station de pompage N°2 - Réservoir Béni Hayi :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.52 \text{ m}$ (**Tableau VI.8**).

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 527.17 \Rightarrow P_{at} = 9.60 \text{ mce}$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{ C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 80 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,5 * 80 \Rightarrow D_a = 125 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.01}{3,14 * 0,125^2} \Rightarrow V_a = 0.82 \text{ m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{10 * 0.01^2}{0,125^{4.772}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.115 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.56 - 1.52 - 0.5 - 0.24 - \frac{0.82^2}{2 * 9.81} - 0.115 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.15m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 318 mNGA$
 - La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 520.55 + 7.15 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 527.5m$
- $(NPSH)_d = 9.6 - 0.24 - 0.115 - 7.15 - 0.5 = 1.555 m$

Donc : $(NPSH)_d = 1.555m > 1.52m = (NPSH)_r$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.15.5. Refoulement : Station de pompage N°2 - Réservoir Djouahra :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.51m$ (**Tableau VI.11**).
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 527.17 \Rightarrow P_{at} = 9.60mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN_a$

$DN_a = 80mm$

Donc : $D_a = 1,5 * 80 \Rightarrow D_a = 125 mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.01}{3,14 * 0,125^2} \Rightarrow V_a = 0.82m/s$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{10 * 0.01^2}{0,125^{4.772}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.115 m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.6 - 1.52 - 0.5 - 0.24 - \frac{0.82^2}{2 * 9.81} - 0.115 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.15m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 519.55mNGA$
 - La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 520.55 + 7.15 - 0.2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 527.5m$
- $(NPSH)_d = 9.56 - 0.24 - 0.115 - 7.15 - 0.5 = 1.555 m$

Donc : $(NPSH)_d = 1.555\text{m} > 1.51\text{m} = (NPSH)_r$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.16. Dimensionnement des bâtiments des deux stations pompage :

VI.16.1. station de pompage N°01 :

a- Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad \text{(VI.12)}$$

Où:

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad \text{(VI.13)}$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = T + S$;

A.N : $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0.5m, $H_s = 0.5$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,685 + 0,5 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,685 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,685 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,485\text{m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **7,5m**.

b- Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad \text{(VI.14)}$$

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

L : longueur de la pompe et celle du moteur ;

A.N : $L = 1815 \Rightarrow$ on prend $L = 2.00 \text{ mm}$,

$$L = 3 \times 2 \Rightarrow L = 6 \text{ m.}$$

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

On prend : $L_{\text{int}} = 0.9 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 2\text{m}$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

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

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } L_b = 6 + 0.9 + 3 + 2 + 4 \Rightarrow L_b = \mathbf{15.9 \text{ m.}}$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **16 m**.

c-Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \tag{VI.12}$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,9\text{m}$;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c \tag{VI.13}$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{\text{tr}} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times 200 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 0,4 \text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tasp}} = 0,9 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4 \text{ m}$;

A.N: $l_3 + l_4 = 2 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 4,8 \text{ m}$

A.N: $l_b = 0,9 + 1,2 + 4,8 + 2 \times 0,2 \Rightarrow l_b = \mathbf{7.3\text{m}}$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **7,5 m**.

d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2×3**
- ✓ porte secondaire : **2,5×1,6**

e- Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 16 * 7,5 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{15m^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \tag{VI.14}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, S_f = (1,5 * 3) ;

A.N : $n = \frac{15}{1,5 * 2,5} \Rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ fenêtres}}$

f-Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **1,86m** ;
- ✓ largeur : **1m** ;
- ✓ Longueur : **2.25m** ;
- ✓ pente : **1/1,75.**

Tableau VI.10 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SP N°01) :

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
16	7,5	7,5	0,3	1,5*2.5	2,5*1,6	3,2* 3

VI.16.2.Station de reprise N°02 :

Les dimensions de la station de reprise sont calculées par la même méthode et sont récapitulées dans le tableau (VI.9) :

Tableau VI.11 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station reprise (SR N°02) :

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
12	7,5	7,5	0,3	1,5*2.5	2,5*1,6	3,2* 3

Ainsi que les fiches techniques des stations de pompage représenté dans l'annexe (Tableau N°41, Tableau N°42, Tableau N°43, Tableau N°44)

IV.17. Les bilans globaux :

Le tableau ci-après regroupe les bilans globaux de différentes pompes de chaque station :

Tableau IV.12 : Bilan global de différentes pompes de chaque station :

Station de pompage	Type de pompe	Nombre de pompe	Prix unitaire(DA)	Prix total (DA)
Station flottante	E6S64-6/2A + MC65	03	574200,00	1722600,00
Station N°01	HMU50-2/ 6A	03	837675,00	1675350,00
Station N°02- Béni Hayi	HMU40-2/ 5A	02	572625,00	1717875,00
Station N°02- Djouahra	HMU40-2/ 6D	02	632700,00	1265400,00
Bilan global				6381225,00

Note : le bilan des accessoires des stations de pompage est calculé dans le bilan global de différentes pompes de chaque station. Plus de détail sur le prix des pompes voir le site :

(URL : <http://www.dpompe.fr>).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquates à cette adduction tel que :

- ❖ Station de pompage Flottante : (03) pompes de **E6S64-6/2A + MC65** (Pompe immergée semi-axiale)
- ❖ Station de pompage N°01 : (03) pompes de **HMU50-2/ 6A** (Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal)
- ❖ Station De reprise N°02 : (04) pompes
- ❖ Béni Hayi : (02) pompes de **HMU40-2/ 5A** (Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal)
- ❖ Djouahra : (02) pompes de **HMU40-2/ 6D** (Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal)

Ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, sans oublier le bilan global de différentes pompes de chaque station, tel que :

- ❖ Station de pompage N°01 : **L=16m, l=7.5m, H=7.5m.**
- ❖ Station de pompage N°01 : **L=12m, l=7.5m, H=7.5m.**
- ❖ LE bilan Global : **6381225,00 DA.**

CHAPITRE VII :
COUP DE BELIER

Introduction :

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :**VII 1.1. Généralité sur le coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (pression-vitesse) sont rapidement variables, dont les causes les plus fréquemment répondus sont :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement

Les conduites de refoulements doivent toujours faire l'objet d'une étude en vue de la protection contre le coup de bélier dont la brutalité peut entraîner des dégâts considérables sur les installations et qui peut atteindre des valeurs très élevées.

VII 1.2. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

➤ Fortes pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

➤ Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées 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 interne de protection.

➤ Fatigue des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites (vieillessement du réseau) ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

➤ Les remèdes :

- ✓ Dimensionnement correcte de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier
- ✓ Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :

- Atténuer les surpressions et les dépressions
- Economie dans la fabrication des tuyaux

VII 1.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier (cas d'un refoulement) :

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 où célérité «c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 :

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 $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 :

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

VII.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier (partie refoulement) :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais on arrive à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. 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.

a. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b. Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

c. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

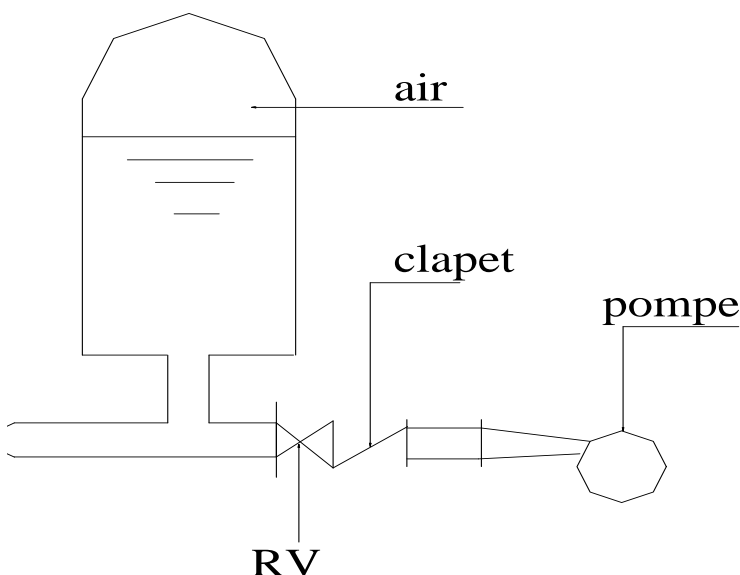


Figure VII.1 : Principe de disposition d'un réservoir d'air anti bélier.

d. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Le tableau ci-après récapitule les avantages et les inconvénients de chaque dispositif anti-bélier.

Tableau VII.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de vie Importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation Limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

Remarque :

Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé ; le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

VII.1.5.Fonctionnement d'un réservoir d'air :

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air.

A la disjonction ; le clapet se ferme ; une partie de l'eau est chassée dans la conduite ; en effet ; à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite ; au réservoir.

Après diminution progressive ; puis annulation de sa vitesse ; l'eau de la conduite revient dans la cloche ; augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La disposition de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

VII 1.6. Etude d'un réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

➤ **Calcul de la célérité "c" :**

Le calcul de la vitesse de l'onde de pression est basé sur la formule d'ALLIEVI. Elle est donnée ci-dessous, sous une forme plus pratique :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m / s)$$

Où :

C : célérité d'onde.

A : constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B : constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VII.2 : coefficient k pour divers matériaux :

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-Ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

Application :

✓ **Station de pompage N°01 :**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{0.2}{0.06}}} = 1396.35 \text{ m/s}$$

✓ **Station de Reprise (Béni Hayi)**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.09}{0.054}}} = 724.67 \text{ m/s}$$

✓ **Station de reprise (Djouahra)**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.09}{0.054}}} = 724.67 \text{ m/s}$$

VII 1.6.1. Méthodes de calcul du réservoir d'air :

On site quelques méthodes de calcul tels que : méthode de VIBERT ; méthode de BERGERON ; Méthode de PEUCH et MEUNIER...etc.

Dans notre projet nous avons choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

• **Généralité sur La méthode de VIBERT :**

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air (U_0) contenu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse (v_0)

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{L.S}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (m) \quad \text{(VII.1)}$$

D'où :

U_0 : volume d'air (m^3) ;

V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

L : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;

H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;

H : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

Tel que :

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{\min}}\right)$$

• **Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de VIBERT :**

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 +10m).

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

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression

✓ **La charge tenant compte du coup de bélier:**

$$Z = Hg + \frac{C.V_0}{g} \quad \text{(VII.2)}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

Hg : étant la hauteur géométrique (m).

✓ **La charge statique absolue :**

$$Z_0 = Hg + 10 \quad \text{(VIII.3)}$$

✓ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C.V_0}{g} \quad \text{(VII.4)}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow h_0/Z_0 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Abaque de VIBERT } \frac{U_0}{L.s}; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

(ANNEXE figure N°23)

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \quad \text{donc :} \quad U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}} \quad \text{(VII.5)}$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

VII 1.6.2. Application :

➤ **Caractéristiques des conduites :**

Tableau VII.3 : caractéristiques des conduites :

Tronçons	Q (l/s)	DN (mm)	V_0 (m/s)	L_{ref} (m)	e (mm)	H_g (m)	HMT(m.c.e)
SP N°01-RT	30	200	0.955	2939	06	205.16	216.066
SR N°02-RBH	04	90	0.812	798	5.4	27	34.284
SR N°02-RDJ	06	90	1.4	2612	5.4	62.12	142.757

Tableau VII.4 : résultats de calcul des deux réservoirs d'air :

Station	Célérité(c)	Z(m)	Z ₀ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h_0/Z_0	$\frac{U_0}{L.s}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$
SP N°01-RT	1396.35	341.094	215.16	1.21	$2.16 \cdot 10^{-4}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$	0.835
SR N°02-RBH	724.67	86.983	37	1.115	$9.083 \cdot 10^{-4}$	$1.4 \cdot 10^{-1}$	0.905
SR N°02-RDJ	724.67	165.839	72.12	1.525	$1.385 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-2}$	0.685

Tableau VII.5 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement :

Tronçons	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)
SP N°01-RT	fonte	200	0.02834	0.955	2939
SR N°02-RBH	PEHD	90	0.00493	0.812	798
SR N°02-RDJ	PEHD	90	0.00493	1.41	2612

➤ Pour la première station de pompage (SP N°01)-R.Brute :

$$U_0 = L * S * 1.2 \cdot 10^{-3} = 0.099 \text{ m}^3$$

$$U_{max} = 0.099 * 1 / 0.835 = 0.12 \text{ m}^3 = 120 \text{ litres d'air}$$

Le volume normalisé sera : 200 litres d'air

➤ Pour la station de reprise (SR N°02)-R.Béni Hayi :

$$U_0 = L * S * 1.4 \cdot 10^{-1} = 0.55 \text{ m}^3$$

$$U_{max} = 0.55 * 1 / 0.905 = 0.6077 \text{ m}^3 = 607.7 \text{ litres d'air}$$

Le volume normalisé sera : 1000 litres d'air.

➤ Pour la station de reprise (SR N°02)-R.Béni Hayi :

$$U_0 = L * S * 1.4 \cdot 10^{-1} = 0.39 \text{ m}^3$$

$$U_{max} = 0.39 * 1 / 0.685 = 0.57 \text{ m}^3 = 750 \text{ litres d'air}$$

Le volume normalisé sera : 1000 litres d'air.

➤ Caractéristiques final des réservoirs d'air :

Tableau VII.6 : dimensions des réservoirs d'air :

Station	capacité (litre)	Ø (mm)	A (mm)	ØF (mm)	H (mm)	poids (Kg)
SP-R.BT	500	650	520	695	1680	140
SR-R.BH	1000	850	1020	895	1935	220
SR-R.DJ	1000	850	1020	895	1935	220

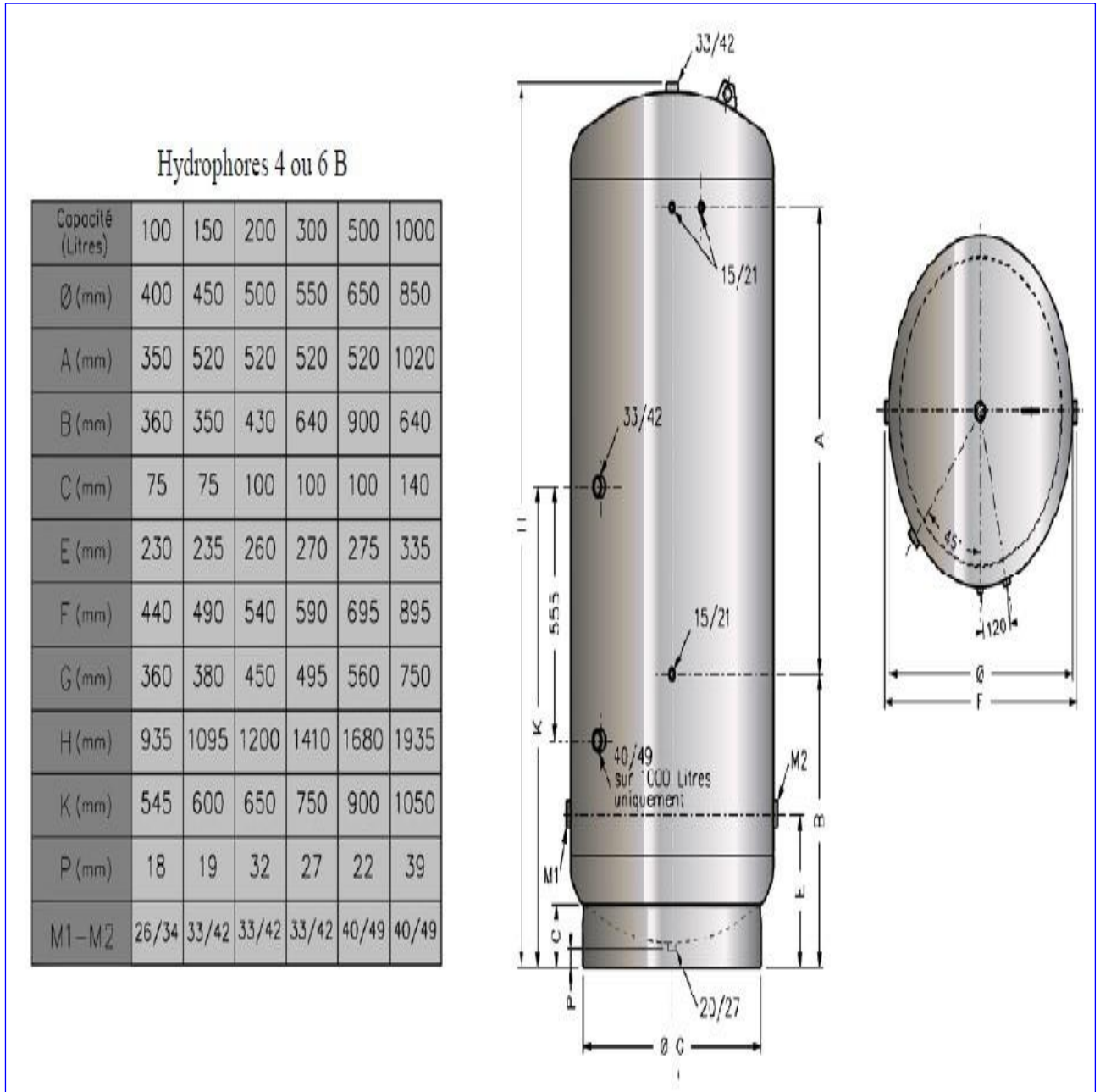


Figure VII.2 : réservoir d'air choisit

VII 1.6.3. Installation d'un réservoir d'air

Les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

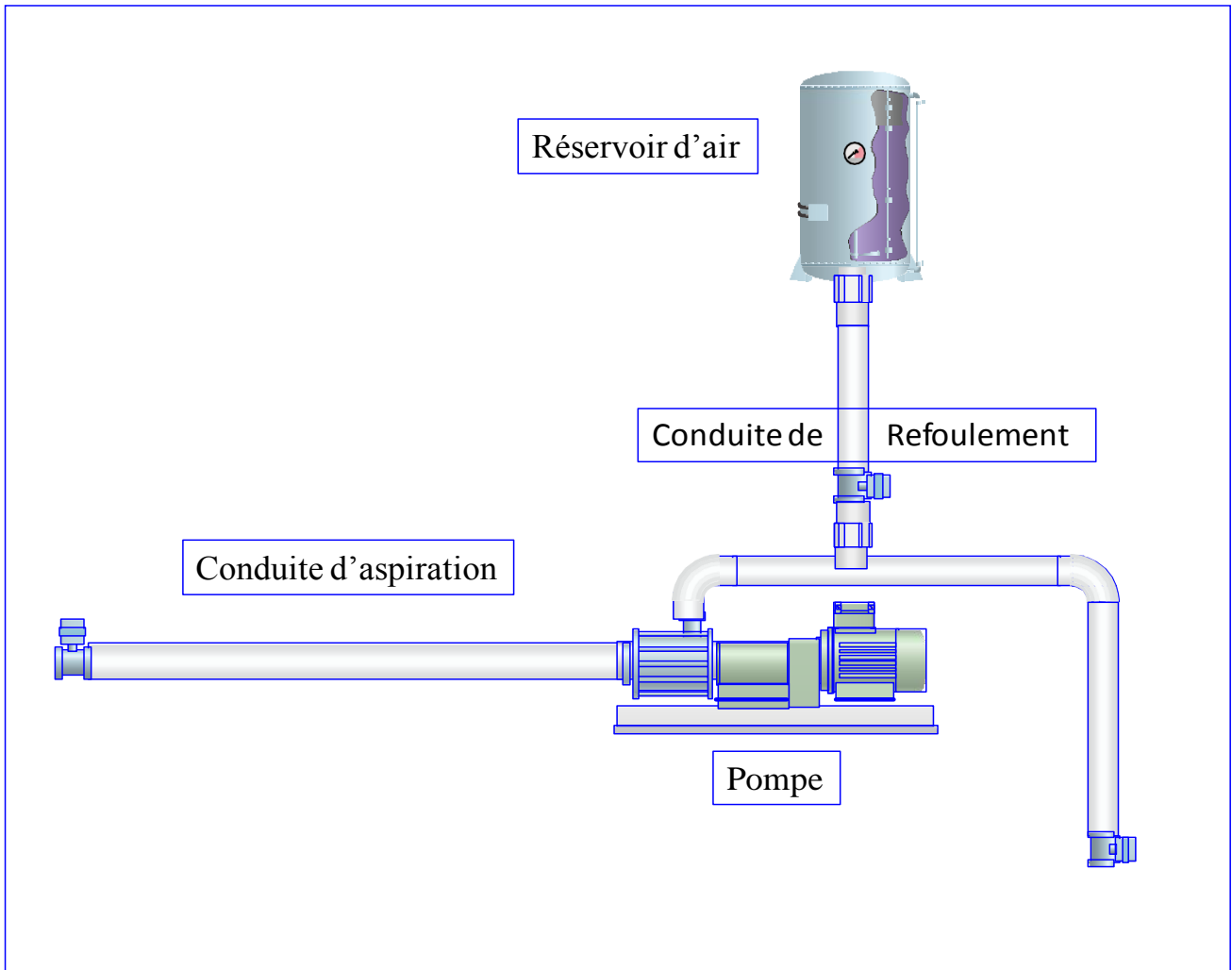


Figure VII.3 : Installation d'un réservoir d'air

Tableau VII.7 : bilan global des réservoirs d'air :

Station	capacité (litre)	Prix unitaire (DA)
SP-R.BT	500	350000,00
SR-R.BH	1000	430000,00
SR-R.DJ	1000	460000,00
Bilan Global		1240000.00

Note : plus de détail sur le prix des réservoirs d'air voir le site :

<http://www.air-comprime-compresseurs.fr>

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le phénomène de coup de bélier que peut subir notre adduction, et nous avons essayé de protéger les conduites d'adductions contre le coup de bélier par des réservoirs d'air, ce travail de dimensionnement nous a permis de récapituler ce qui suit :

- 1- Station de pompage N°01-Réservoir Tampon :
 - ❖ Réservoir d'air de capacité 500 litre.

- 2- Station de pompage N°02-Réservoir Béni Hayi :
 - ❖ Réservoir d'air de capacité 1000 litre.

- 3- Station de pompage N°02-Réservoir Djouahra :
 - ❖ Réservoir d'air de capacité 1000 litre.

- 4- Le bilan global : **1240000,00 DA.**

CHAPITRE VIII :
ORGANISATION DE
CHANTIER

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre :**VIII.1.1 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 suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. 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) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) 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.

d) Pose des conduites :

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin d'obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

➤ Pose en terre :

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. En suit, il sera recouvert d'un lit de pose de 0.1-0,2m d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

Par du gravier, dans les terres ordinaires.

Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain Dans les terrains imperméables.

Béton maigre, dans les parties rocheuses.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon qu'une distance suffisante doive ménager au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (1,0m).

La profondeur sera calculée en fonction du diamètre :

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

Traversées des routes :

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route.

Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau.

Traversée des Oueds :

La pose de canalisation a la traversé d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit de l'oued. Les piles seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

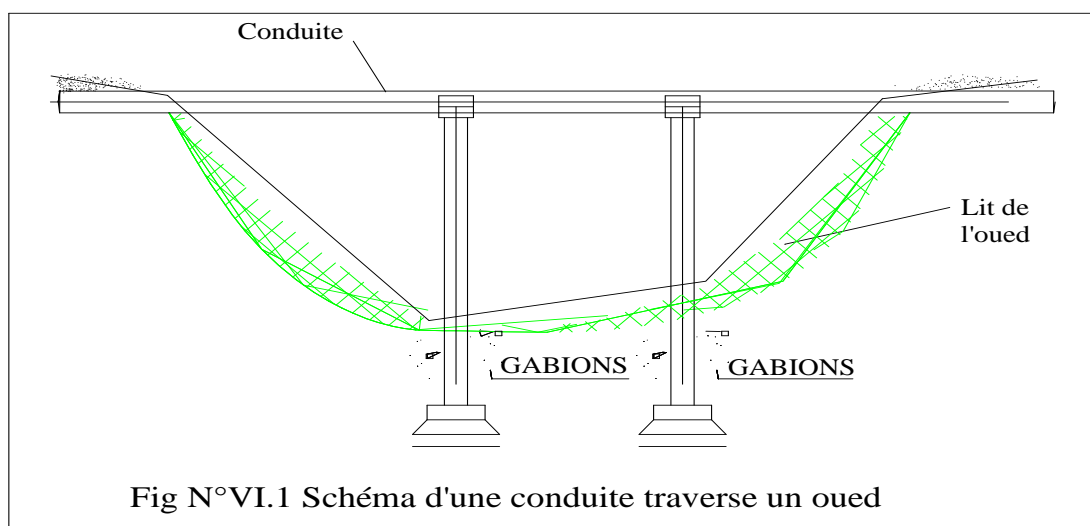


Fig N°VI.1 Schéma d'une conduite traverse un oued

Figure VIII.1 : traversé d'un oued « pont-route »**e)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.

f) Remblayage des tranchées

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

g) 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.

VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

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

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis-poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VIII.2.1. Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décapier est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m^3).

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),
 e: épaisseur de la couche en (m), e = 10cm

VIII.2.2. Déblais d'excavation :

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

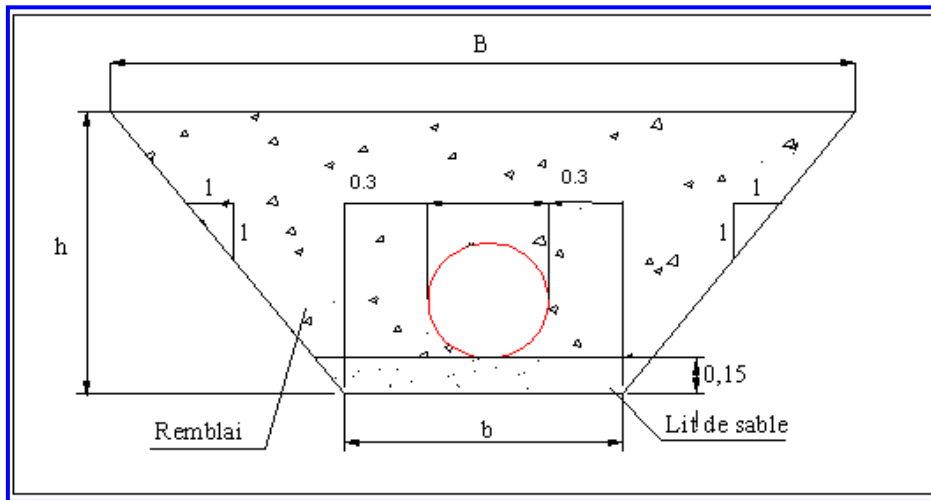


Figure VIII.2 : coupe en travers de tranchée de la conduite

$$S_{exc} = b \times h \tag{VIII.2}$$

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

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \tag{VIII.3}$$

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

a. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite ; Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \tag{VIII.4}$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
 D : diamètre de la conduite (m).
 h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.
 h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

b. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \tag{VIII.5}$$

b : largeur de la tranchée (m)
 D : diamètre de la conduite (m).

c. Déblais de l'adduction :

Tableau VIII.1 : Calcul du volume des déblais de l'adduction :

Trançon	D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
SP Flottante-Réservoir Brute	200	170	0,8	1,35	183,6
SP N°01-Réservoir Tampon	200	2639	0,8	1,35	2850,12
Réservoir Tampon-Réservoir Rouabah	160	2174	0,76	1,31	2164,4344
SR N°02-Réservoir Béni Hayi	90	798	0,69	1,24	682,7688
SR N°02-Réservoir Djouahra	90	2612	0,69	1,24	2234,8272

VIII.2.3. Volume de Lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule : $V_s = b * e * L$ **(VIII.6)**

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.2)

Tableau VIII.2 : calcul du volume du lit de sable :

Trançon	D (mm)	L (m)	b (m)	h ₁ (m)	V _s (m ³)
SP Flottante-Réservoir Brute	200	170	0,8	0,15	20,4
SP N°01-Réservoir Tampon	200	2639	0,8	0,15	316,68
Réservoir Tampon-Réservoir Rouabah	160	2174	0,76	0,15	247,836
SR N°02-Réservoir Béni Hayi	90	798	0,69	0,15	82,593
SR N°02-Réservoir Djouahra	90	2612	0,69	0,15	270,342

VIII.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.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \tag{VIII.7}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L \tag{VIII.8}$$

V_c : volume de la conduite (m³)

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau suivant :

VIII.2.5. 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 : $V_r = V_{exc} - V_s - V_c$

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

AN : $V_r = 8115.7504 - 937.851 - 153.5734 \Rightarrow V_r = 7024.326m^3$

Tableau VIII.3 : calcul du volume de la conduite, Le volume des remblais

Trançon	D (mm)	L(m)	S _{cond} (m ²)	V _{cond} (m ³)	V _s (m ³)	V _D (m ³)	V _r (m ³)
SP Flot-R. Brute	200	170	0,0314	5,338	20,4	183,6	157,862
SP N°01-R.T	200	2639	0,0314	82,865	316,68	2850,12	2450,575
RT-R. Rouabah	160	2174	0,0201	43,689	247,836	2164,4344	1872,910
SR N°02-R. Béni Hayi	90	798	0,0064	5,074	82,593	682,7688	595,102
SR N°02-R Djouahra	90	2612	0,0064	16,608	270,342	2234,8272	1947,877

VIII.2.6. calcul des volumes des travaux de l'adduction :

Tableau VIII.4 : volumes des travaux de l'adduction :

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	167.86
2	Déblais	m ³	8115.7504
3	Lit de sable	m ³	937.851
4	La conduite	m ³	153.5734
5	Remblais	m ³	7024.326

Tableau VIII.5 : Tableau de prix total des conduites :

Trançon	D (mm)	L (m)	Prix unitaire (DA)	prix total (DA)
SP Flottante-Réservoir Brute	200	170	3210	545700
SP N°01-Réservoir Tampon	200	2639	3210	8471190
Réservoir Tampon-R Rouabah	160	2174	2144	4661056
SR N°02-Réservoir Béni Hayi	90	798	728	580944
SR N°02-Réservoir Djouahra	90	2612	728	1901536
Coût Total des conduites				16160426

Tableau VIII.6 : Frais total des travaux de la pose de canalisation :

Travaux	Quantité (m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Décapage	167,86	412	69158,32
Déblai	8115,7504	400	3246300,2
Remblai	7024,326	450	3160946,525
lit de pose	937,851	1200	1125421,2
Coût Total			7601826,2

VIII.3. 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 évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

- A. Décapage de la couche végétal.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition

Tableau VIII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction :

Opération	précède	Succède
A	B	--
B	CDE	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	CDE
G	H	F
H	--	G

VIII.3.2. délai de réalisation de la conduite d'adduction :

Le tableau ci-après récapitule tous les calculs pour la détermination du délai de réalisation de notre conduite.

Tableau VIII.8 : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction) :

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A (1 2)	60	0	60	0	60	0
B (2 3)	95	60	155	60	155	0
C (3 4)	25	155	180	210	235	55
D (3 5)	60	155	215	175	235	20
4-5	0	180	180	235	235	55
E (3 6)	80	155	235	155	235	0
6-5	0	235	235	235	235	0
F (5 7)	25	235	260	235	260	0
G (7 8)	55	260	315	260	315	0
H (8 9)	30	315	345	315	345	0

Avec :

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP : date de commencement au plu tard.

DFPP : date de finissement au plu tard.

MT : marge totale.

Les chemins critiques : A-B-E-F-H $\sum TR = 345$ jours.

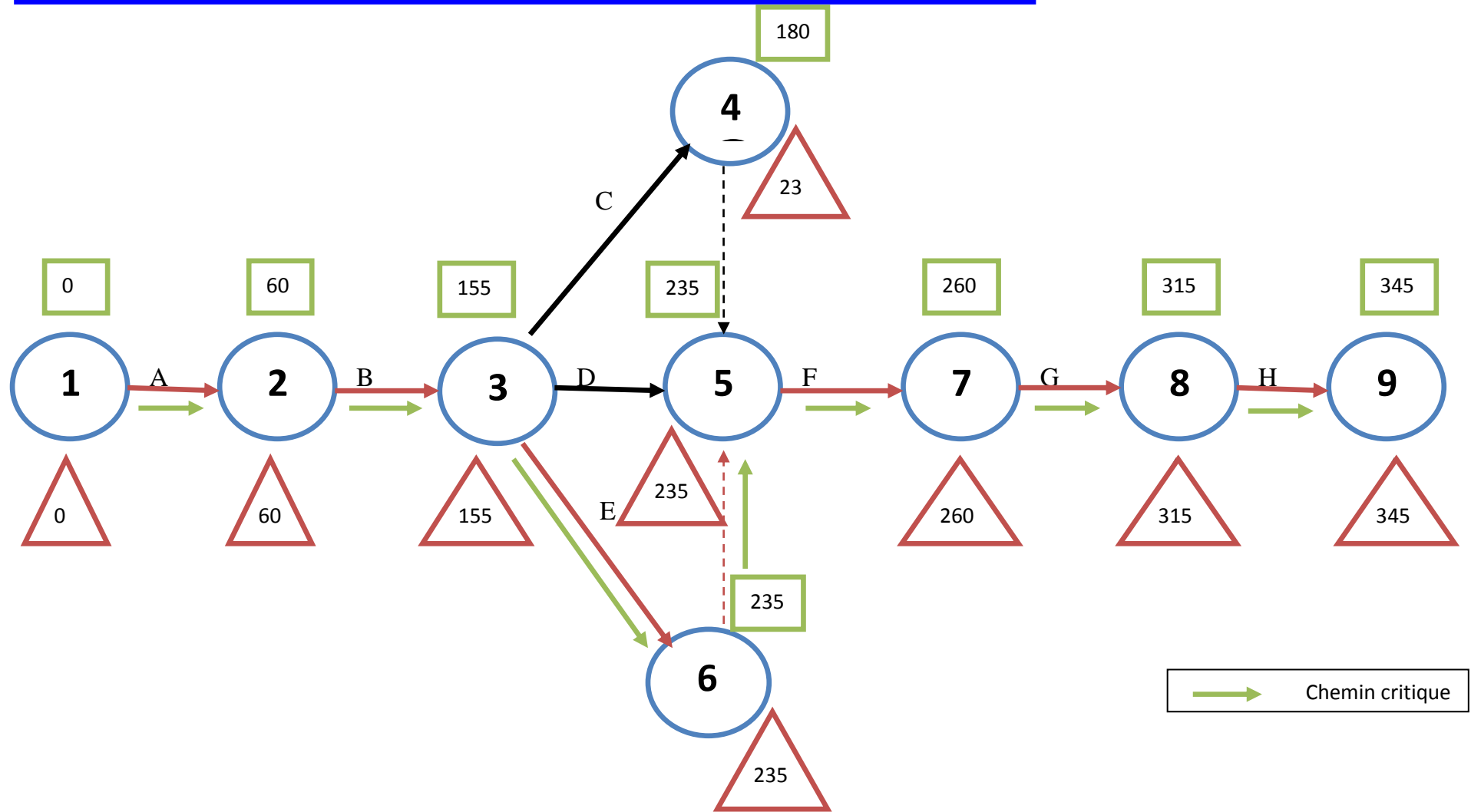
TR : temps de réalisation.

VIII.3.3 Chemin critique du réseau :



Le réseau à flèche de ces taches est représenté sur la (figure VIII.3)

Les flèches vertes portées sur la figure (VII.3) représentent le chemin critique du réseau.



Figure(VIII.3) : réseau à flèche (conduite d'adduction).

N	Opération	TR	Durée (jours)							Observation	
			50	100	150	200	250	300	350		
1	A(Décapage de la couche végétal)	60	60								
2	B(Exécution des tranchées)	95		95							
3	C (aménagement du lit de pose)	25				25					
4	D (la mise en place des conduites)	60				60					
5	E (Assemblage des tuyaux)	80				80					
6	F (les essais d'étanchéité)	25						25			
7	G (Remblai des tranchées)	55							55		
8	H(Travaux de finition)	30								30	

 Chemin critique

Figure VIII.4 : planification des travaux (diagramme de GANT (Conduites d'adduction)).

VIII.4 calcul le coût des travaux de la station de pompage :

VIII.4.1. Les dimensions de la première station de pompage :

- Longueur de la station : **L=16m**
- Largeur de la station : **B=7.5m**
- Hauteur de la station : **H=7.5m**

VIII.4.2 Les dimensions de la deuxième station de reprise :

- Longueur de la station : **L=12m**
- Largeur de la station : **B=7.5m**
- Hauteur de la station : **H=7,5m**

- Poteaux : $b \times b = 0.30 \times 0.30$

- Poutres : $b \times b = 0.30 \times 0.40$

VIII.4.3. Calculs et résultats

VIII.4.3.1. Station de pompage N°01 :

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, Permet le transfert d'eau par une conduite de refoulement.

VIII.4.3.2. Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$$

Nous avons 9 fouilles donc : $V_{st} = 30.375 \text{ m}^3$

VIII.4.3.3. Détermination du volume de décapage :

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} ; S_{dec} = L' \times B'$$

Avec :

$$L' = L + 0.55 + 0.55 = 16 + 0.55 + 0.55 = 17.1 \text{ m} \Rightarrow L' = 17.1 \text{ m.}$$

$$B' = B + 0.55 + 0.55 = 7.5 + 0.55 + 0.55 = 8.6 \text{ m} \Rightarrow B' = 8,6 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } S_{dec} = 8,6 \times 17.1 = 147.06 \text{ m}^2 \qquad \Rightarrow S_{dec} = 147.06 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura alors : } V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 147.06 \times 0,1 = 14,7 \text{ m}^3 \qquad \Rightarrow V_{dec} = 14,7 \text{ m}^3$$

VIII.4.3.4 .Détermination du volume du béton de propreté :

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 9 = 2.025 \text{ m}^3 \qquad \Rightarrow V_{bp} = 2.025 \text{ m}^3.$$

VIII.4.3.5. Volume du béton armé des semelles :

$$V_{\text{bas}} = (1.5) \times (1.5) \times (0.3) \times 9 = 6.075\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{bas}} = 6.075\text{m}^3.$$

VIII.4.3.6. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{\text{dp}} = (0.3) \times (0.3) \times (1.7) \times 9 = 1.377\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{dp}} = 1.377\text{m}^3.$$

VIII.4.3.7. volume du béton des poteaux :

$$V_{\text{P}} = (0.3) \times (0.3) \times 6 \times 9 = 4.86\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{P}} = 4.86\text{m}^3.$$

VIII.4.3.8. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines) :

$$V_{\text{cein-i}} = ([0.3 \times 0.4 \times 16 \times 3] + [0.3 \times 0.4 \times 7.5 \times 3]) - (0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 9) = 8.136\text{m}^3$$

$$\Rightarrow V_{\text{cein i}} = 8.136\text{m}^3$$

VIII.4.3.9. Volume du béton de la ceinture supérieur :

$$V_{\text{cein-s}} = ([0.3 \times 0.4 \times 16 \times 3] + [0.3 \times 0.4 \times 7.5 \times 3]) - (0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 9) = 8.136\text{m}^3$$

$$\Rightarrow V_{\text{cein sup}} = 8.136\text{m}^3$$

VIII.4.3.10. Volume du béton de la chape inférieure :

$$V_{\text{chinf}} = (3.65 \times 2.88 \times 7.5) \times 0.07 = 5.52\text{m}^3 \Rightarrow V_{\text{chinf}} = 5.52\text{m}^3.$$

VIII.4.3.11. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{\text{ch sup}} = (16) \times (7.5) \times (0.07) = 8.4\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{ch sup}} = 8.4\text{m}^3.$$

VIII.4.3.12. détermination des maçonneries :

On détermine la surface de maçonneries :

$$S_{\text{m}} = [(7.5 - 0.3 \times 3 + 16 - 0.3 \times 3) \times 7.5] \times 2 = 325.5 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{\text{m}} = 325.5\text{m}^2.$$

$$S_{\text{PT}} = (3.65 \times 2.88 \times 7.5) = 78.84\text{m}^2 \quad \Rightarrow S_{\text{PT}} = 78.84 \text{ m}^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

On utilise des murs simples sous la ceinture supérieure en briques de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10.

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_{\text{p}} = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_{\text{p}} = \frac{S_{\text{m}}}{S_{\text{p}}} = \frac{78.84}{0.08} = 986 \text{ parpaings}$$

$$S_{\text{b}} = 30.20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06\text{m}^2 \text{ et On a } S_{\text{m}} = 325.5\text{m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$Nb = \frac{Sm}{Sb} = \frac{325.5}{0.06} * 2 = 10850 \text{ Briques}$$

VIII.4.3.13. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées

➤ Volume des Remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 9 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.3 \times 0.3)] = 21.384 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{rf} = 21.384 \text{ m}^3$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (16 \times 7.5) - (8.136 + 5.52) = 106.344 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{cas} = 106.344 \text{ m}^3$$

Tableau VIII.9 : Devis des différents travaux de la station de pompage N°01 :

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	14.7	412	6056.4
2	Déblai	m ³	30.375	400	12150
3	Remblai	m ³	106.344	450	47854.8
4	Béton de propreté	m ³	2.025	700	1417.5
5	Béton armé	m ³	34.47	32000	1103040
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	5425	23	124775
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	5425	25	135625
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	986	27	26622
Total					1457540.7

VIII.4.4. Calculs et résultats

VIII.4.4.1. Station de pompage N°02 :

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, Permet le transfert d'eau par une conduite de refoulement.

VIII.4.4.2. Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$$

Nous avons 9 fouilles donc : $V_{st} = 30.375 \text{ m}^3$

VIII.4.4.3. Détermination du volume de décapage :

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} ; S_{dec} = L' \times B'$$

Avec :

$$L' = L + 0.55 + 0.55 = 12 + 0.55 + 0.55 = 17.1m \Rightarrow L' = 13.1m.$$

$$B' = B + 0.55 + 0.55 = 7.5 + 0.55 + 0.55 = 8.6m \Rightarrow B' = 8,6m.$$

$$D'o\grave{u} : S_{dec} = 8,6 \times 13.1 = 112.66 m^2 \quad \Rightarrow S_{dec} = 112.66m^2$$

$$On \text{ aura alors : } V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 112.66 \times 0,1 = 11.27m^3 \quad \Rightarrow V_{dec} = 11.27m^3$$

VIII.4.4.4 .Détermination du volume du béton de propreté :

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 9 = 2.025m^3 \quad \Rightarrow V_{bp} = 2.025m^3.$$

VIII.4.4.5. Volume du béton armé des semelles :

$$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 9 = 6.075m^3 \quad \Rightarrow V_{bas} = 6.075m^3.$$

VIII.4.4.6. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.3) \times (0.3) \times (1.7) \times 9 = 1.377m^3 \quad \Rightarrow V_{dp} = 1.377m^3.$$

VIII.4.4.7. volume du béton des poteaux :

$$V_p = (0.3) \times (0.3) \times 6 \times 9 = 4.86m^3 \quad \Rightarrow V_p = 4.86m^3.$$

VIII.4.4.8. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines) :

$$V_{cein-i} = ([0.3 \times 0.4 \times 12 \times 3] + [0,3 \times 0.4 \times 7.5 \times 3]) - (0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 9) = 6.696m^3$$

$$\Rightarrow V_{cein i} = 6.696m^3$$

VIII.4.4.9. Volume du béton de la ceinture supérieur :

$$V_{cein-s} = ([0.3 \times 0.4 \times 12 \times 3] + [0,3 \times 0.4 \times 7.5 \times 3]) - (0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 9) = 6.696m^3$$

$$\Rightarrow V_{cein sup} = 6.696m^3$$

VIII.4.4.10. Volume du béton de la chape inférieure :

$$V_{chinf} = (3,65 \times 2,88 \times 7,5) \times 0,07 = 5.52m^3 \Rightarrow V_{chinf} = 5.52m^3.$$

VIII.4.4.11. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{ch sup} = (12) \times (7.5) \times (0.07) = 6.3m^3 \quad \Rightarrow V_{ch sup} = 6.3m^3.$$

VIII.4.4.12. détermination des maçonneries :

On détermine la surface de maçonneries :

$$S_m = [(7.5 - 0.3 \times 3 + 12 - 0.3 \times 3) \times 7.5] \times 2 = 265.5 m^2 \quad \Rightarrow S_m = 265.5m^2.$$

$$S_{PT} = (3.65 \times 2.88 \times 7.5) = 78.84m^2 \quad \Rightarrow S_{PT} = 78.84 m^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

On utilise des murs simples sous la ceinture supérieure en briques de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10.

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_p = 0,4 \times 0,2 = 0,08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_p = \frac{S_m}{S_p} = \frac{78.84}{0.08} = 986 \text{ parpaings}$$

$$S_b = 30. 20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06\text{m}^2 \text{ et On a } S_m = 265.5\text{m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{265.5}{0.06} * 2 = 10850 \text{ Briques}$$

VIII.4.4.13. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées

➤ **V o l u m e** des Remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 9 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.3 \times 0.3)] = 21.384\text{m}^3 \Rightarrow V_{rf} = 21.384\text{m}^3$$

➤ **V o l u m e** des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (12 \times 7.5) - (6.696 + 5.52) = 77.784\text{m}^3 \Rightarrow V_{cas} = 77.784\text{m}^3.$$

Tableau VIII.10 : Devis des différents travaux de la station de pompage N°02:

N ^o	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m	11.27	412	4643.24
2	Déblai	m	30.375	400	12150
3	Remblai	m	77.784	450	35002.8
4	Béton de propreté	m ²	2.025	700	1417.5
5	Béton armé	m	32.004	32000	1024128
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	4425	23	101775
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	4425	25	110625
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	986	27	26622
Total					1316363.54

VIII.5.Choix des engins de terrassement :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

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

VIII.6.Devis global :

Tableau VIII.11 : Devis estimatif global :

Nature des charges	Charges en DA
Les conduites	16160426
Pose des canalisations	7601826,2
travaux de la SP N°01	1457540.7
travaux de la SR N°02	1316363.54
Bilan global de pompage	6381225,00
Bilan global de station de traitement monobloc	6720000,00
coût des réservoirs d'air	1240000,00
TVA 17%	6949154.85
TOTAL TTC	47826536.28

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.
- ❖ Le coût total du projet qui est de **47826536.28DA**.
- ❖ La durée du projet qui est de **345 jours**.
- ❖ Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, chargeur.

Pour but de planifier et organiser tous les travaux concernant notre projet.

Conclusion générale :

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction de l'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir :

- ❖ L'alimentation en eau potable à partir du Petit barrage **Oued Tighzel** répondant aux besoins de la population sans faire recours à ressources existantes dans la région.
- ❖ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les Quatre Centres situés à l'aval du barrage.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **8269** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les Centres concernés par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **2592 m³/j** des eaux du Petit barrage **Oued Tighzel**.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre adduction, on a projeté Deux réservoirs Semi en terré, un réservoir Tampon et un réservoir de l'eau brute au niveau de la station de traitement monobloc.

L'importance de longueur de l'adduction (plus de 8 Km) et la nature du relief qui est très accidenté exige la projection de trois stations de pompage pour assurer l'alimentation de la région ; la première Flottante au niveau du barrage, La deuxième à l'aval du barrage à une distance de 170 m par rapport à station Flottante et la deuxième comme station de reprise à une distance de 2639 m par rapport à la première station; avec le choix des pompes adéquat dans chaque station.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre le chemin le plus facile possible dont le terrain est accidenté dans sa globalité, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Pour toute l'adduction nous avons opté pour le PEHD et la FONTE comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs d'adduction.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Sans oublier que le devis estimatif de ce projet est de **47826536.28DA**, dans une durée de 345 jours.

En fin ; Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère qu'on a trouvé les meilleures solutions pour résoudre le problème de l'eau potable de la ville de Tiberkanine wilaya Ain-Defla et que ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux de faire le bon control et la meilleure maintenance continue des différents ouvrages de ce projet jusqu'à l'horizon 2040.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **A. DUPONT**, HYDRAULIQUE URBAINE, TOME II, EDITION EYROLLES, PARIS 1977 P.237, 260,267, 275,280, 287, 319, 322, 323, 326.

[2] **B.SALAH**, POLYCOPIE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE, P.11, 27, 29,72, 78,140.

[3] **ALALOU Saïd**, MEMOIRE DE FIN D'ETUDE : ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE SEPT COMMUNES DE LA WILAYA DE BOUMERDES ENSH 2011, chapitre III.

[4] **M. CARLIER**, HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE, EDITION EYROLLES, PARIS 1972, P.289.

[5] **A. LENCASTRE**, HYDRAULIQUE GENERALE, EDITION EYROLLES, PARIS 1983 P.349.

[6] **W.MOKRANE**, COURS DE LA CINQUIEME ANNEE, 2016.

[7] **MOHMOUD MOUSSA**, DOCUMENT DE SYNTHESE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE, VERSION 2002.CHAPITRE III P 20.21.22.23.24.25, CHAPITRE IV P 6.7.8.

[8] **CAPRARI** : POMPES MULTICELLULAIRES A HAUTE PRESSION.

[9] **Olivier Beudet**, LE GROUPE VEOLIA ENVIRONNEMENT : TECHNOLOGIES POUR LE TRAITEMENT DES EAUX, Cycle de l'eau **URL** : (<http://technomaps.veoliawatertechnologies.com>).page consultée le 12 Août 2016.

LES ANNEXES

LES TABLEAUX

Tableau N°01 : Variation du débit horaire pour le centre de Rouabah :

Heures (h)	Consommation Q max .j =1468,8m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1	14,688	1	14,688
1_2	1	14,688	2	29,376
2_3	1	14,688	3	44,064
3_4	1	14,688	4	58,752
4_5	2	29,376	6	88,128
5_6	3	44,064	9	132,192
6_7	5	73,44	14	205,632
7_8	6,5	95,472	20,5	301,104
8_9	6,5	95,472	27	396,576
9_10	5,5	80,784	32,5	477,36
10_11	4,5	66,096	37	543,456
11_12	5,5	80,784	42,5	624,24
12_13	7	102,816	49,5	727,056
13_14	7	102,816	56,5	829,872
14_15	5,5	80,784	62	910,656
15_16	4,5	66,096	66,5	976,752
16_17	5	73,44	71,5	1050,192
17_18	6,5	95,472	78	1145,664
18_19	6,5	95,472	84,5	1241,136
19_20	5	73,44	89,5	1314,576
20_21	4,5	66,096	94	1380,672
21_22	3	44,064	97	1424,736
22_23	2	29,376	99	1454,112
23_24	1	14,688	100	1468,8
total	100	1468,8		

Tableau N°02 : Variation du débit horaire pour le centre de Béni Hayi

Heures (h)	Consommation Q max .j =345,6m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1	3,456	1	3,456
1_2	1	3,456	2	6,912
2_3	1	3,456	3	10,368
3_4	1	3,456	4	13,824
4_5	2	6,912	6	20,736
5_6	3	10,368	9	31,104
6_7	5	17,28	14	48,384
7_8	6,5	22,464	20,5	70,848
8_9	6,5	22,464	27	93,312
9_10	5,5	19,008	32,5	112,32
10_11	4,5	15,552	37	127,872
11_12	5,5	19,008	42,5	146,88
12_13	7	24,192	49,5	171,072
13_14	7	24,192	56,5	195,264
14_15	5,5	19,008	62	214,272
15_16	4,5	15,552	66,5	229,824
16_17	5	17,28	71,5	247,104
17_18	6,5	22,464	78	269,568
18_19	6,5	22,464	84,5	292,032
19_20	5	17,28	89,5	309,312
20_21	4,5	15,552	94	324,864
21_22	3	10,368	97	335,232
22_23	2	6,912	99	342,144
23_24	1	3,456	100	345,6
total	100	345,6		

Tableau N°03 : Variation du débit horaire pour le centre de Krama :

Heures (h)	Consommation Q max .j =259,2m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1	2,592	1	2,592
1_2	1	2,592	2	5,184
2_3	1	2,592	3	7,776
3_4	1	2,592	4	10,368
4_5	2	5,184	6	15,552
5_6	3	7,776	9	23,328
6_7	5	12,96	14	36,288
7_8	6,5	16,848	20,5	53,136
8_9	6,5	16,848	27	69,984
9_10	5,5	14,256	32,5	84,24
10_11	4,5	11,664	37	95,904
11_12	5,5	14,256	42,5	110,16
12_13	7	18,144	49,5	128,304
13_14	7	18,144	56,5	146,448
14_15	5,5	14,256	62	160,704
15_16	4,5	11,664	66,5	172,368
16_17	5	12,96	71,5	185,328
17_18	6,5	16,848	78	202,176
18_19	6,5	16,848	84,5	219,024
19_20	5	12,96	89,5	231,984
20_21	4,5	11,664	94	243,648
21_22	3	7,776	97	251,424
22_23	2	5,184	99	256,608
23_24	1	2,592	100	259,2
total	100	259,2		

Tableau N°04 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)								
D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt
100	0,030	3,822	0,019	2639	371,422	408,564	205,16	613,724
150	0,030	1,699	0,017	2639	44,538	48,992	205,16	254,152
200	0,030	0,955	0,016	2639	9,915	10,906	205,16	216,066
250	0,030	0,611	0,015	2639	3,096	3,406	205,16	208,566
300	0,030	0,425	0,015	2639	1,197	1,317	205,16	206,477
350	0,030	0,312	0,014	2639	0,536	0,590	205,16	205,750
400	0,030	0,239	0,014	2639	0,268	0,295	205,16	205,455
450	0,030	0,189	0,014	2639	0,145	0,160	205,16	205,320
500	0,030	0,153	0,013	2639	0,084	0,092	205,16	205,252

Tableau N°05 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre						
D (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
100	0,03	613,72	237,97	2,27	1737178,51	3943395,23
150	0,03	254,15	98,55	2,27	719390,72	1633016,94
200	0,03	216,07	83,78	2,27	611587,56	1388303,75
250	0,03	208,57	80,87	2,27	590356,27	1340108,74
300	0,03	206,48	80,06	2,27	584443,97	1326687,82
350	0,03	205,75	79,78	2,27	582386,65	1322017,69
400	0,03	205,45	79,66	2,27	581549,96	1320118,41
450	0,03	205,32	79,61	2,27	581168,06	1319251,49
500	0,03	205,25	79,59	2,27	580977,52	1318818,96

Tableau N°06 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
100	2639	1700	4486300	0,0937	420271,11
150	2639	2050	5409950	0,0937	506797,51
200	2639	2812	7420868	0,0937	695177,85
250	2639	4150	10951850	0,0937	1025955,94
300	2639	5250	13854750	0,0937	1297896,06
350	2639	6000	15834000	0,0937	1483309,79
400	2639	6580	17364620	0,0937	1626696,40
450	2639	7014	18509946	0,0937	1733989,14
500	2639	8215	21679385	0,0937	2030898,32

Tableau N°07 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°01-RT) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
100	3943395,23	420271,11	4363666,33
150	1633016,94	506797,51	2139814,45
200	1388303,75	695177,85	2083481,61
250	1340108,74	1025955,94	2366064,68
300	1326687,82	1297896,06	2624583,88
350	1322017,69	1483309,79	2805327,48
400	1320118,41	1626696,40	2946814,81
450	1319251,49	1733989,14	3053240,64
500	1318818,96	2030898,32	3349717,28

Tableau N°08 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)									
D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q m ³ /s	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt
63	55,4	0,004	1,660	0,022	798	44,222	48,645	27	75,475
75	66,0	0,004	1,170	0,021	798	17,634	19,397	27	46,227
90	79,2	0,004	0,812	0,020	798	6,776	7,454	27	34,284
110	96,8	0,004	0,544	0,019	798	2,367	2,604	27	29,434
125	110,2	0,004	0,420	0,018	798	1,201	1,321	27	28,151
160	141,0	0,004	0,256	0,017	798	0,331	0,364	27	27,194
200	176,2	0,004	0,164	0,017	798	0,103	0,114	27	26,944
250	220,4	0,004	0,105	0,016	798	0,032	0,035	27	26,865
315	277,6	0,004	0,066	0,015	798	0,010	0,011	27	26,841

Tableau N°09 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D (mm)	Q m ³ /s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
63	0,004	75,47	3,90	2,27	28484,70	64660,27
75	0,004	46,23	2,39	2,27	17446,56	39603,70
90	0,004	34,28	1,77	2,27	12938,86	29371,21
110	0,004	29,43	1,52	2,27	11108,67	25216,68
125	0,004	28,15	1,46	2,27	10624,35	24117,28
160	0,004	27,19	1,41	2,27	10263,18	23297,42
200	0,004	26,94	1,39	2,27	10168,70	23082,96
250	0,004	26,87	1,39	2,27	10139,16	23015,90
315	0,004	26,84	1,39	2,27	10129,84	22994,73

Tableau N°10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
63	798	258,66	206410,68	0,0937	19336,30
75	798	610,44	487131,12	0,0937	45633,85
90	798	728	580944	0,0937	54422,12
110	798	1075	857850	0,0937	80362,34
125	798	1669,55	1332300,9	0,0937	124808,32
160	798	2143,32	1710369,36	0,0937	160225,31
200	798	2203	1757994	0,0937	164686,73
250	798	3264	2604672	0,0937	244002,49
315	798	5205	4153590	0,0937	389103,24

Tableau N°11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-B.H) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
63	64660,27	19336,30	83996,57
75	39603,70	45633,85	85237,55
90	29371,21	54422,12	83793,33
110	25216,68	80362,34	105579,02
125	24117,28	124808,32	148925,61
160	23297,42	160225,31	183522,73
200	23082,96	164686,73	187769,69
250	23015,90	244002,49	267018,39
315	22994,73	389103,24	412097,97

Tableau N°12 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).									
Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	Hg	Hmt
63	48,8	0,006	3,210	0,023	2612	634,406	697,846	62,12	759,966
75	58,2	0,006	2,257	0,022	2612	251,364	276,500	62,12	338,620
90	73,6	0,006	1,411	0,020	2612	73,306	80,637	62,12	142,757
110	90,0	0,006	0,944	0,019	2612	25,535	28,089	62,12	90,209
125	102,2	0,006	0,732	0,019	2612	13,121	14,433	62,12	76,553
160	130,8	0,006	0,447	0,018	2612	3,608	3,969	62,12	66,089
200	163,6	0,006	0,286	0,017	2612	1,120	1,233	62,12	63,353
250	204,6	0,006	0,183	0,016	2612	0,349	0,383	62,12	62,503
315	257,8	0,006	0,115	0,015	2612	0,104	0,115	62,12	62,235

Tableau N°13 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D	Q m3/s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
63	0,006	759,97	58,93	2,27	430225,06	976610,88
75	0,006	338,62	26,26	2,27	191696,32	435150,65
90	0,006	142,76	11,07	2,27	80816,19	183452,74
110	0,006	90,21	7,00	2,27	51068,09	115924,57
125	0,006	76,55	5,94	2,27	43337,67	98376,50
160	0,006	66,09	5,13	2,27	37413,61	84928,89
200	0,006	63,35	4,91	2,27	35864,54	81412,50
250	0,006	62,50	4,85	2,27	35383,89	80321,42
315	0,006	62,23	4,83	2,27	35231,83	79976,25

Tableau N°14 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
63	2612	258,66	675619,92	0,0937	63291,25
75	2612	610,44	1594469,28	0,0937	149367,94
90	2612	728	1901536	0,0937	178133,57
110	2612	1075	2807900	0,0937	263040,64
125	2612	1669,55	4360864,6	0,0937	408520,47
160	2612	2143,32	5598351,84	0,0937	524446,77
200	2612	2203	5754236	0,0937	539049,80
250	2612	3264	8525568	0,0937	798664,80
315	2612	5205	13595460	0,0937	1273606,09

Tableau N°15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-DJ) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
63	976610,88	63291,25	1039902,13
75	435150,65	149367,94	584518,59
90	183452,74	178133,57	361586,31
110	115924,57	263040,64	378965,21
125	98376,50	408520,47	506896,98
160	84928,89	524446,77	609375,66
200	81412,50	539049,80	620462,30
250	80321,42	798664,80	878986,22
315	79976,25	1273606,09	1353582,35

Tableau N°16 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPF-R.B) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).									
D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q m ³ /s	V m/s	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔH _T (m)	Hg (m)	Hmt
110	96,8	0,030	4,079	0,019	170	28,369	31,206	16	47,206
125	110,2	0,030	3,147	0,018	170	14,390	15,829	16	31,829
160	141	0,030	1,922	0,017	170	3,964	4,361	16	20,361
200	176,2	0,030	1,231	0,017	170	1,237	1,361	16	17,361
250	220,4	0,030	0,787	0,016	170	0,385	0,423	16	16,423
315	277,6	0,030	0,496	0,015	170	0,116	0,127	16	16,127
400	352,6	0,030	0,307	0,014	170	0,033	0,037	16	16,037
500	440,6	0,030	0,197	0,014	170	0,010	0,011	16	16,011
630	555,2	0,030	0,124	0,013	170	0,003	0,003	16	16,003

Tableau N°17 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPF-R.B) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D _{ext} (mm)	Q m ³ /s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire(DA)	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
110	0,03	47,21	18,30	2,27	133619,45	303316,16
125	0,03	31,83	12,34	2,27	90092,53	204510,05
160	0,03	20,36	7,89	2,27	57632,75	130826,35
200	0,03	17,36	6,73	2,27	49141,82	111551,94
250	0,03	16,42	6,37	2,27	46486,93	105525,33
315	0,03	16,13	6,25	2,27	45648,63	103622,40
400	0,03	16,04	6,22	2,27	45392,39	103040,72
500	0,03	16,01	6,21	2,27	45321,33	102879,42
630	0,03	16,00	6,21	2,27	45298,62	102827,86

Tableau N°18 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPF-R.B) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L(m)	Prix Unitaire	Prix(DA)	Annuité	Amortissement
110	170	1075	182750	0,0937	17119,80
125	170	1670	283900	0,0937	26595,41
160	170	2143	364310	0,0937	34128,12
200	170	2203	374510	0,0937	35083,64
250	170	3264	554880	0,0937	51980,48
315	170	5205	884850	0,0937	82891,67
400	170	8352	1419840	0,0937	133008,88
500	170	13028	2214760	0,0937	207476,01
630	170	19699	3348830	0,0937	313714,31

Tableau N°19 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPF-R.B) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
110	303316,16	17119,80	320435,95
125	204510,05	26595,41	231105,46
160	130826,35	34128,12	164954,47
200	111551,94	35083,64	146635,58
250	105525,33	51980,48	157505,81
315	103622,40	82891,67	186514,06
400	103040,72	133008,88	236049,59
500	102879,42	207476,01	310355,43
630	102827,86	313714,31	416542,17

Tableau N°20 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)								
D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt
100	0,030	3,822	0,019	2639	371,422	408,564	208,340	616,904
150	0,030	1,699	0,017	2639	44,538	48,992	208,340	257,332
200	0,030	0,955	0,016	2639	9,915	10,906	208,340	219,246
250	0,030	0,611	0,015	2639	3,096	3,406	208,340	211,746
300	0,030	0,425	0,015	2639	1,197	1,317	208,340	209,657
350	0,030	0,312	0,014	2639	0,536	0,590	208,340	208,930
400	0,030	0,239	0,014	2639	0,268	0,295	208,340	208,635
450	0,030	0,189	0,014	2639	0,145	0,160	208,340	208,500
500	0,030	0,153	0,013	2639	0,084	0,092	208,340	208,432
600	0,030	0,106	0,013	2639	0,033	0,036	208,340	208,376

Tableau N°21 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D	Q m3/s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
100	0,03	616,90	239,20	2,27	1746179,67	3963827,86
150	0,03	257,33	99,78	2,27	728391,88	1653449,57
200	0,03	219,25	85,01	2,27	620588,72	1408736,38
250	0,03	211,75	82,10	2,27	599357,43	1360541,38
300	0,03	209,66	81,29	2,27	593445,13	1347120,45
350	0,03	208,93	81,01	2,27	591387,81	1342450,32
400	0,03	208,63	80,90	2,27	590551,12	1340551,05
450	0,03	208,50	80,85	2,27	590169,22	1339684,13
500	0,03	208,43	80,82	2,27	589978,68	1339251,59

Tableau N°22 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°01-RT) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
100	2639	1700	4486300	0,0937	420271,11
150	2639	2050	5409950	0,0937	506797,51
200	2639	2812	7420868	0,0937	695177,85
250	2639	4150	10951850	0,0937	1025955,94
300	2639	5250	13854750	0,0937	1297896,06
350	2639	6000	15834000	0,0937	1483309,79
400	2639	6580	17364620	0,0937	1626696,40
450	2639	7014	18509946	0,0937	1733989,14
500	2639	8215	21679385	0,0937	2030898,32

Tableau N°23 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°01-RT) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
100	3963827,86	420271,11	4384098,96
150	1653449,57	506797,51	2160247,09
200	1408736,38	695177,85	2103914,24
250	1360541,38	1025955,94	2386497,31
300	1347120,45	1297896,06	2645016,52
350	1342450,32	1483309,79	2825760,11
400	1340551,05	1626696,40	2967247,45
450	1339684,13	1733989,14	3073673,27
500	1339251,59	2030898,32	3370149,91

Tableau N°24 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)									
D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q m3/s	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt
63	55,4	0,004	1,660	0,022	798	44,222	48,645	27	75,475
75	66,0	0,004	1,170	0,021	798	17,634	19,397	27	46,227
90	79,2	0,004	0,812	0,020	798	6,776	7,454	27	34,284
110	96,8	0,004	0,544	0,019	798	2,367	2,604	27	29,434
125	110,2	0,004	0,420	0,018	798	1,201	1,321	27	28,151
160	141,0	0,004	0,256	0,017	798	0,331	0,364	27	27,194
200	176,2	0,004	0,164	0,017	798	0,103	0,114	27	26,944
250	220,4	0,004	0,105	0,016	798	0,032	0,035	27	26,865
315	277,6	0,004	0,066	0,015	798	0,010	0,011	27	26,841

Tableau N°25 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D (mm)	Q m3/s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
63	0,004	75,47	3,90	2,27	28484,70	64660,27
75	0,004	46,23	2,39	2,27	17446,56	39603,70
90	0,004	34,28	1,77	2,27	12938,86	29371,21
110	0,004	29,43	1,52	2,27	11108,67	25216,68
125	0,004	28,15	1,46	2,27	10624,35	24117,28
160	0,004	27,19	1,41	2,27	10263,18	23297,42
200	0,004	26,94	1,39	2,27	10168,70	23082,96
250	0,004	26,87	1,39	2,27	10139,16	23015,90
315	0,004	26,84	1,39	2,27	10129,84	22994,73

Tableau N°26 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°02-B.H) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
63	798	258,66	206410,68	0,0937	19336,30
75	798	610,44	487131,12	0,0937	45633,85
90	798	728	580944	0,0937	54422,12
110	798	1075	857850	0,0937	80362,34
125	798	1669,55	1332300,9	0,0937	124808,32
160	798	2143,32	1710369,36	0,0937	160225,31
200	798	2203	1757994	0,0937	164686,73
250	798	3264	2604672	0,0937	244002,49
315	798	5205	4153590	0,0937	389103,24

Tableau N°27 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-B.H) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
63	64660,27	19336,30	83996,57
75	39603,70	45633,85	85237,55
90	29371,21	54422,12	83793,33
110	25216,68	80362,34	105579,02
125	24117,28	124808,32	148925,61
160	23297,42	160225,31	183522,73
200	23082,96	164686,73	187769,69
250	23015,90	244002,49	267018,39
315	22994,73	389103,24	412097,97

Tableau N°28 : Variation des HMT en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).									
Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	Hg	Hmt
63	48,8	0,006	3,210	0,023	2612	634,406	697,846	62,12	759,966
75	58,2	0,006	2,257	0,022	2612	251,364	276,500	62,12	338,620
90	73,6	0,006	1,411	0,020	2612	73,306	80,637	62,12	142,757
110	90,0	0,006	0,944	0,019	2612	25,535	28,089	62,12	90,209
125	102,2	0,006	0,732	0,019	2612	13,121	14,433	62,12	76,553
160	130,8	0,006	0,447	0,018	2612	3,608	3,969	62,12	66,089
200	163,6	0,006	0,286	0,017	2612	1,120	1,233	62,12	63,353
250	204,6	0,006	0,183	0,016	2612	0,349	0,383	62,12	62,503
315	257,8	0,006	0,115	0,015	2612	0,104	0,115	62,12	62,235

Tableau N°29 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.						
D	Q m3/s	Hmt	Puissance Kwh	Prix Unitaire	Consommation annuelle	Dépense annuelle(DA)
63	0,006	759,97	58,93	2,27	430225,06	976610,88
75	0,006	338,62	26,26	2,27	191696,32	435150,65
90	0,006	142,76	11,07	2,27	80816,19	183452,74
110	0,006	90,21	7,00	2,27	51068,09	115924,57
125	0,006	76,55	5,94	2,27	43337,67	98376,50
160	0,006	66,09	5,13	2,27	37413,61	84928,89
200	0,006	63,35	4,91	2,27	35864,54	81412,50
250	0,006	62,50	4,85	2,27	35383,89	80321,42
315	0,006	62,23	4,83	2,27	35231,83	79976,25

Tableau N°30 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (TR SPN°02-DJ) :

Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.					
D	L	Prix Unitaire	Prix	Annuité	Amortissement
63	2612	258,66	675619,92	0,0937	63291,25
75	2612	610,44	1594469,28	0,0937	149367,94
90	2612	728	1901536	0,0937	178133,57
110	2612	1075	2807900	0,0937	263040,64
125	2612	1669,55	4360864,6	0,0937	408520,47
160	2612	2143,32	5598351,84	0,0937	524446,77
200	2612	2203	5754236	0,0937	539049,80
250	2612	3264	8525568	0,0937	798664,80
315	2612	5205	13595460	0,0937	1273606,09

Tableau N°31 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-DJ) :

Bilan des frais d'investissement et d'exploitation			
D	Dépense annuelle	Amortissement	Total
63	976610,88	63291,25	1039902,13
75	435150,65	149367,94	584518,59
90	183452,74	178133,57	361586,31
110	115924,57	263040,64	378965,21
125	98376,50	408520,47	506896,98
160	84928,89	524446,77	609375,66
200	81412,50	539049,80	620462,30
250	80321,42	798664,80	878986,22
315	79976,25	1273606,09	1353582,35

Tableau N°32 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SPN°01-R.T) :

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
1	4.07	34.284	HMU40-2/ 5A	69.2	35.4	1450	5	2.2	1.52	80
2	2.04	34.284	HMU40-1/ 7D	66	35.7	1450	7	1.5	1.04	80
3	1.364	34.284	HMU40-1/ 7E	58.9	35.8	1450	7	1.5	1.08	80
4	1.02	34.284	MEC-AZ 2/40E	21	35.7	1450	2	3	2.71	80
5	0.814	34.284	MEC-AZ 2/40E	17.3	35.6	1450	2	3	2.76	80

Tableau N°33 : Données techniques / Caractéristiques du moteur de la pompe **HMU50-2/ 6A** :

Q (l/s)	H (m)	n. pôles	Fréquence (Hz)	Type de Moteur	Diamètre ref	Tension (V)	Diamètre d'Asp	Puissance moteur(Kw)
16.22	218	2	50	Mon/Tri 3~	DN50(UNI PN40)	400	DN80(UNI PN16)	P2 :55

Tableau N°34 : Les dimensions de la pompe **HMU50-2/ 6A** :

A=1844	B=458	C=1654	D=21	DNa=80	DNm=50
E=250	F=1154	G=271	H=630	I=580	L=20
N=120	O=370	P=570	Q=720	M=42	

Tableau N°35 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SPN°02-B.H) :

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
1	34.92	216.066	PM 100/ 4 C	77.5	220	2900	4	110	3.77	100
2	16.22	216.066	HMU50-2/ 6A	72	218	2900	6	55	2.66	80
3	10.5	216.066	HVU35 /5A+50	70	217.2	2900	5	37	2.31	50
4	9.795	216.066	HVU35 /5A+50	70.5	223.8	2990	5	37	2.24	50
5	6.653	216.066	HMU40-2/ 7A	69.7	219	2900	7	22	1.97	40

Tableau N°36 : Données techniques / Caractéristiques du moteur de la pompe **HMU40-2/ 5A** :

Q (l/s)	H (m)	n. pôles	Fréquence (Hz)	Type de Moteur	Diamètre ref	Tension (V)	Diamètre d'Asp	Puissance moteur(Kw)
4.07	35.4	4	50	Mon/Tri 3~	DN40(UNI PN40)	400	DN65(UNI PN16)	P2 :2.2

Tableau N°37 : Les dimensions de la pompe HMU40-2/ 5A :

A=1129	B=351	C=1062	D=13	DNa=40	DNm=65
E=175	F=712	G=188	H=320	I=280	L=16
N=80	O=240	P=415	Q=415	M=38	

Tableau N°38 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SPN°02-DJ) :

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	Ø roue (mm)
1	6.116	142.757	HMU40-2/ 6D	69.6	148	2900	6	18.5	1.51	80
2	3.16	142.757	HMU40-1/ 8E	64.2	158	2900	8	11	2.44	80
3	2	142.757	HMU40-1/ 6D	54	143	2900	6	9	3.11	80
4	1.519	142.757	HVU25 /4A+20	34.4	146.4	2900	4	15	1.18	80
5	1.212	142.757	HVU25 /4A+20	28.8	145.7	2900	4	15	1.02	80

Tableau N°39 : Données techniques / Caractéristiques du moteur de la pompe HMU40-2/ 6D :

Q (l/s)	H (m)	n. pôles	Fréquence (Hz)	Type de Moteur	Diamètre ref	Tension (V)	Diamètre d'Asp	Puissance moteur(Kw)
6.116	148	2	50	Mon/Tri 3~	DN40(UNI PN40)	400	DN65(UNI PN16)	P2 :18.5

Tableau N°40 : Les dimensions de la pompe HMU40-2/ 5A :

A=1471	B=402	C=1303	D=13	DNa=40	DNm=65
E=200	F=903	G=213	H=430	I=390	L=16
N=80	O=240	P=415	Q=490	M=38	

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage Flottante</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	l/s	30	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} . Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	l/s m Kwh m tr/min	02 15.15 17.7 7.02 3.98 75.8 2900	E6S64-6/2A + MC65
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	m mm m mm PEHD Acier PEHD	1.5 150 170 200 02 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	m m m	7 5 5	Type Flottante.

Tableau N°41 : La Fiche Technique SP Flottante.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage N°01</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	l/s	30	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	 l/s m Kwh m tr/min	 02 16.22 218 155 2.66 72 2900	HMU50-2/ 6A
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte Acier Fonte	 5 225 2639 200 02 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 16 7.5 7.5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur -Hauteur - Volume	 m m m m ³	 05 05 2 50	

Tableau N°42 : La Fiche Technique SPN°01.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage N°02-Béni Hayi</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	l/s	4	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} . Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	l/s m Kwh m tr/min	01 4.07 35.4 2.2 1.52 69.2 1450	HMU50-2/ 6A
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	m mm m mm Fonte Acier PEHD	10 125 798 90 01 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	m m m	12 7.5 7.5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur -Hauteur - Volume	m m m m ³	04 03.2 2 25	

Tableau N°43 : La Fiche Technique SPN°02-Béni Hayi.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage N°02-Djouahra</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	l/s	6	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} . Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	l/s m Kwh m tr/min	01 6.116 148 2.2 1.52 69.6 1450	HMU40-2/ 6D
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	m mm m mm Fonte Acier PEHD	10 125 2612 90 01 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	m m m	12 7.5 7.5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur -Hauteur - Volume	m m m m ³	04 03.2 2 25	

Tableau N°44 : La Fiche Technique SPN°02-Djouahra.

Note :

1-Les pompes de refoulement pour Béni Hayi et Djouahra se trouvent dans même Bâtiment.

2-La Bêche d'eau est en commun entre les pompes de Béni Hayi et Djouahra.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm) PN10	Prix ml (DA)
40	2.6	104
50	3.1	159
63	3.8	258.66
75	4.5	610,44
90	5.4	727,97
110	6.6	1 075,02
125	7.4	1 669,55
160	9.5	2 143,32
200	11.9	2202.6
250	14.8	3264.24
315	18.7	5205.12
400	23.7	8351.75
500	29.7	13027.85
630	37.4	19699.54

Tableau N°45 : prix du mètre linéaire des conduites en PEHD.

Diamètre Fonte en (mm)	prix de ml (DA)
80	1450
100	1700
150	2050
200	2812
250	4150
300	5250
350	6000
400	6580
450	7014
500	8215

Tableau N°46 : prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile.

Les Figures

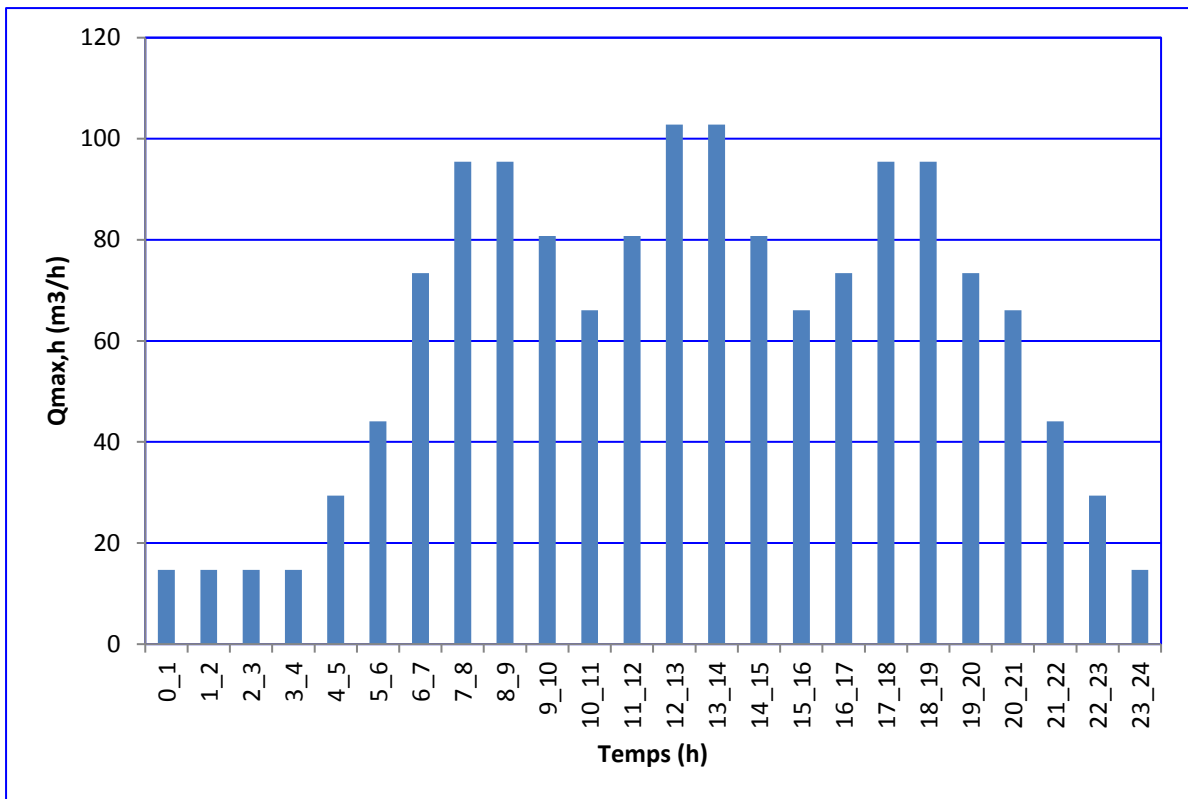


Figure N°01 : Graphique de la consommation totale (ROUAHRA).

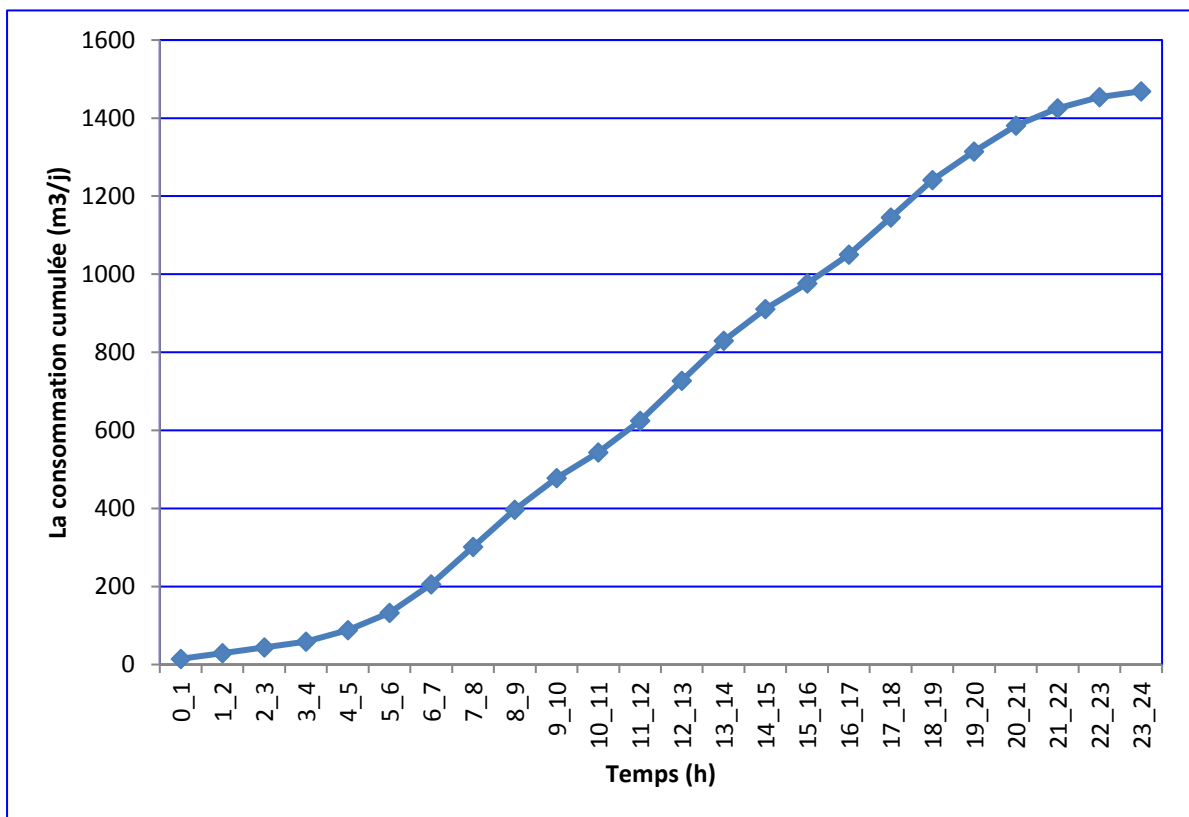


Figure N°02 : La courbe intégrale de la consommation moyenne (ROUABAH).

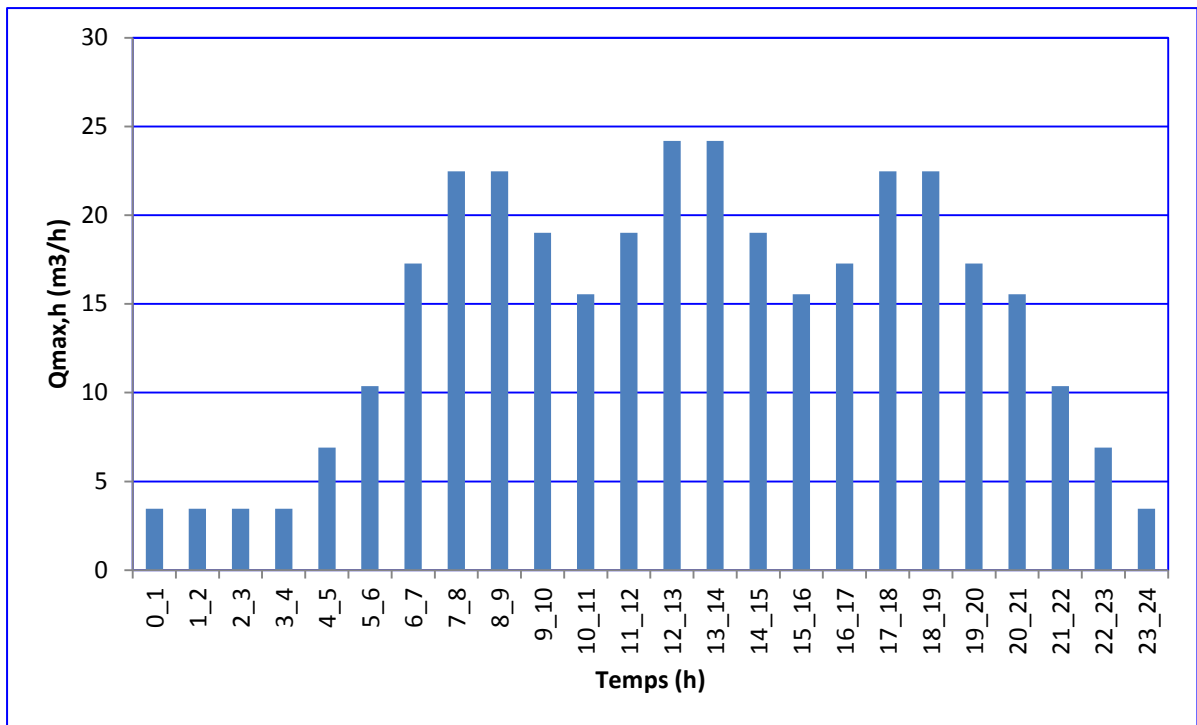


Figure N°03 : Graphique de la consommation totale (BENI HAYI).

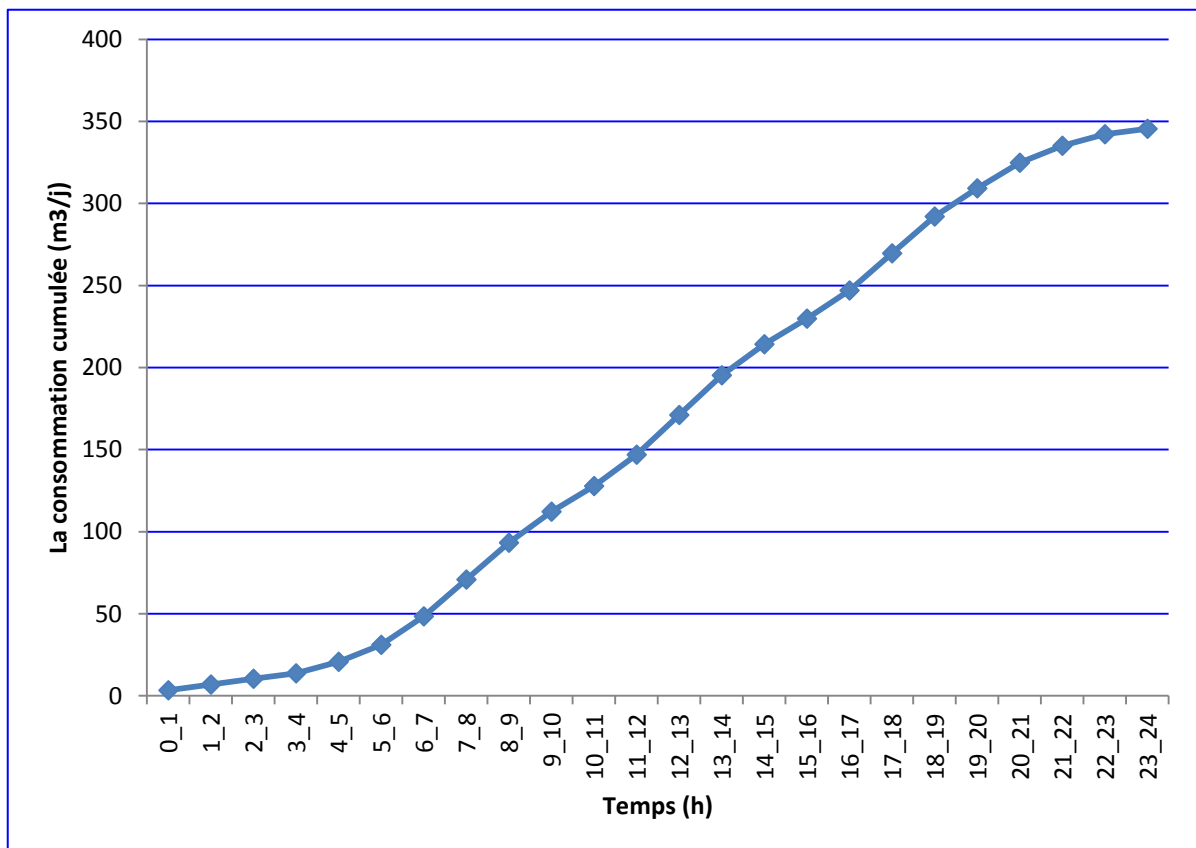


Figure N°04 : La courbe intégrale de la consommation moyenne (BENI HAYI).

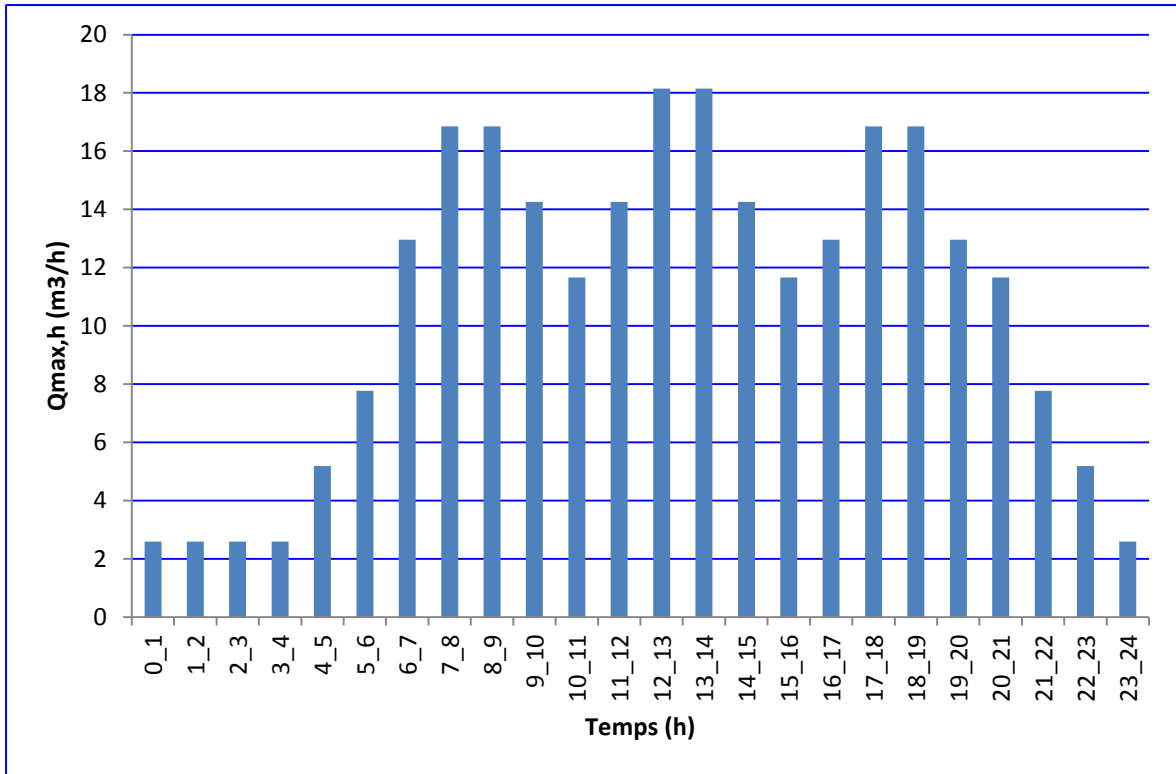


Figure N°05 : Graphique de la consommation totale (KRAMA).

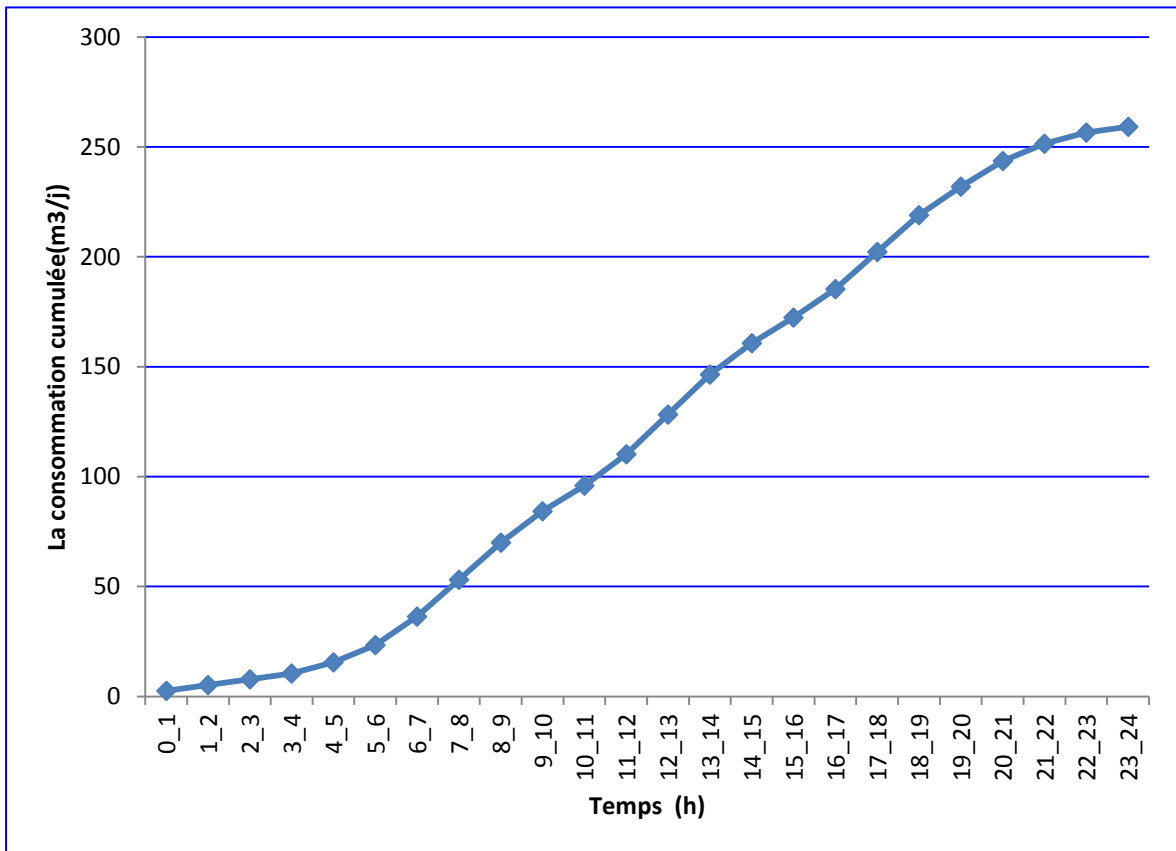


Figure N°06 : La courbe intégrale de la consommation moyenne (KRAMA).

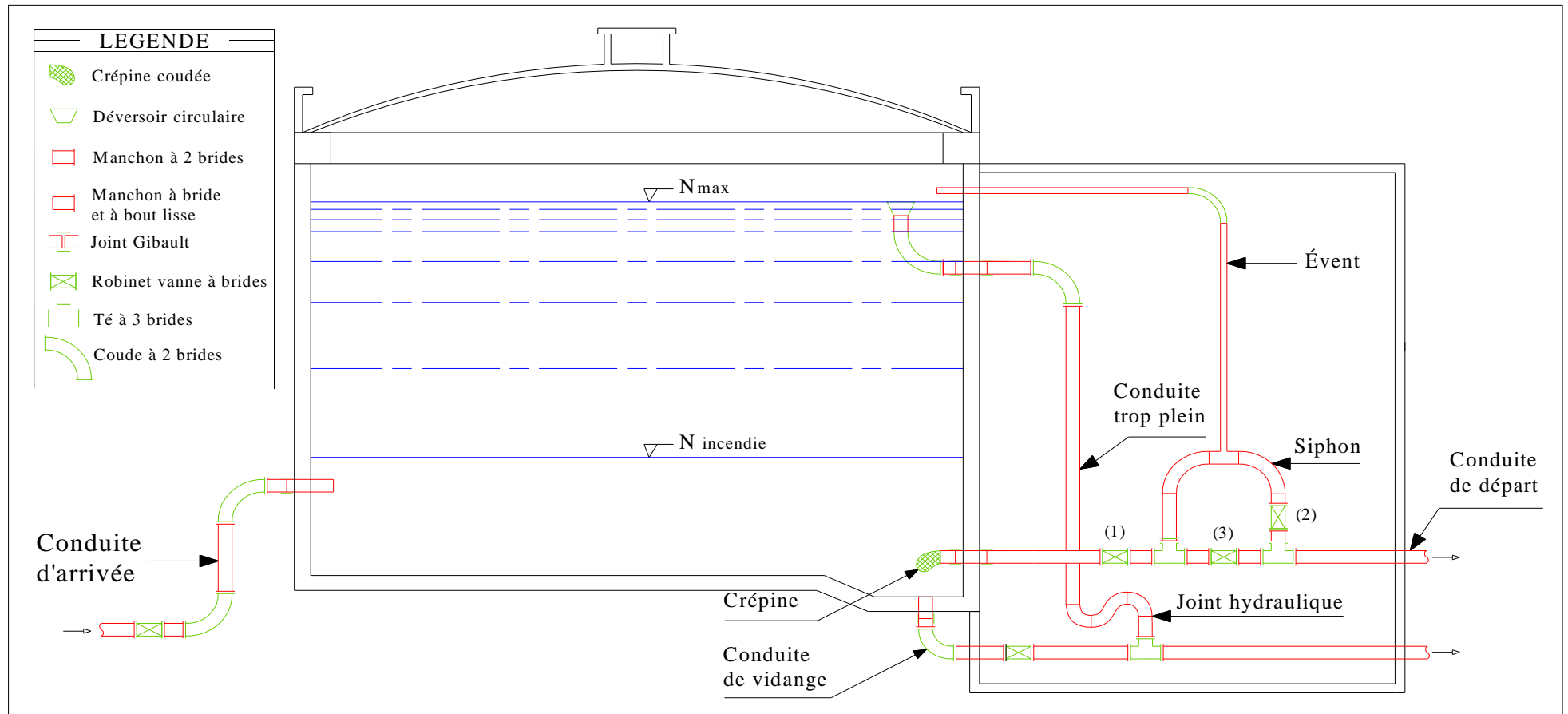
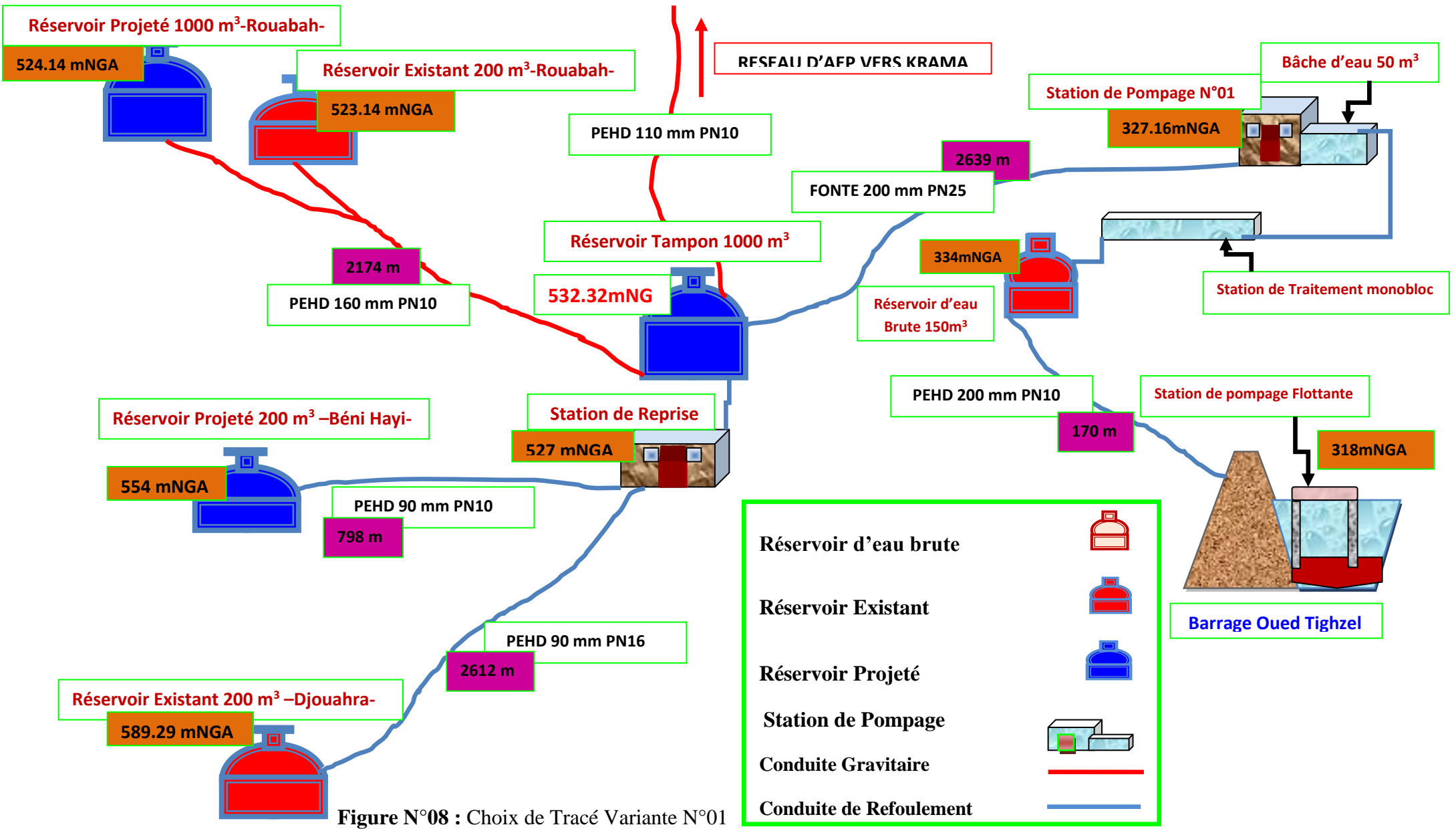


Figure N°07 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré



Réservoir d'eau brute	
Réservoir Existant	
Réservoir Projeté	
Station de Pompage	
Conduite Gravitaire	
Conduite de Refoulement	

Figure N°08 : Choix de Tracé Variante N°01

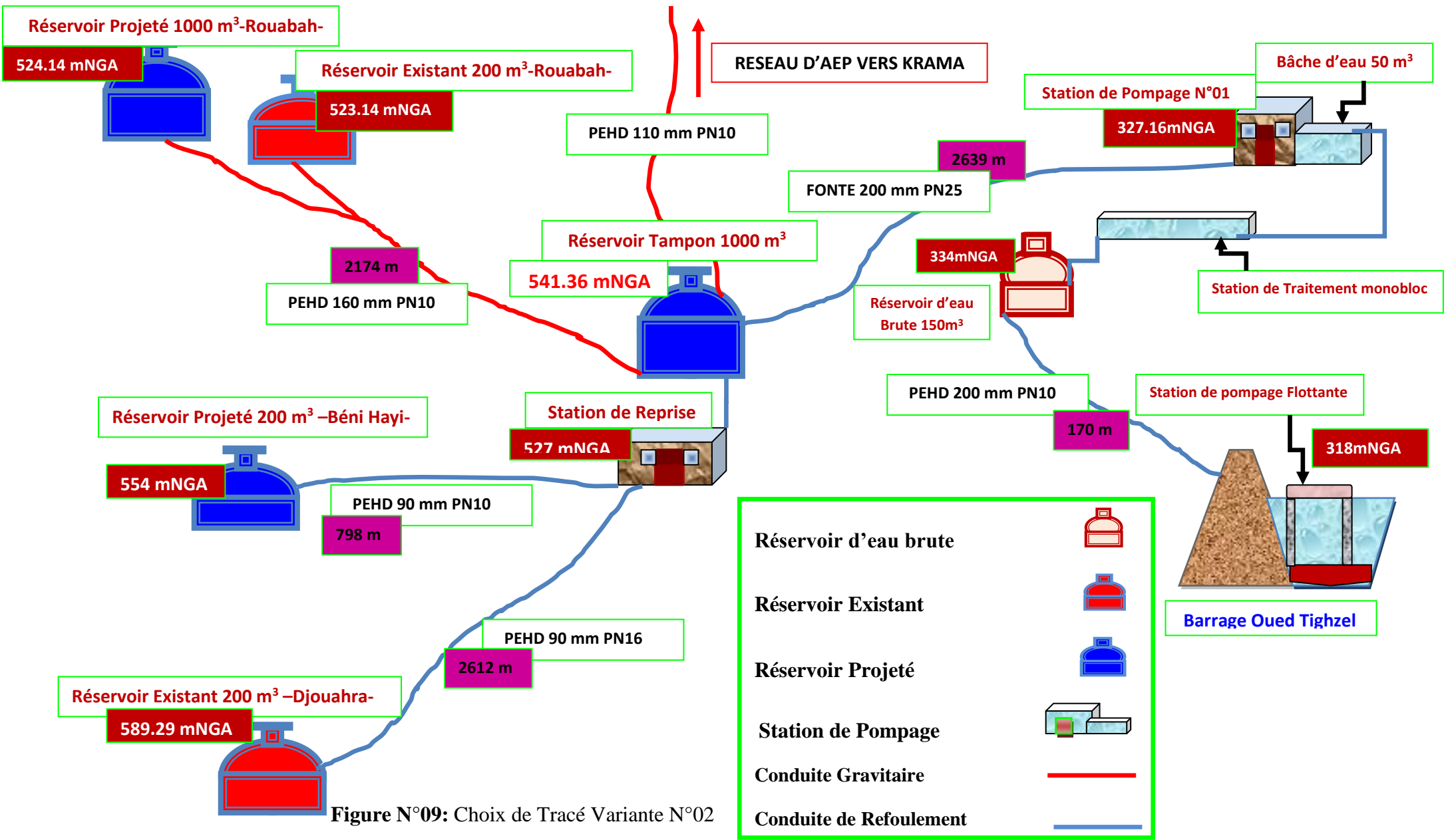


Figure N°09: Choix de Tracé Variante N°02

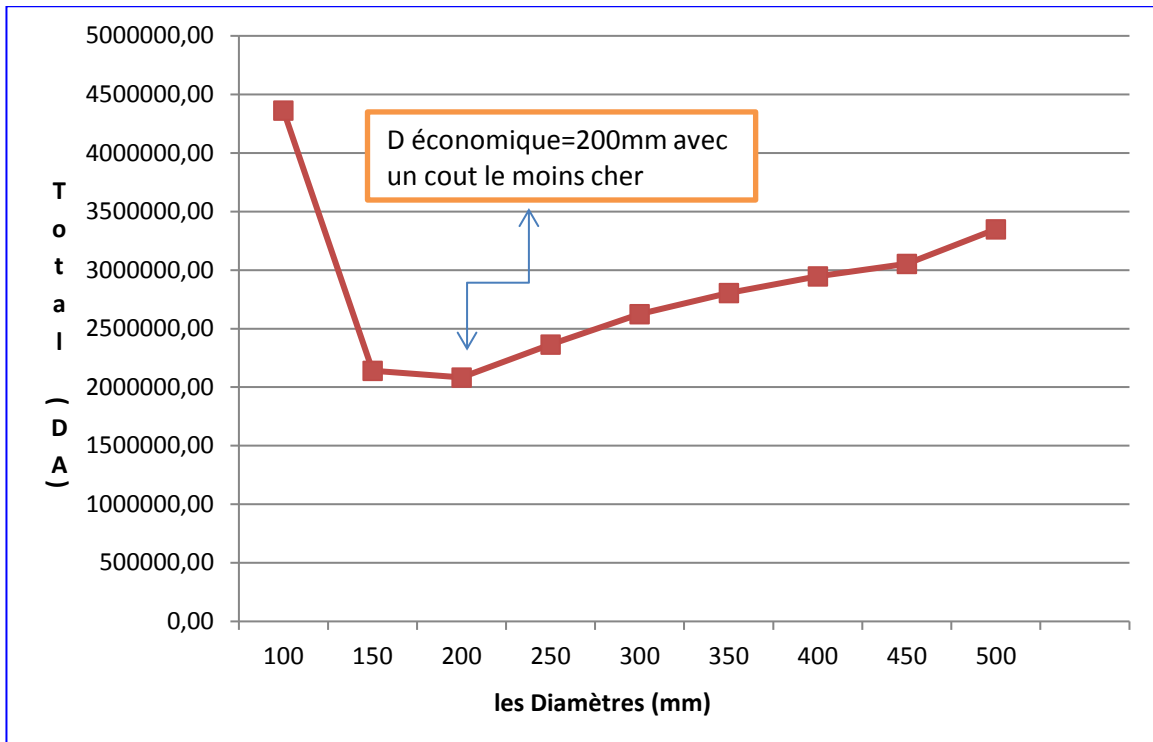


Figure N°10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°01-R.T).

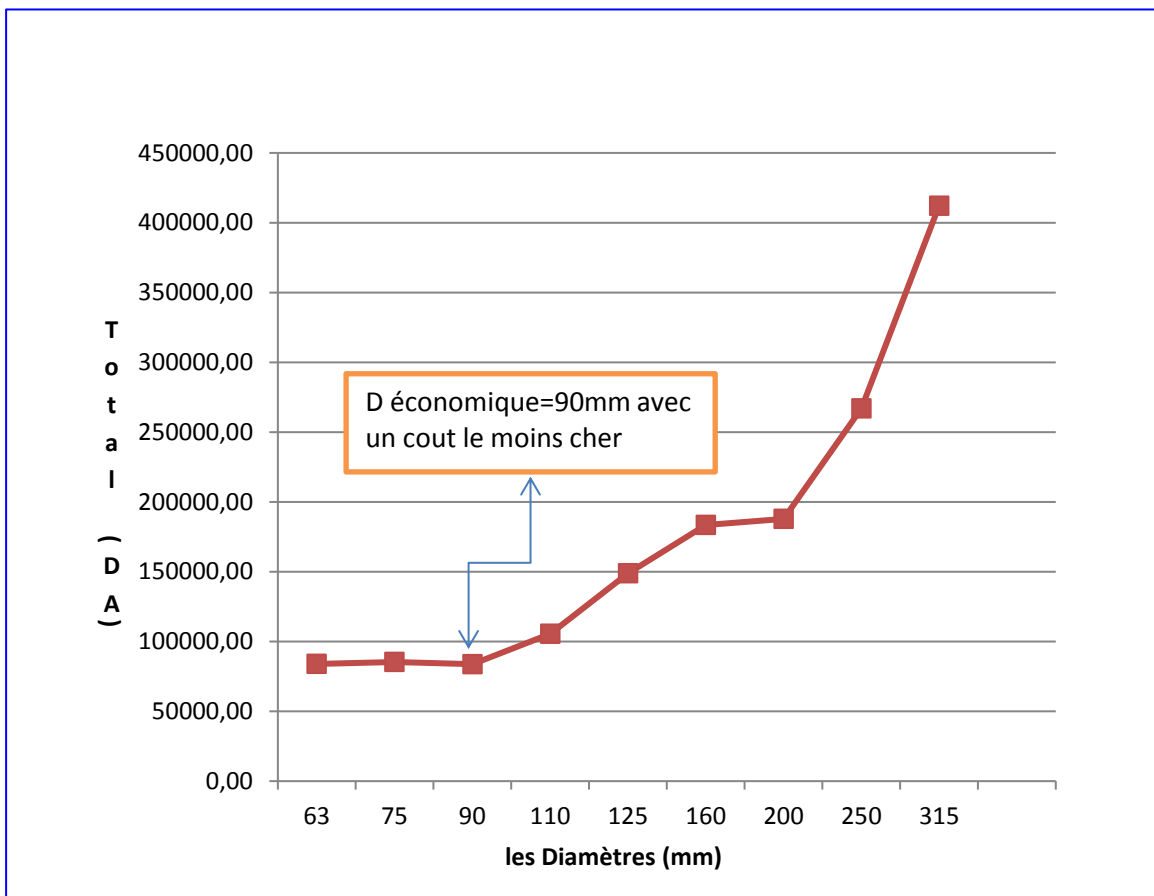


Figure N°11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-B.H).

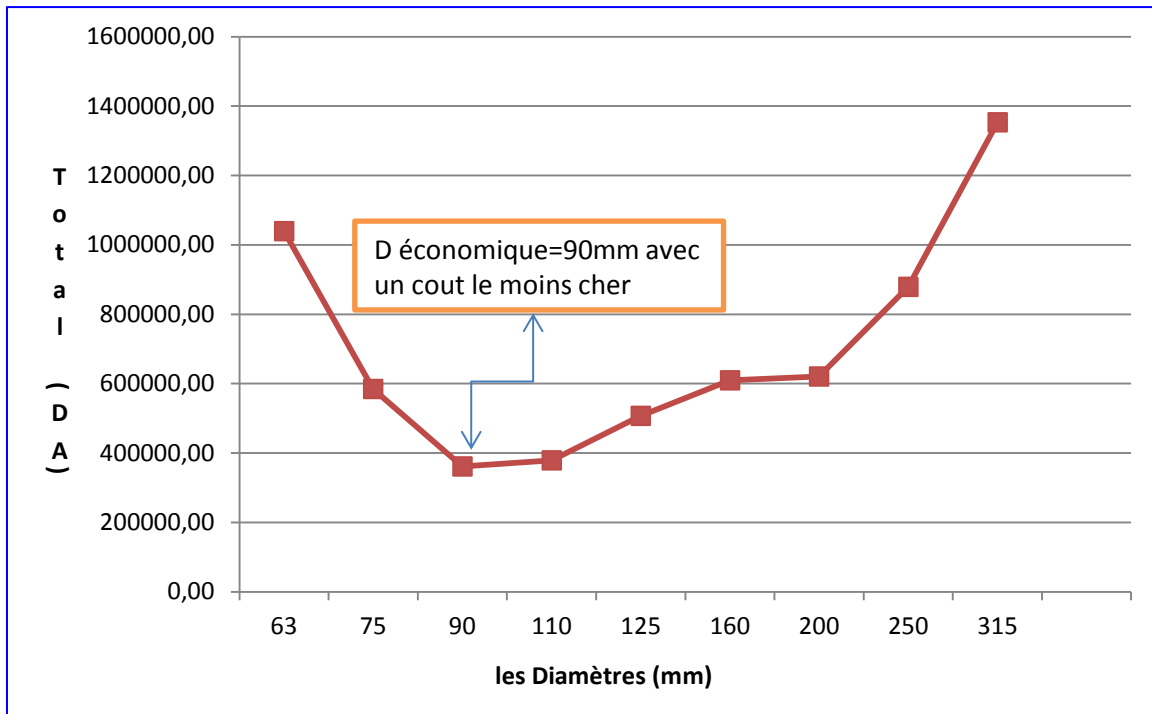


Figure N°12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-DJ).

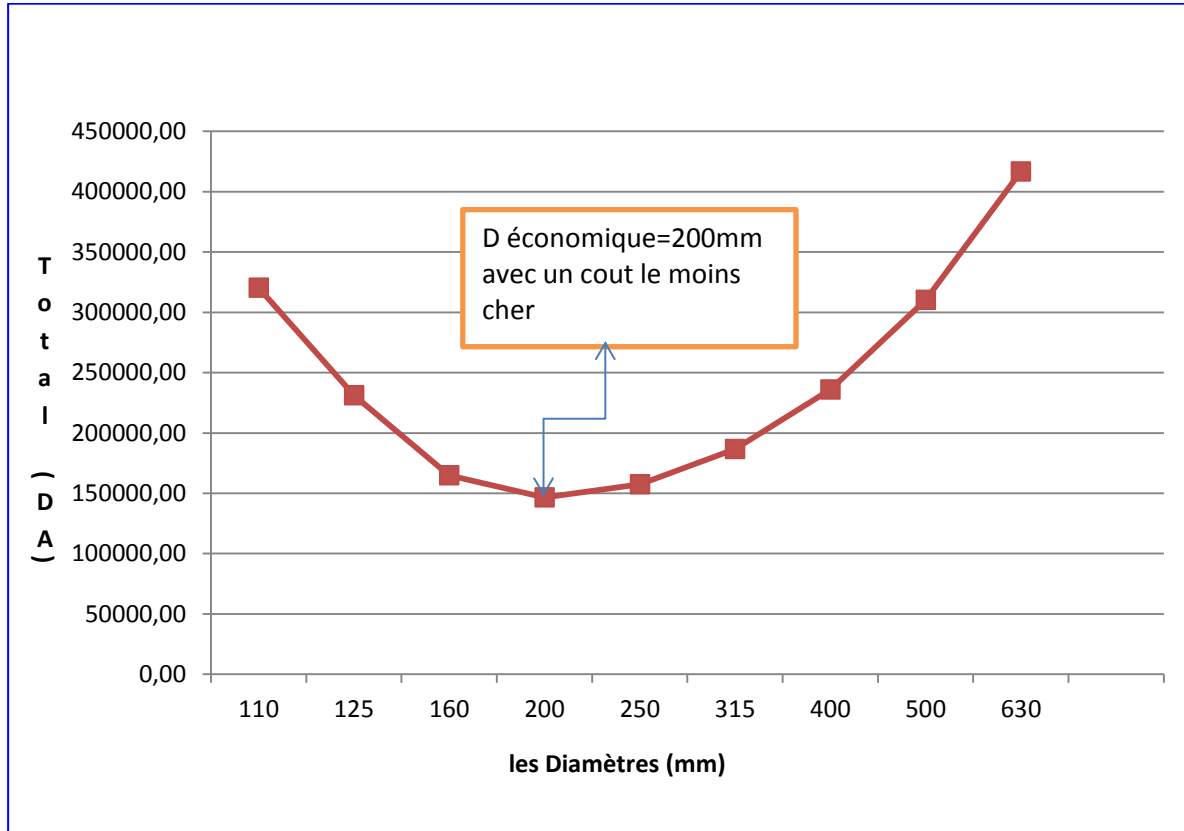


Figure N°13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPF-R.B).

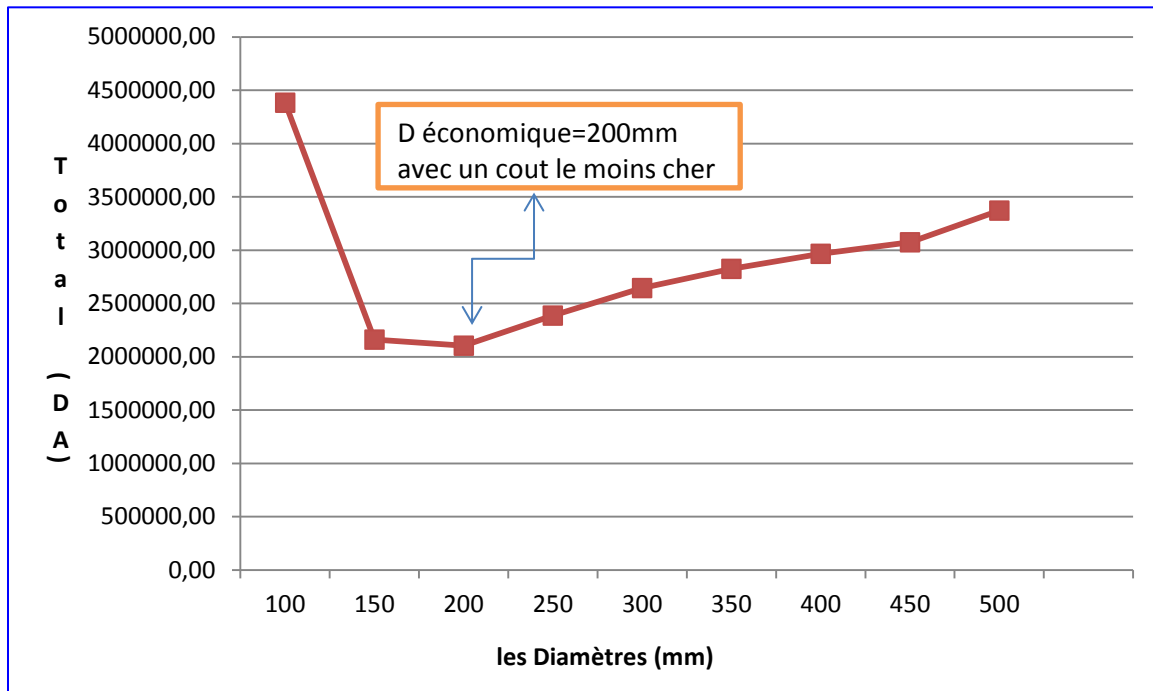


Figure N°14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°01-R.T).

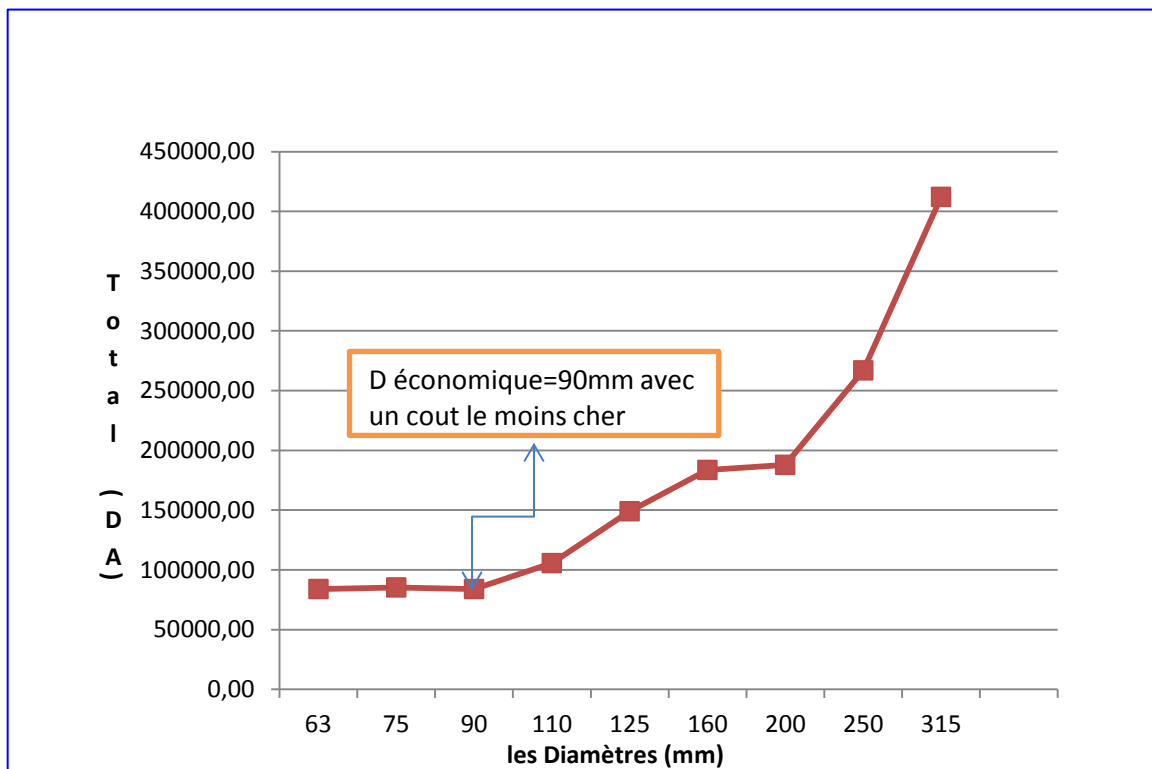


Figure N°15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-B.H).

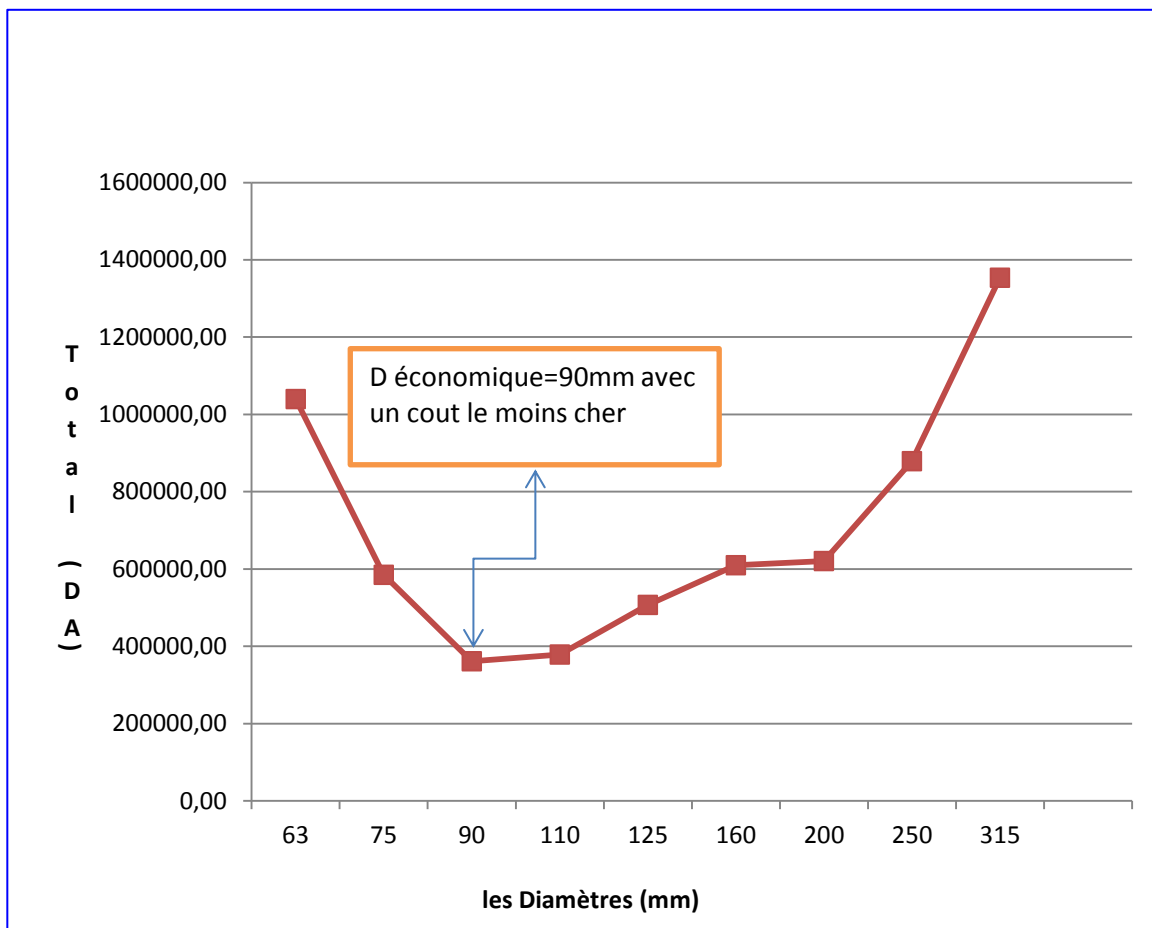


Figure N°16 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (TR SPN°02-DJ).

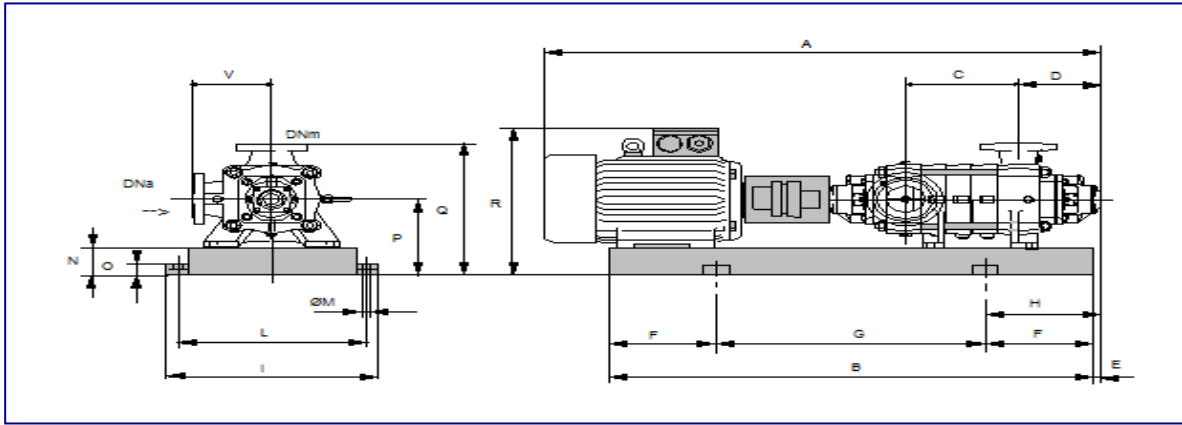


Figure N°17 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU50-2/ 6A.

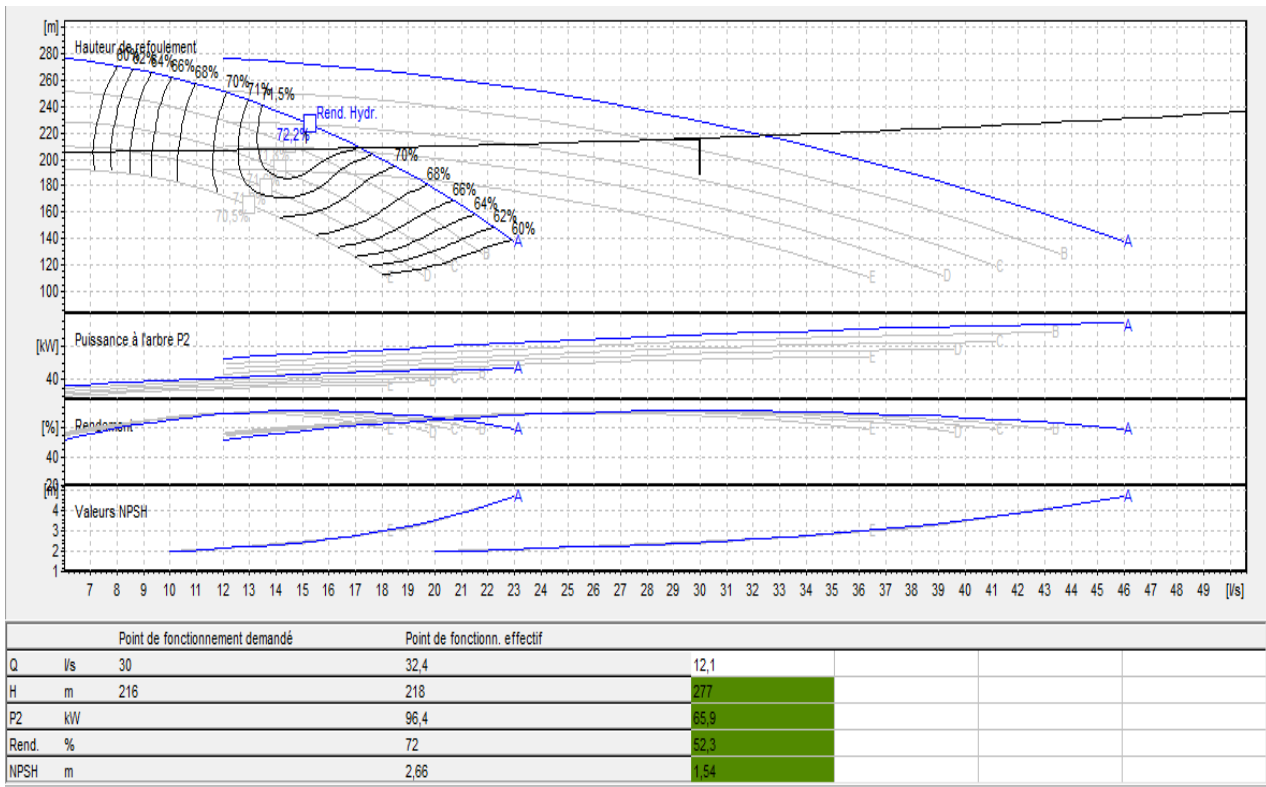


Figure N°18 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU50-2/ 6A.

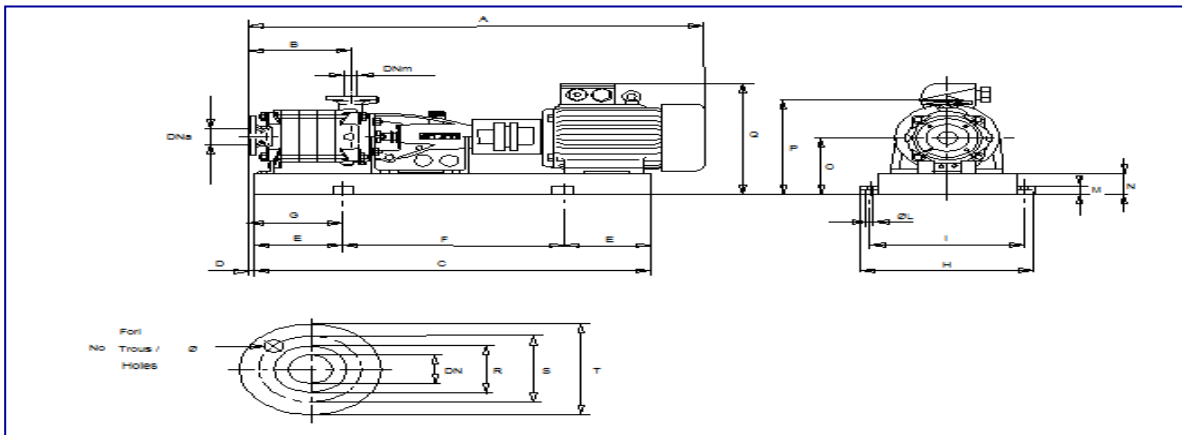


Figure N°19 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU40-2/ 5A.

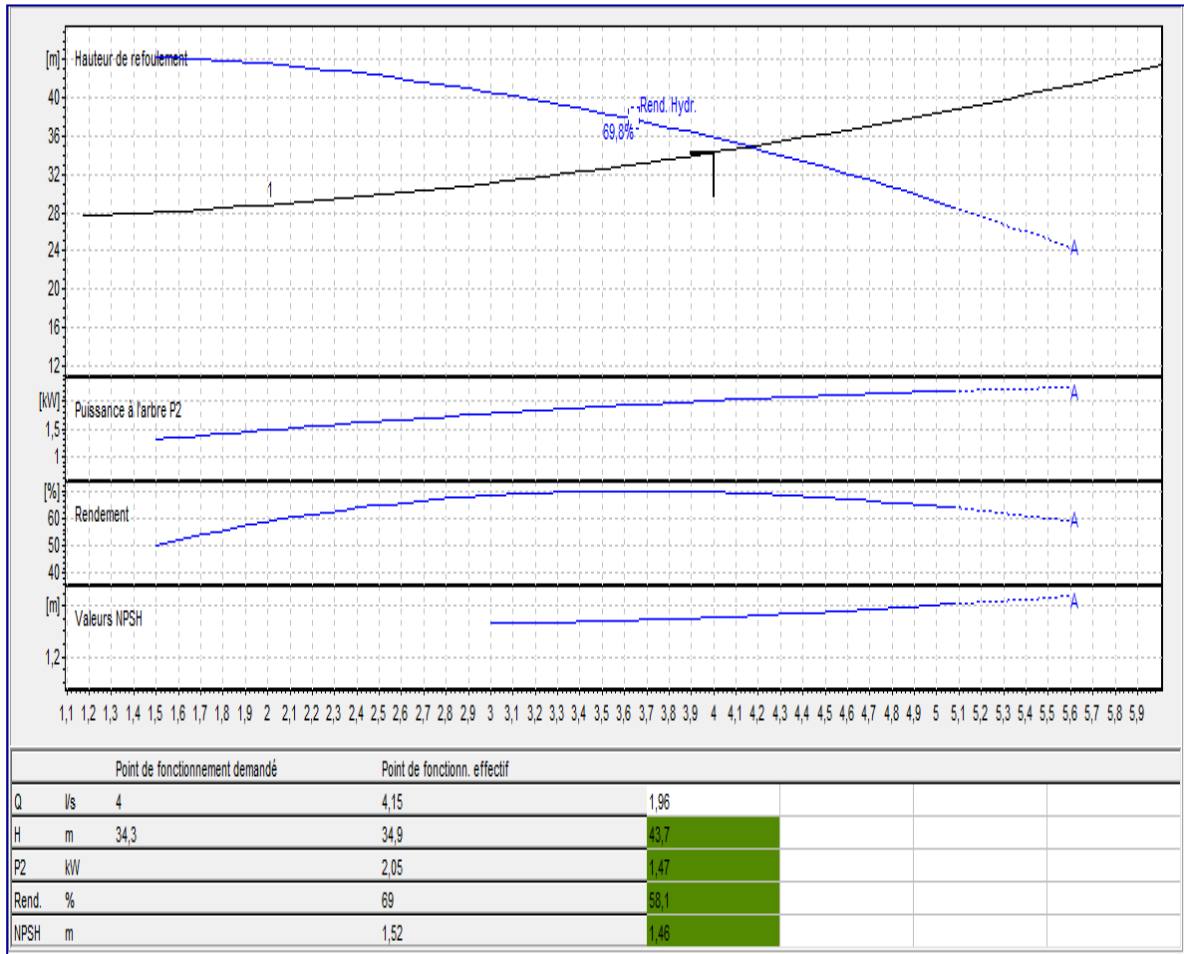


Figure N°20 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU40-2/ 5A.

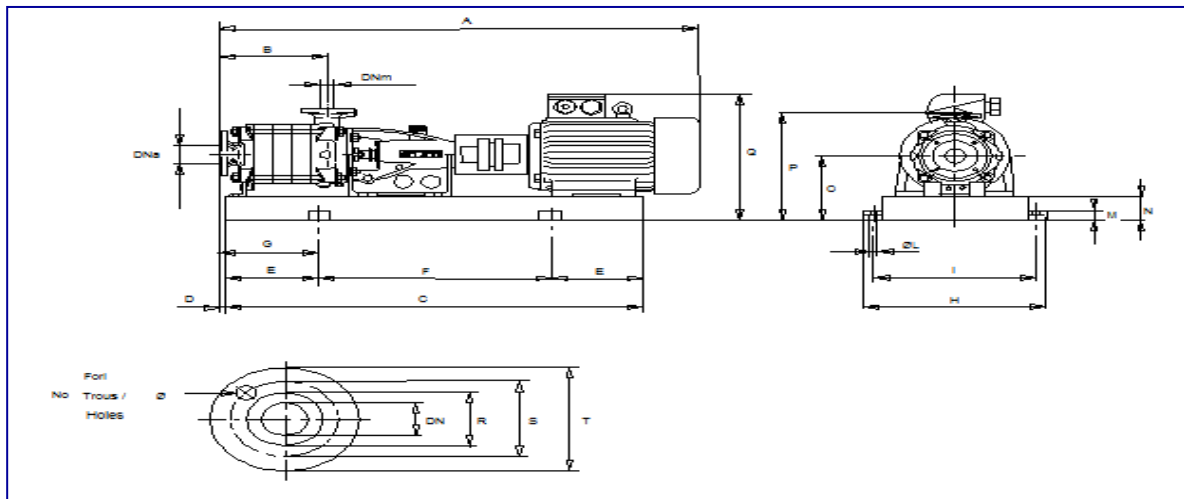


Figure N°21 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU40-2/ 6D.

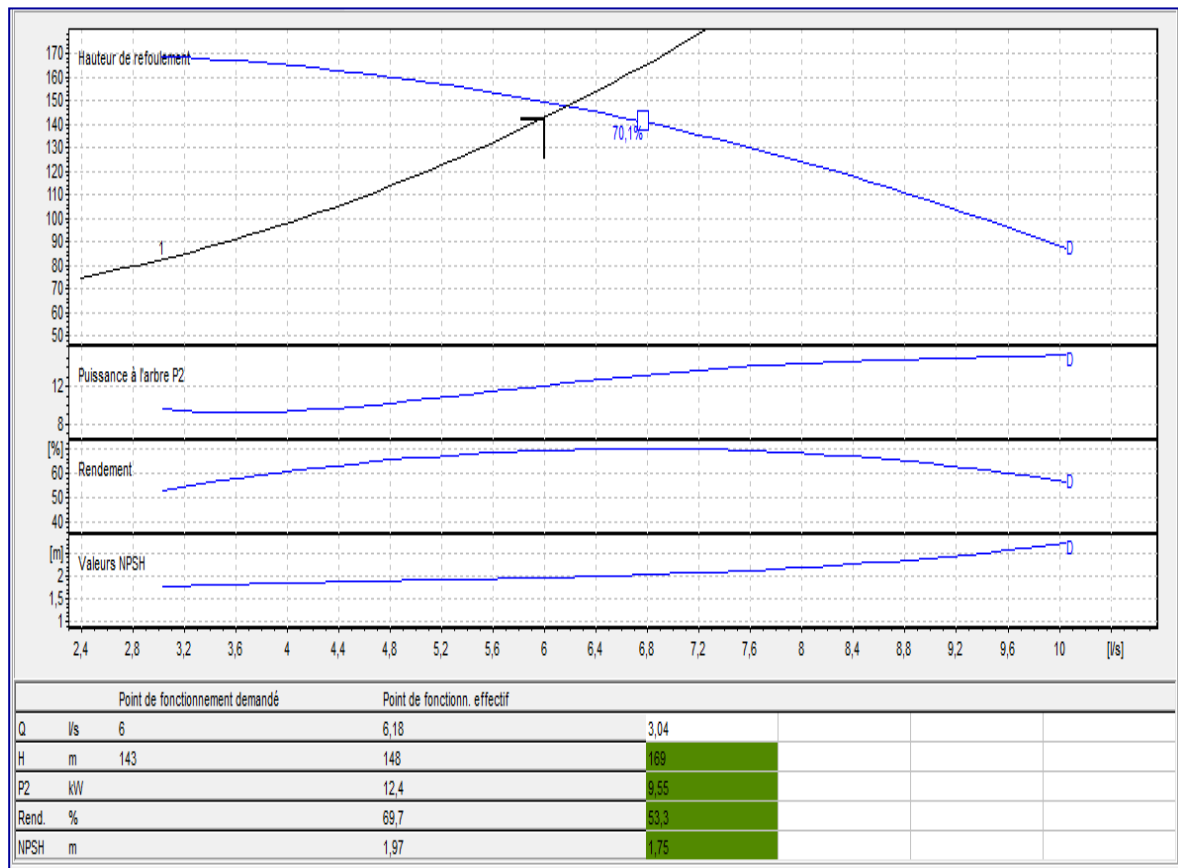


Figure N°22 : Les courbes caractéristiques de la pompe HMU40-2/ 6D.

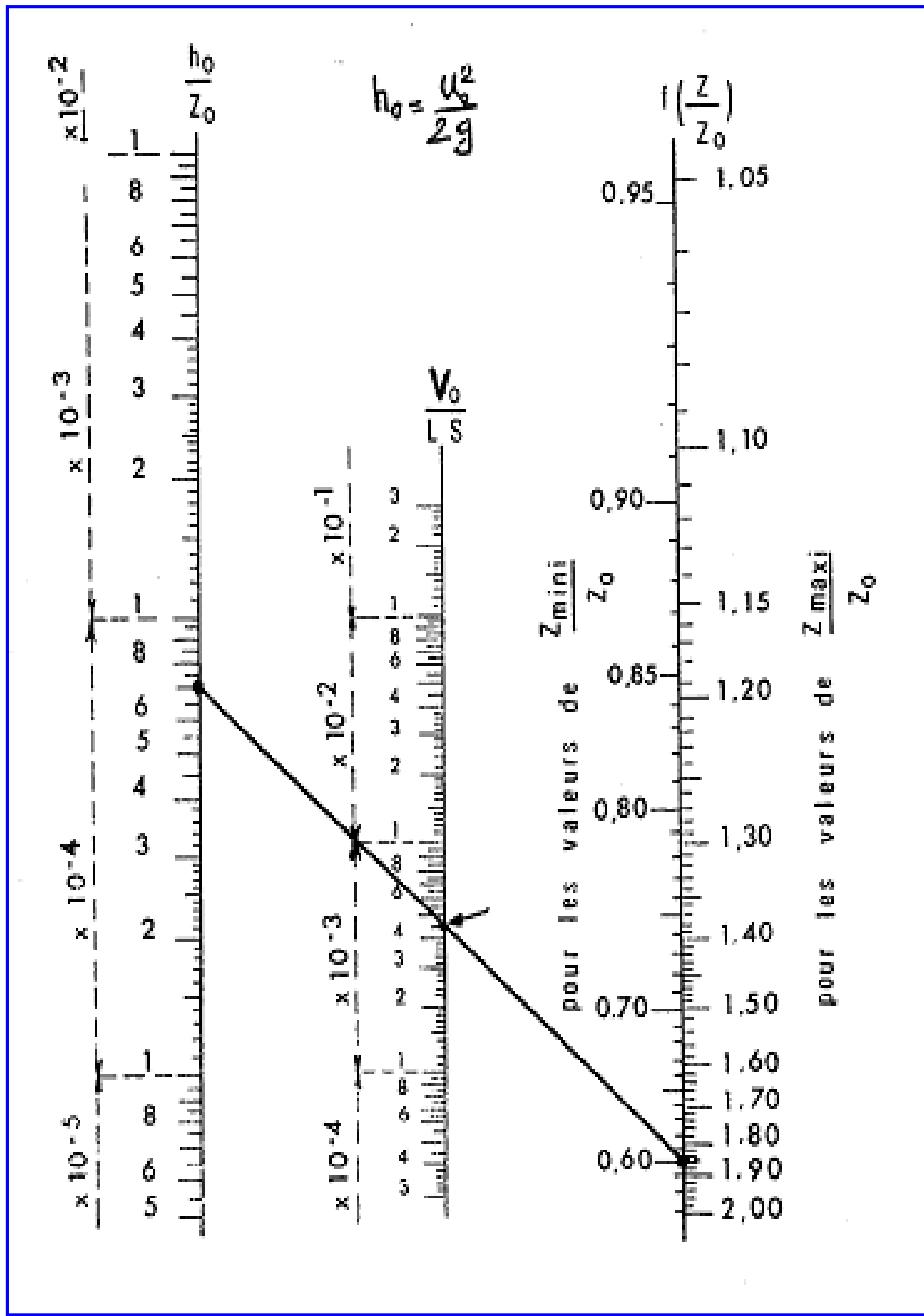


Figure N°23 : Abaque d'A. Vibert.

**Les
Fiches
Techniques**

E6S64-6/2A + MC65

Caractéristiques requises

Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	17,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	15,4 l/s
Hauteur de refoulement	17,4 m
Puissance absorbée	3,51 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	27,6 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	4 kW
Courant nominal	9,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

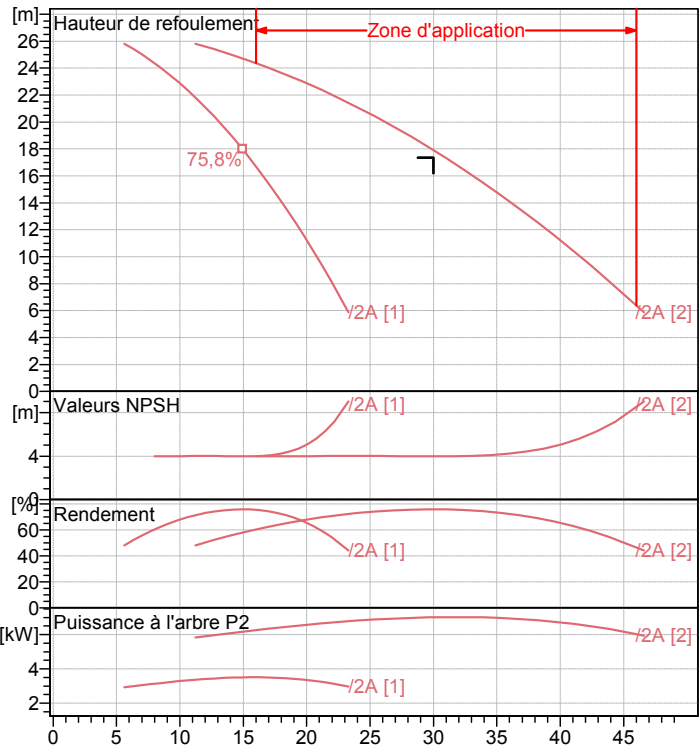
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	73 kg
-------	-------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc



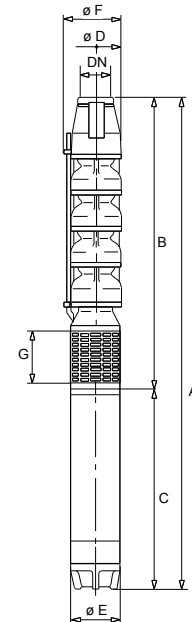
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1185
B = 612
C = 573
D = 143
DN = G3"
E = 143
F = 150
G = 124

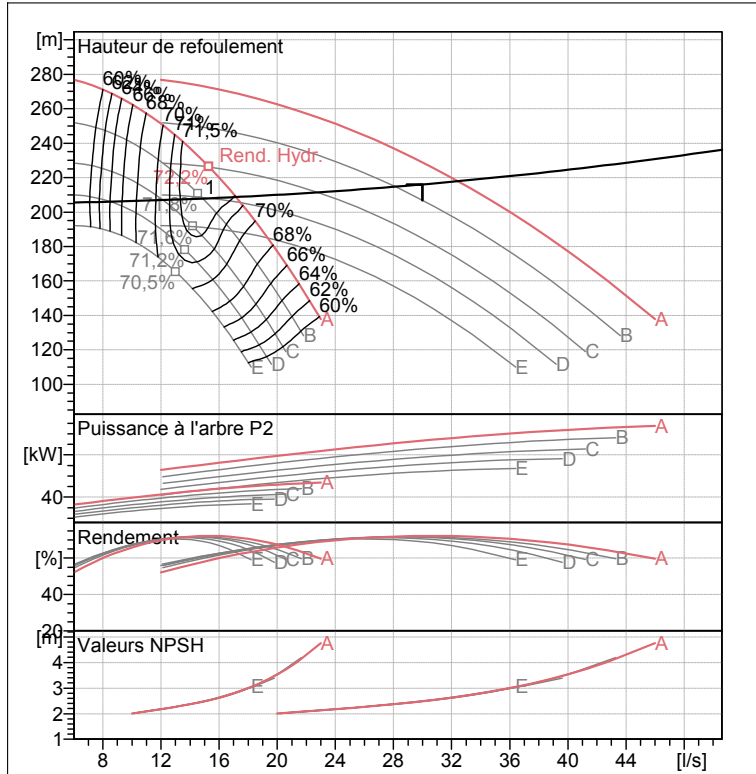


Notes:

Date 16.05.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

HMU50-2/ 6A	
Caractéristiques requises	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	216 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	16,2 l/s
Hauteur de refoulement	218 m
Puissance absorbée	48,2 kW
Rendement	72%
Hauteur manométrique H(Q=0)	277 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	588 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

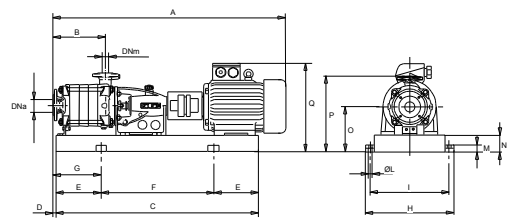


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1844
- B = 458
- C = 1654
- D = 21
- E = 250
- F = 1154
- G = 271
- H = 630
- I = 580
- L = 20
- M = 42
- N = 120
- O = 370
- P = 570
- Q = 720

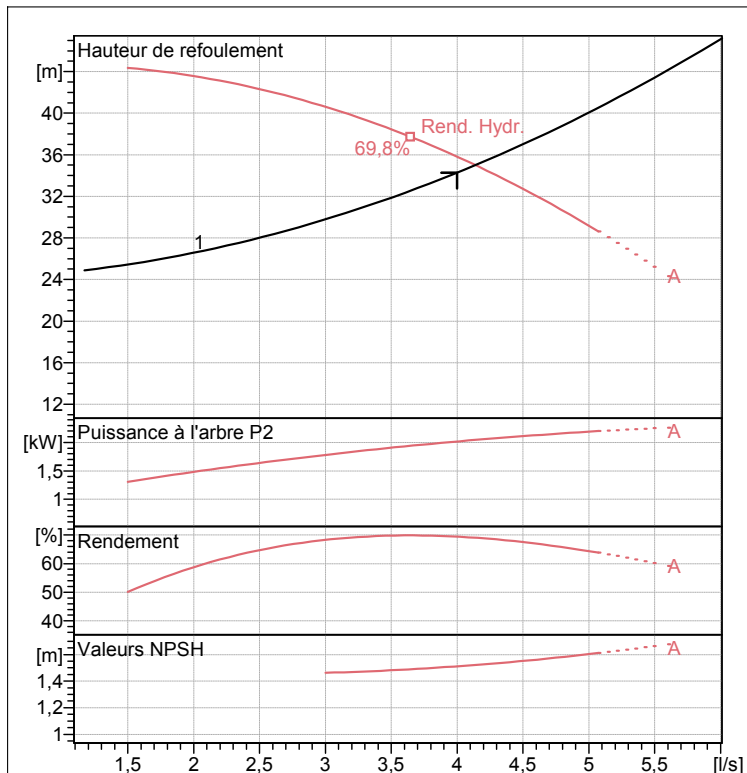


Notes:

Date 16.05.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

HMU40-2/ 5A	
Caractéristiques requises	
Débit	4 l/s
Hauteur de refoulement	34,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	4,14 l/s
Hauteur de refoulement	35 m
Puissance absorbée	2,05 kW
Rendement	69%
Hauteur manométrique H(Q=0)	44 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	2,2 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	150 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

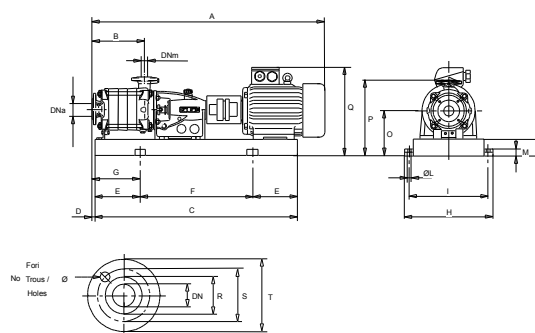


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1129
- B = 351
- C = 1062
- D = 13
- E = 175
- F = 712
- G = 188
- H = 320
- I = 280
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 415

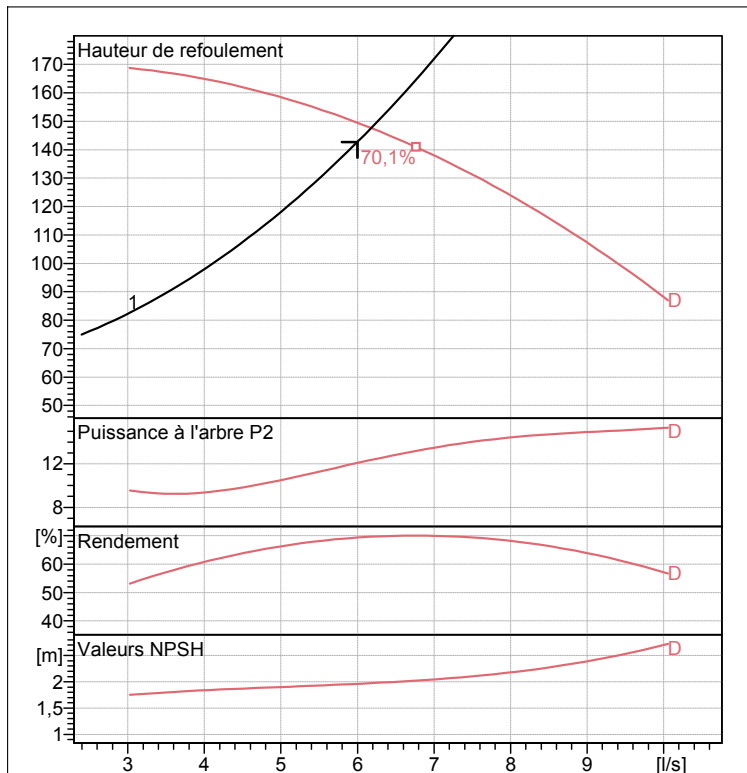


Notes:

Date 17.05.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

HMU40-2/ 6D	
Caractéristiques requises	
Débit	6 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	6,18 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Puissance absorbée	12,4 kW
Rendement	69,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	165 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	18,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	283 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

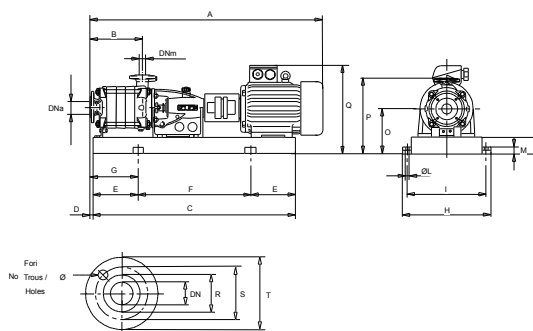


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1471
- B = 402
- C = 1303
- D = 13
- E = 200
- F = 903
- G = 213
- H = 430
- I = 390
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 490



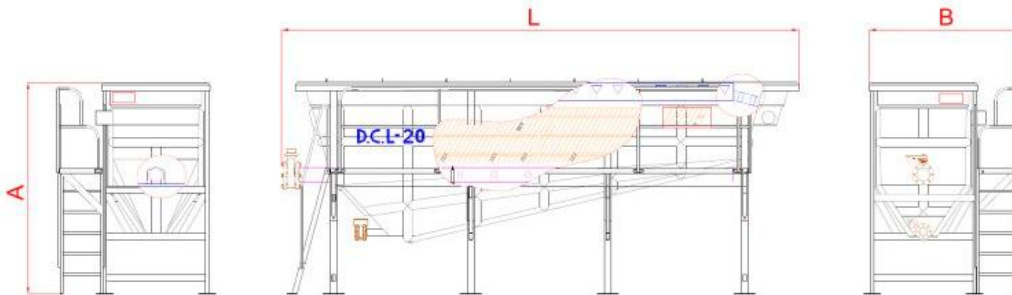
Notes:

Date 17.05.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------



Équipements DEFENDER®

SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES



Modèle	DCL-2	DCL-5	DCL-10	DCL-15	DCL-20	DCL-40
Débit nominal (m ³ /h)	2	5	10	15	20	40
Dimensions						
Largeur maximale A (mm)	795	1.885	1.805	1.885	1.845	2.546
Hauteur maximale B (mm)	1.300	2.525	2.525	2.525	2.525	2.525
Longueur L (mm)	2.120	2.330	3.360	4.670	5.900	7.200
Espace nécessaire (m)	3,5x2	3,7x3	4,7x3	6x3	7x3	8,5x4
Matériau						
Vitesse d'ascension V _s (m/h)	P.R.F.V.	P.R.F.V.	P.R.F.V.	P.R.F.V.	P.R.F.V.	P.R.F.V.
	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8



APPLICATIONS

Le décanteur lamellaire est indiqué pour les industries qui travaillent avec des matériaux facilement décantables et dans les processus de potabilisation.

- Installations de potabilisation.
- Réutilisation des eaux.
- Industrie minière.
- Industrie des matériaux de construction.
- Applications industrielles.