

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

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE MASTER
OPTION : OUVRAGES HYDRAULIQUES**

THEME

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES COMMUNES
COTIERES DE LA WILAYA DE TIZI OUZOU A PARTIR DE LA
STATION DE DESSALEMENT DE THAMDA OUGMOUN
« Dimensionnement des ouvrages »**

**Encadré par :
M^{me}: BOUZELHA Karima**

**Présenté par :
M^{elle}: DJAMA Aldjia
M^{elle}: TAMACHE Farida**

PROMOTION : 2020 /2021

Introduction générale	1-2
-----------------------------	-----

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

Introduction	3
1.1 Situation géographique.....	3
1.2 Situation topographique	3
1.3 Situation géologique et géotechnique	5
1.4 Situation climatologique	5
1.5 Le bilan hydraulique	8
Conclusion.....	9

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau

Introduction	10
2.1 Evolution de la population	10
2.2 La consommation moyenne journalière	11
2.3 Variation de la consommation	13
2.3.1 Consommation maximale journalière	13
2.3.2 Consommation minimale journalière	14
2.4 Consommation maximale horaire (débit de pointe).....	14
Conclusion.....	16

Chapitre 3

Dimensionnement des réservoirs

Introduction	17
3.1 Evolution de la capacité des réservoirs	17
3.2 Application au cas d'étude	19
3.2.1 Capacité du réservoir Tamda-Ougmoun	19
3.2.1.1 Dimensionnement du réservoir Tamda-Ougmoun.....	22
3.2.2 Capacité de la bache de la station de reprise SP1	23
3.2.3 Capacité de la bache de la station de la station SP2.....	24
3.2.4 Capacité du réservoir IghilNathDjennad	25
3.2.5 Capacité du réservoir de distribution Telta.....	27
3.2.6 Capacité du réservoir de distribution AgouniGagheran	29

3.2.7 Capacité du réservoir Azrou	30
Conclusion	31

Chapitre 4

Etude Adduction

Introduction	32
4.1 Types d'adduction	32
4.2 Choix du tracé des conduites d'adduction	33
4.3 Choix du type de matériaux des conduites d'adduction	33
4.4 Etude techno-économique des conduites	34
4.4.1 Conduite de refoulement	34
4.5 Application aux cas d'étude	42
4.5.1 Etude d'adduction gravitaire	42
4.5.2 Etude d'adduction par refoulement	44
Conclusion.....	45

Chapitre 5

Choix des pompes et le coup de bélier

Introduction	51
5.1 Caractéristiques des pompes	51
5.2 Choix du type de pompe	52
5.3 Couplage des pompes	56
5.4 Application aux cas d'étude	57
5.4.1 Choix des pompes	58
5.5 Coup de bélier.....	64
5.5.1 Définition de coup de bélier	64
5.5.2 Les principales causes de phénomène	65
5.5.3 Les risques dus aux coups de bélier	65
5.5.4 Analyses physique du phénomène du coup de bélier	65
5.5.5 Célérité des ondes	68
5.5.6 Calcul de la valeur du coup de bélier	69
5.5.7 Moyen de protection contre le coup de bélier	69
5.5.7.1 Réservoirs d'air	69
5.6 Application au cas d'étude	71

Sommaire

5.6.1 Protection de la conduite de refoulement SP3-RV IND.....	71
5.7 Pose et protection des conduites- Recommandations	78
Conclusion.....	79
Conclusion générale	
Références Bibliographiques	
Annexes	

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude.

Figure 1.1 : Localisation géographique de la zone d'étude	3
Figure 1.2 : Différentes altitudes des communes TIGZIRT, MIZERANA, IFLISSEN	4
Figure 1.3 : Différentes altitudes des communes YAKOUREN, AIT CHAFAA	4
Figure 1.4: Altitude de la commune d'AFIR	5
Figure 1.5 : courbes des températures moyennes enregistrées dans la période (2015-2020)	6
Figure 1.6 : Précipitations moyennes et annuelles de la période (2015-2020), source ONM Tizi-Ouzou	7
Figure 1.7 : Diagramme ombrothermique.....	7
Figure 1.8 : Schéma synoptique de l'alimentation en eau potables des zones côtières de TiziOuzou.....	8

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau

Figure 2-1: Evolution de la population durant la période 2021-2051.....	11
---	----

Chapitre 3

Dimensionnement des Réservoirs

Figure 3.1 : Méthode graphique	18
Figure 3.2 : Schéma synoptique	20
Figure 3.3 : Programmation d'une macro avec le visuel basic	21

Chapitre 4

Etude d'adduction

Figure 4.1 : Adduction gravitaire.....	32
Figure 4.2 : Adduction par refoulement	33
Figure 4.3 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.....	39
Figure 4.4 : Profil en long RV-TamdaOugmoun – SP1.....	43
Figure 4.5 : Profil en long SDEM- RV Tamda –Ougmoun	44
Figure 4.6 : Profil en long SP1-SP.....	45

Figure 4.7 : Profil en long SP2-SP3.....	47
Figure 4.8 : Profil en long SP3-RV-IND	48

Chapitre 5

Choix des pompes et le coup de bélier

Figure 5.1 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe	53
Figure 5.2 : Illustration du phénomène de cavitation sur les aubes de pompe centrifuge ..	55
Figure 5.3 : Graphe des courbes NPSH	56
Figure 5.4 : Couplage en série.....	57
Figure 5.5 : Couplage en parallèle	57
Figure 5.6 : Introduction des données.....	58
Figure 5.7 : Courbes caractéristique de la pompe PM 125/ 3 C du troncon SP3-RV IND..	59
Figure 5.8 : Courbes caractéristique de la pompe PM 125/ 3 C du troncon SDEM-RV TamdaOugmoun	60
Figure 5.9 : Courbes caractéristique de la pompe PM 125/ 3 C du troncon SP2-SP3.....	60
Figure 5.10 : Courbes caractéristique de la pompe PM 125/ 3 C du troncon SP1-SP2.....	61
Figure 5.11 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe PM 125/3 C	62
Figure 5.12 : Conséquence de coup de bélier	65
Figure 5.13 : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$).....	66
Figure 5.14 : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$).....	66
Figure 5.15 : Représentation de la phase 3 du phénomène($2T < t < 3T$).....	67
Figure 5.16 : Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$).....	67
Figure 5.17 : Principe de disposition de réservoir d'air l'anti bélier	70
Figure 5.18 : Remplissage du réservoir anti bélier	70
Figure 5.19 : Graphe Peuch et Meunier pour la conduite reliant SP3-RV IghilNathDjennad	73

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude.

Tableau 1.1 : Températures moyennes mensuelles (en °C) (maximales, minimales, moyennes) enregistrées à Tizi-Ouzou (période 2015 à 2020), source O.N.M de Tizi-Ouzou).....	6
Tableau 1.2 : Les valeurs des précipitations de l'années 2020(ONM Tizi-Ouzou)	6
Tableau 1.3 : Température et la pluviométrie de la période (2015-2020)	7
Tableau 1.4 : Identification des ouvrages de la zone d'étude	9

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau

Tableau 2.1 : Taux d'accroissement annuel de la population	10
Tableau 2.2 : Evolution de la population des différentes communes de la zone d'étude ...	11
Tableau 2.3 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2021	12
Tableau 2.4 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2031	12
Tableau 2.5 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2041	12
Tableau 2.6 : Estimation des besoins à l'horizon 2051	13
Tableau 2.67: Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2051.....	14
Tableau 2.8: Valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitants	15
Tableau 2.9 : Les valeurs de β_{\max} et de $K_{\max.h}$ pour chaque communes	15
Tableau 2.10 : Consommation moyenne horaire des communes	15
Tableau 2.11 : Consommation maximale horaire des communes	16

Chapitre 3

Etude des réservoirs

Tableau 3.1 : Calcul de la capacité du réservoir TamdaOugmoun.	22
Tableau 3.2 : Dimensions du réservoir Tamda-Ougmoun.	23
Tableau 3.3 : Capacité de la bache de la SP1	23
Tableau 3.4 : Dimensions de la bache de la SP1	24
Tableau 3.5 : Calcul de capacité du réservoir de transit de la station SP2.....	24
Tableau 3.6 : Dimensions de la bache de la SP2	25
Tableau 3.7 : Dimensions de la bache de la SP3	25

Tableau 3.8 : Calcul de la capacité du réservoir IghilNathDjennad	26
Tableau 3.9 : Dimension du réservoir projeté IghilNathDjennad	27
Tableau 3.10 : Coefficient de distribution	28
Tableau 3.11 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution Telta.....	28
Tableau 3.12 : Dimensions du réservoir projeté Telta.....	28
Tableau 3.13 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution AgouniGagheran	29
Tableau 3.14: Dimensions du réservoir de distribution projeté AgouniGagheran	30
Tableau 3.15 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution Azrou	30
Tableau 3.16 : Dimension du réservoir projeté Azrou.....	31

Chapitre 4

Etude d'adduction

Tableau 4.1 : Coefficient de pertes de charge λ en fonction du régime d'écoulement.....	35
Tableau 4.2 : Etude d'adduction gravitaire RV TamdaOugmoun- SP1	42
Tableau 4.3 : Etude d'adduction gravitaire RV TamdaOugmoun- SP1 par tronçons	44
Tableau 4.4 : Etude d'adduction par refoulement SDEM-RVTamdaOugmoun	44
Tableau 4.5 : Etude d'adduction par refoulement SDEM-RVTamdaOugmoun par tronçons	45
Tableau 4.6 : Etude d'adduction par refoulement SP1-SP2.....	46
Tableau 4.7: Etude d'adduction par refoulement SP1-SP2 par tronçons.....	47
Tableau 4.8 : Etude d'adduction par refoulement SP2-SP3.....	47
Tableau 4.9 : Etude d'adduction par refoulement SP2-SP3 par tronçons.....	49
Tableau 4.10 : Etude d'adduction par refoulement SP3-RV IghilNathDjennad	49
Tableau 4.11 : Etude d'adduction par refoulement SP3-RV IghilNathDjennad par tronçons	50

Chapitre 5

Choix des pompes et le coup de bélier

Tableau 5.1 : Caractéristiques de la pompe (PM 125 / 3 C)	59
Tableau 5.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3 – RV IND	61
Tableau 5.3 : Célérité moyenne en fonction de la nature du matériau de la conduite	68
Tableau 5.4 : Récapitulatif des résultats de la conduite SP3-RV IND	75

Liste des tableaux

Tableau 5.5 Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SDEM-RV TandaOugmoun	75
Tableau 5.6 : Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP2-SP3	77
Tableau 5.7 : Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-SP2	77

L'eau est une ressource indispensable à la vie et aux activités humaines. Au cours des années, cette dernière devient de plus en plus limitée. La situation risque de s'empirer à l'avenir avec l'avènement du réchauffement climatique, ainsi que d'autres facteurs qui interviennent (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, ...etc.).

L'Algérie fait partie des pays déficitaires en eau. A cet effet, plusieurs techniques ont été mobilisées pour faire face à cette insuffisance ; à savoir la valorisation des eaux non conventionnelles, la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles. Aussi, des investissements énormes dans le cadre de dessalement d'eau de mer ; qui est un processus qui permet de retirer le sel de l'eau salée ou saumâtre pour la rendre potable.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre travail qui consiste à une alimentation en eau potable de quelques communes côtières de la wilaya de Tizi-Ouzou (Tigzirt, Iflissen, Yakouren, Ait Chafaa et Mizrana et Afir) à partir de la station de dessalement de Tamda-Ougmoun. La station de dessalement « par osmose inverse » est en cours de réalisation pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément au plan du développement national et aux souhaits des populations des communes côtières de la wilaya de Tizi-Ouzou et le système Flanc Nord.

Pour mener cette étude nous avons décomposé le travail en cinq chapitres :

Dans le premier chapitre, nous allons procéder à la présentation de la zone d'étude qui est une étape préliminaire de reconnaissance de cette dernière et de localisation du projet.

Le deuxième chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau de la population de ces communes de Tigzirt, Iflissen, Yakouren, Ait Chafaa et Mizrana et Afir, en se basant sur l'estimation de la population à partir du RGPH de l'année 2008.

Le troisième chapitre sera dédié au dimensionnement des bâches à eau et réservoirs de stockage et de distribution, connaissant le débit à l'horizon d'étude.

Le quatrième chapitre quant à lui sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction gravitaires et refoulement ainsi qu'au choix des matériaux.

Le cinquième chapitre sera dédié au choix des pompes pour l'acheminement de l'eau de la station de dessalement aux différents réservoirs par l'intermédiaire des stations de pompes, il sera dédié aussi au dimensionnement du réservoir d'air nécessaire pour protéger la conduite de refoulement du coup de bélier et assurer le bon fonctionnement du

réseau d'adduction, et afin d'éviter les conséquences extrêmes. Des recommandations concernant la pose et protection des conduites seront présentées.

Enfin, l'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Introduction

Pour les besoins du projet, et afin de ressortir les paramètres caractéristiques de la région d'étude, nous consacrons ce premier chapitre à la présentation de la zone du point de vue géotechnique, topographique, géologique, climatique et enfin hydraulique.

1.1 Situation géographique

La zone faisant l'objet de notre étude englobe cinq (05) communes côtières de la wilaya de Tizi-Ouzou (Tigzirt, Iflissen, Yakouren, Ait Chafaa, Mizrana) et une sixième commune de la wilaya de Boumerdès (Afir). La figure 1.1 représente la localisation géographique de ces communes.

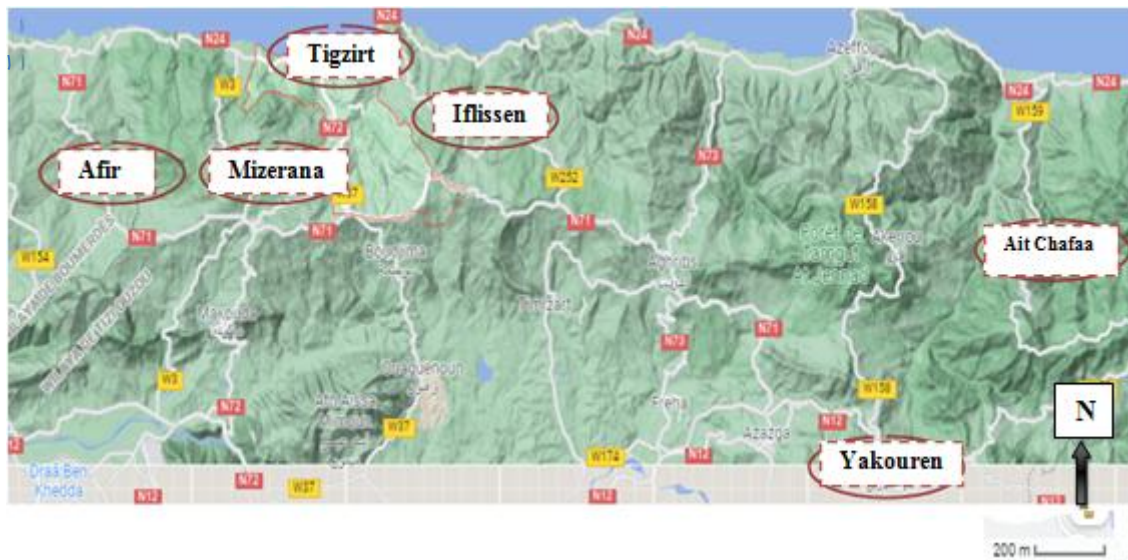


Figure 1.1 : Localisation géographique de la zone d'étude.

1.2 Situation topographique

La région étudiée se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif kabyle. L'altitude varie de 10m à 900m (figure 1.2, 1.3, 1.4). Le relief est accidenté, ponctué par des replats formant les sommets ou ligne de crête sur lesquels la majorité des villages sont implantés (<https://fr-fr.topographic-map.com/maps/6tbt/Tizi-Ouzou/>).

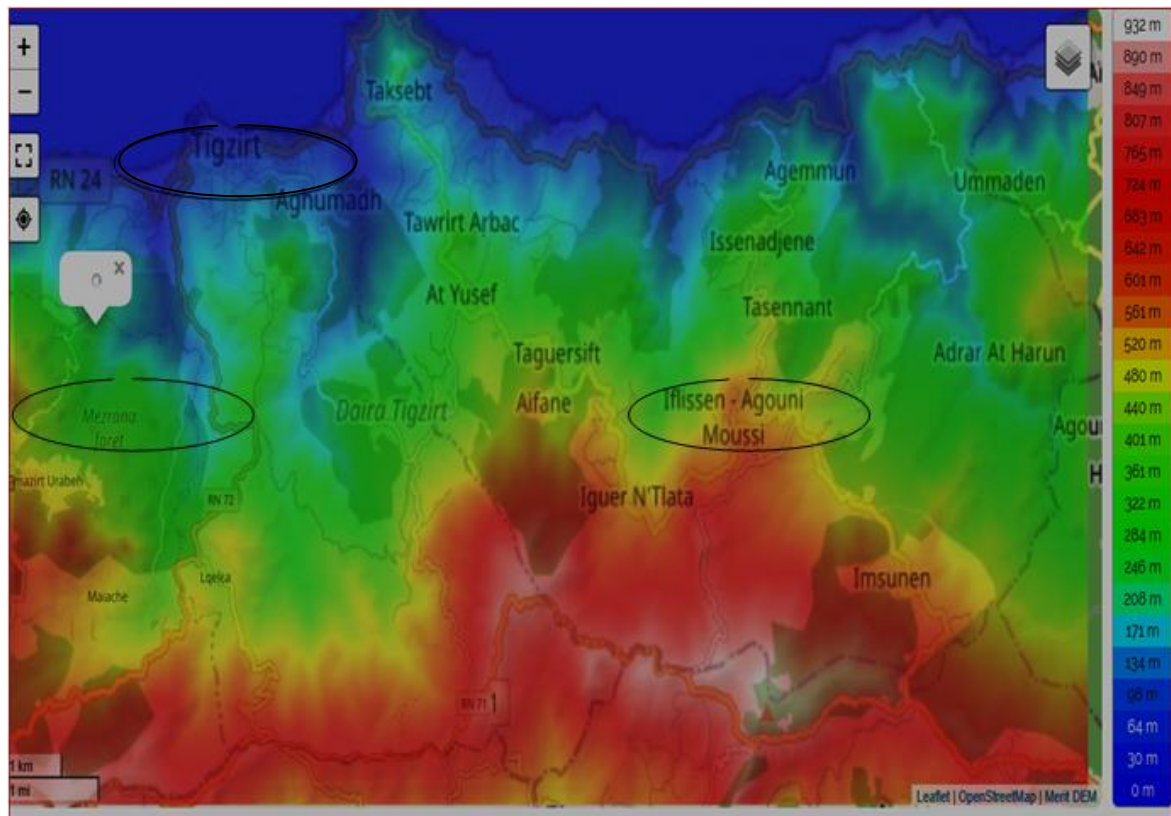


Figure 1.2 : Différentes altitudes des communes Tizirt, Mizerana et Iflissen (<https://fr-fr.topographic-map.com/maps/6tbt/Tizi-Ouzou/>).

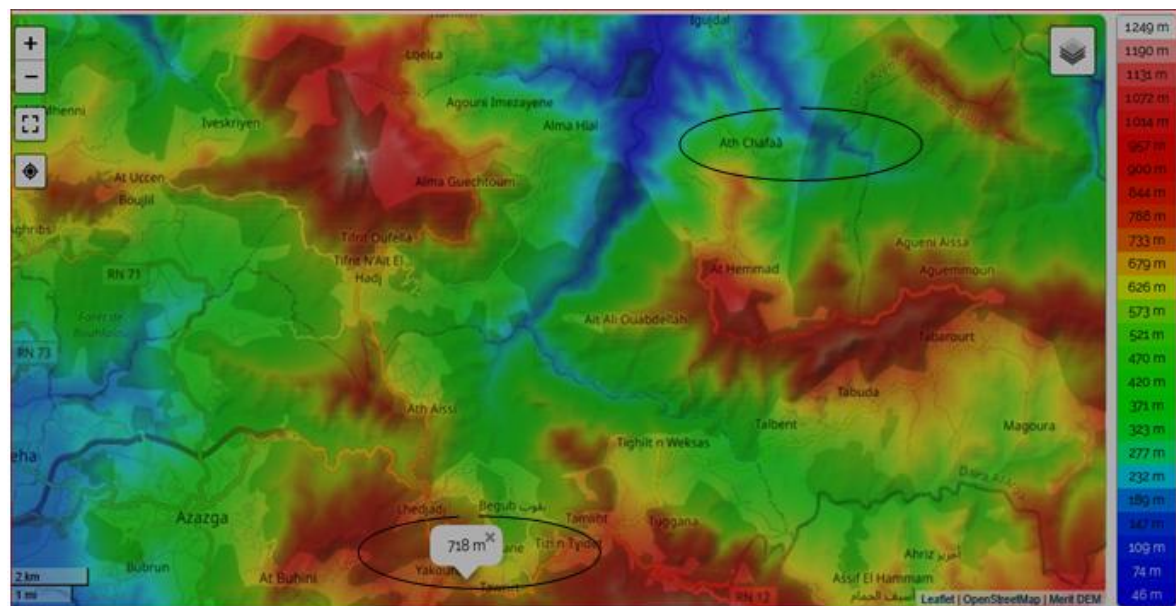


Figure 1.3 : Différentes altitudes des communes Yakouren, AitChafaa (<https://fr-fr.topographic-map.com/maps/6tbt/Tizi-Ouzou/>).

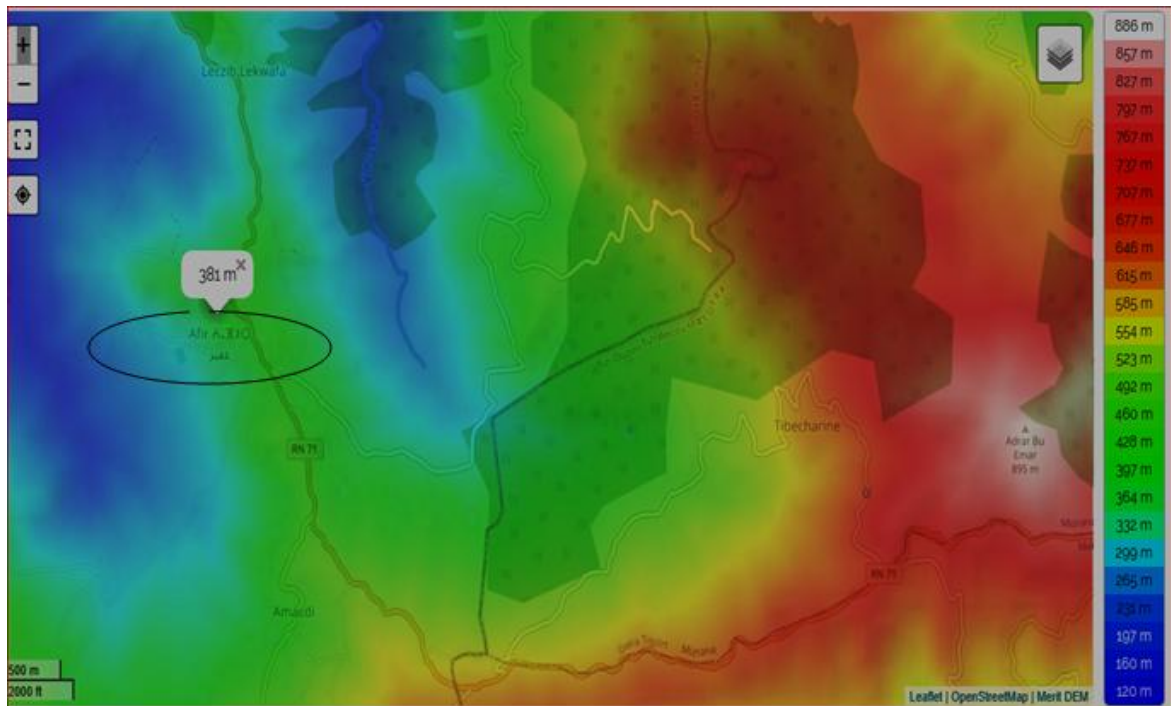


Figure 1.4: Altitude de la commune d'Afir (<https://fr-fr.topographic-map.com/maps/6tbt/Tizi-Ouzou/>)

1.3 Situation géologique et géotechnique

La lithologie des sols est représentée par une couche de remblais allant jusqu'à un mètre de profondeur suivie par des argiles compactes peu graveleuses parfois des petits blocs gréseux, suivie par des grès durs blanchâtres. Le tout repose sur des argiles schisteuses (argilites) friables grises à noirâtres en profondeur. Le sol est dense, humide et moyennement saturé à saturé, classé dans la catégorie des argiles très plastiques. Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme) www.wikipedia.org/wiki/

1.4 Situation climatologique

a- Climat

La combinaison des influences de la mer au nord, du relief et de l'altitude au sud de la zone d'étude explique une légère variation du climat. Cette zone est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver froid et pluvieux et un été chaud et sec. La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois. Selon les données l'ANRH, les températures moyenne mensuelles enregistrées au niveau de la station météorologique de Tizi-Ouzou pour la période (2015-2020) sont représentés dans le tableau 1.1 et la figure 1.5.

b- Température

- La température moyenne du mois le plus froid est de 11.1°C.
- la température moyenne du mois le plus chaud est de 30.5°C

Tableau 1.1 : Températures moyennes mensuelles (en °C), O.N.M de Tizi-Ouzou), période (2015 à 2020),

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T.moy	24,4	20,0	15,9	12,4	11,1	13,0	14,4	19,7	20,7	24,7	29,1	30,5
T.min	18,6	14,4	11,8	8,5	6,9	8,4	9,6	11,7	14,7	18,1	21,6	21,4
T.max	30,7	26,5	21,2	16,3	15,6	18,1	19,8	21,9	19,7	32,1	36,5	36,0

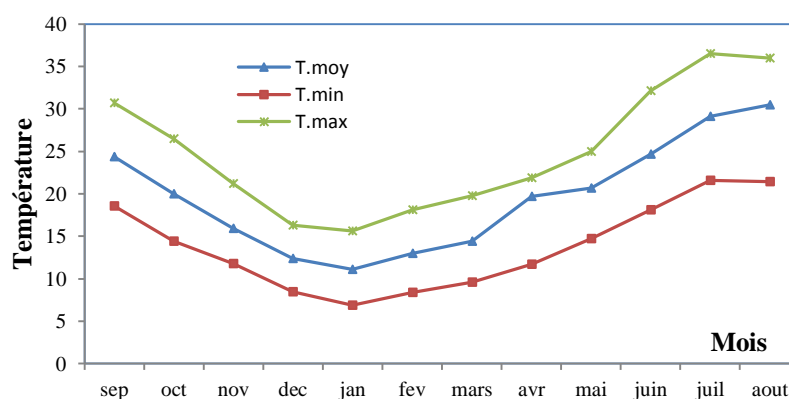


Figure 1.5 : courbes des températures moyennes enregistrées dans la période (2015-2020)

L'analyse du graphe montre que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois de Mai au mois d'octobre.
- Une saison froide allant du mois novembre au mois d'Avril.

c- La pluviométrie

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Tizi-Ouzou pour la période (2015-2020) sont représentées dans le tableau 1.2 suivant et la figure 1.6 :

Tableau 1.2 : Les valeurs des précipitations de l'année 2020 (ONM Tizi-Ouzou)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
P (mm)	30,3	28,6	141,3	179,1	48,6	14,3	47,3	38,6	12,2	15	0	0,8	556,1
P Moy (mm)	35,9	63,5	104,7	126,3	124,2	93,6	90,4	76,5	55,2	11,9	3,3	7,1	786

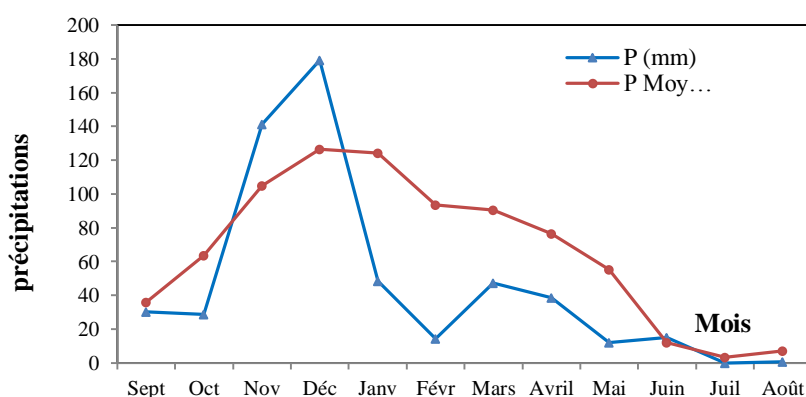


Figure 1.6 : Précipitations moyennes et annuelles de la période (2015-2020), (ONM, Tizi-Ouzou)

L'analyse du graphe montre un taux de précipitations important du mois de novembre jusqu'au mois de janvier.

d- Le diagramme climatique

Un **diagramme climatique**, appelé aussi **ombrothermique**, est un graphique utilisé en météorologie. Il représente la variation mensuelle d'une ou plusieurs variables climatiques (température, précipitations, hygrométrie, etc.) en un lieu donné. L'intérêt de ce diagramme est de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour tracer ce diagramme, on porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées à droite les précipitations en mm, et à gauche les températures en °C. Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrés dans le tableau 1.3 ci-après :

Tableau 1.3 : Températures et pluviométries de la zone d'étude (2015-2020)

	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
<i>T Moy (°C)</i>	24,4	20,0	15,9	12,4	11,1	13,0	14,4	19,7	20,7	24,7	29,1	30,5
<i>cumul P (mm)</i>	30,3	28,6	141,3	179,1	48,6	14,3	47,3	38,6	12,2	15	0	0,8

Le diagramme ombrothermique est représenté par la **figure 1.7** ci-après :

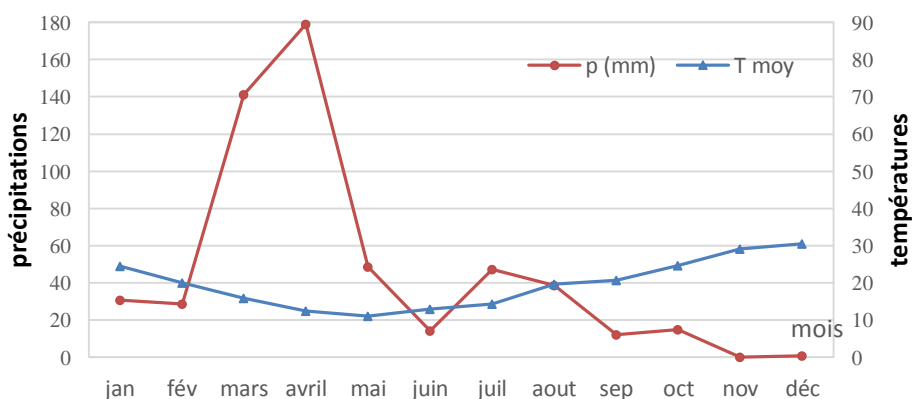


Figure 1.7 : Diagramme ombrothermique.

Le diagramme montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois aout au mois fevrier.

1.5 Le bilan hydraulique

Les communes côtières de la wilaya de TiziOuzou, faisant l'objet d'étude sont mal desservies en eau potable. La seule ressource d'alimentation existante est le système Flanc Nord, débitant **8100 m³/j** (source : ADE), insuffisant pour assurer les besoins de la population, comme nous le verrons dans le chapitre 3. A cet effet, un projet de renforcement en eau potable de ces communes côtières à partir de la station de dessalement de Cap Djinet était initié, mais le bilan d'eau produit par la SEDM a montré que le débit devant être affecté aux communes côtières demeure toujours insuffisant. Pour cela, une nouvelle variante est proposée, qui consiste à la réalisation d'une unité de dessalement des eaux de mer par procédé d'osmose inverse, à savoir la **SDEM de TamdaOugmoun** qui se trouve sur la route d'Iflissen. La station en question de capacité **49000 m³/j** devrait répondre largement aux besoins en eau de la région. Le schéma synoptique du projet est illustré par la figure 1.8 (voir annexe 1) et les données sont récapitulées dans le tableau 1.4.

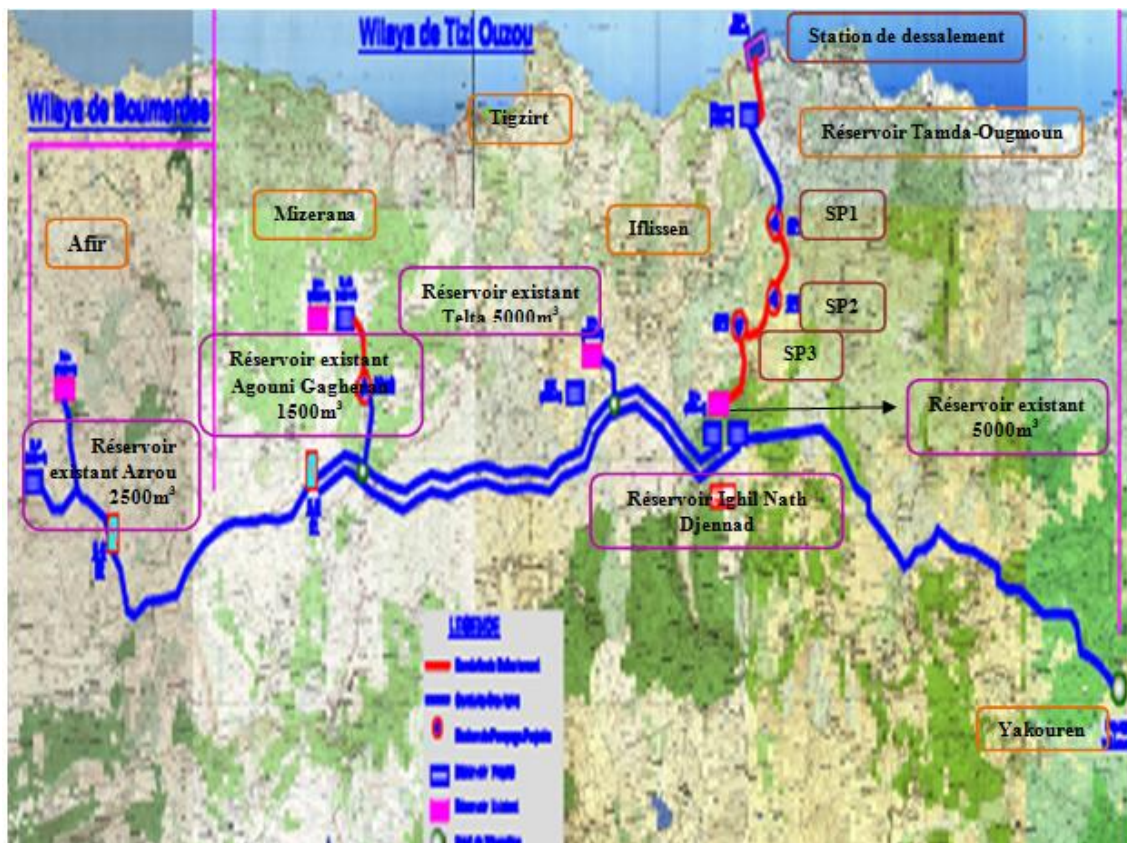


Figure 1.8 : Schéma synoptique de l'alimentation en eau potable de zone côtière de TiziOuzou.

Tableau 1.4 : Identification des ouvrages de la zone d'étude.

Région	Réservoirs existant	Stations
Iflessen	Telta 5000 m ³	Station de dessalement SP1, SP2, SP3
Tigzirt	Telta 5000 m ³	/
Mizerana	AgouniGagheran 1500 m ³	SP AgouniGagheran
Afir	Azrou 1500 m ³	/
IghiNathDjennad	IghiNathDjennad 5000 m ³	/

Conclusion

La zone côtière (Tigzirt, Iflessen, Yakouren, Ait Chafaa, Mizrana et Afri) faisant l'objet d'étude, est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons. La précipitation moyenne annuelle enregistrée pour la période (2015-2020) est de 786mm. Le manque de ressource en eau dans la région et la demande croissante en eau potable de la population a conduit les services concernés à projeter la station de dessalement d'eau de mer **de TamdaOugmoun** implantée à Iflessen, devant fournir un débit de 49000 m³/j, pour répondre aux besoins de la population à l'horizon 2051. Aussi, le relief de la région ponctué par des replats formants les sommets ou ligne de crête sur lesquels la majorité des villages sont implantés favorise l'implantation des réservoirs posés au sol ou semi enterrés, pour assurer les pressions de services désirés.

Introduction

Le chapitre 2 est consacré à l'estimation des besoins en eau des communes faisant l'objet d'étude. Cette estimation dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

2.1 Evolution de la population

Afin d'estimer la population pour un horizon futur à moyen et à long terme, il est nécessaire d'étudier le mode d'évaluation de ladite population. Cette croissance est analysée à partir des statistiques des recensements, qui obéissent à une évolution **géométrique**, exprimée par la relation 2.1, suivante :

$$P_n = P_o \cdot (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

avec ;

P_n : Population pour l'horizon considéré ;

P_o : Population à l'année de référence ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré ;

α : Taux d'accroissement annuel de la population défini pour chaque commune, tel que donné par le tableau 2.1 (Rapport ADE, 2011).

Tableau 2.1 : Taux d'accroissement annuel de la population.

Communes	Taux d'accroissement (%)
Tigzirt	1.6
Ifliessen	1.6
Mizerana	1.8
Yakouren	2
Ait Chafaa	0.9
Afir	1.6

Compte tenu de la relation (2.1) et du nombre d'habitant (P_o) donné par le RGPH 2008, nous présentons dans le tableau 2.2, l'évaluation de la population, à court, moyen et long terme, pour les différentes communes d'étude.

Tableau 2.2 : Evolution de la population des différentes communes de la zone d'étude.

	<i>Estimations</i>				
<i>communes</i>	2008	2021	2031	2041	2051
<i>Mizerana</i>	9469	11 941	14 273	17 060	20392
<i>Tigzirt</i>	11 962	14 704	17 233	20 197	23672
<i>Iflissen</i>	14 311	17 591	20 617	24 164	28320
<i>Yakouren</i>	16 847	21 793	26 566	32 384	39476
<i>Ait Chafaa</i>	3775	4 241	4 639	5 074	5549
<i>Afir</i>	13 223	16 254	19 050	22 327	26167
<i>total</i>	69 587	86 523	102 377	121 205	143577

La figure ci-dessous représente l'évolution de la population pour les différents horizons d'étude (10,20 et 30 ans) :

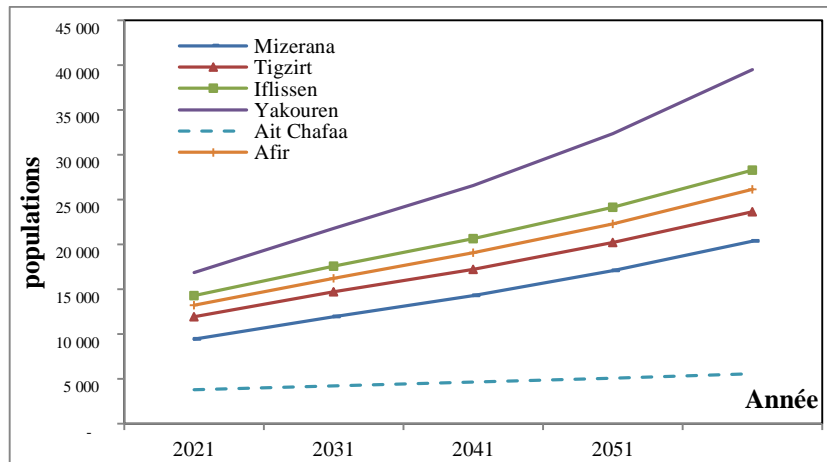


Figure 2-1: Evolution de la population durant la période 2021-2051.

2.2 La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, tient compte de toutes les catégories de consommation. Elle est donnée en (m^3/j) par la formule (2.2) :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum \frac{q_i * N_i}{1000} \quad (2.2)$$

avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) ;

q_i : Dotation moyenne journalière pour chaque catégorie de consommation (l/j/usager) ; à savoir 180 l/j/h pour les besoins permanents et 320 l/j/h pour les besoins saisonniers (ADE, Mémoire technique nouvelle variante d'AEP à partir de la SDEM Thamda Ouguemoun, 2011).

N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommation (permanente et saisonnière).

Les estimations des différents besoins en eau (permanents et saisonniers) des six communes aux différents horizons, tenant compte des pertes estimées à 15% (ADE) sont représentés dans les tableaux 2.3 ; 2.4 ; 2.5 ; 2.6 ci-dessous :

Tableau 2.3 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2021

Horizon	communes	population		Besoin (m ³ /j)		Perte (m ³ /j)		Demande (m ³ /j)		Total (m ³ /j)
		perm	sais	perm	sais	perm	sais	perm	sais	
2021										
	Mizerana	11 941	-	2 149	-	322	-	2 472	-	2 472
	Tigzirt	14 704	6 375	2 647	2 040	397	306	3 044	2 346	5 390
	Ifliessen	17 591	750	3 166	240	475	36	3 641	276	3 917
	Yakouren	21 793	15 025	3 923	4 808	588	721	4 511	5 529	10 040
	Ait chafaa	4 241	7 000	763	2 240	115	336	878	2 576	3 454
	Afir	16 254	-	2 926	-	439	-	3 364	-	3 364
									total	28 638

Tableau 2.4 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2031

Horizon	communes	population		Besoin (m ³ /j)		Perte (m ³ /j)		Demande (m ³ /j)		Total (m ³ /j)
		perm	sais	perm	sais	perm	sais	perm	sais	
2031										
	Mizerana	14 273	0	2569	0	385	0	2954	0	2954
	Tigzirt	17 233	6375	3102	2040	465	306	3567	2346	5913
	Ifliessen	20 617	750	3711	240	557	36	4268	276	4544
	Yakouren	26 566	15025	4782	4808	717	721	5499	5529	11028
	Ait chafaa	4 639	7000	835	2240	125	336	960	2576	3536
	Afir	19 050	0	3429	0	514	0	3943	0	3943
									total	31919

Tableau 2.5 : Estimation des besoins des communes à l'horizon 2041

Horizon	communes	population		Besoin (m ³ /j)		Perte (m ³ /j)		Demande (m ³ /j)		Total (m ³ /j)
		perm	sais	perm	sais	perm	sais	perm	sais	
2041										
	Mizerana	17 060	0	3071	0	461	0	3531	0	3531
	Tigzirt	20 197	6375	3636	2040	545	306	4181	2346	6527
	Ifliessen	24 164	750	4349	240	652	36	5002	276	5278
	Yakouren	32 384	15025	5829	4808	874	721	6703	5529	12233
	Ait chafaa	5 074	7000	913	2240	137	336	1050	2576	3626
	Afir	22 327	0	4019	0	603	0	4622	0	4622
									Total	35817

Tableau 2.6 : Estimation des besoins à l'horizon 2051

	communes	population		Besoin (m³/j)		Perte (m³/j)		Demande (m³/j)		Total (m³/j)
Horizon		perm	sais	perm	sais	perm	sais	perm	sais	
2051	Mizerana	20 392	-	3 671	-	551	-	4 221	-	4 221
	Tigzirt	23 672	6 375	4 261	2 040	639	306	4 900	2 346	7 246
	Iflissen	28 320	750	5 098	240	765	36	5 862	276	6 138
	Yakouren	39 476	15 025	7 106	4 808	1 066	721	8 171	5 529	13 701
	Ait chafaa	5 549	7 000	999	2 240	150	336	1 149	2 576	3 725
	Afir	26 167	-	4 710	-	707	-	5 417	-	5 417
									total	40 448

2.3 Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs fluctuations dans le temps (annuelles, mensuelles, hebdomadaires, journalières et horaires). La consommation varie en présentant des minimum et des maximum. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités (de pointes) K_{min} et K_{max} .

2.3.1 Consommation maximale journalière

En phase de réalisation d'un projet d'AEP, les ouvrages et les équipements du réseau doivent être conçus pour pouvoir satisfaire adéquatement la consommation maximale journalière ; il s'agit des ouvrages de production (prises d'eau, stations de traitement, stations de pompage) et les ouvrages d'adduction (conduites, stations de reprise).

On entend alors par la consommation maximale journalière le débit maximum du jour le plus chargé de l'année, soit :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (2.3)$$

avec :

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière en (m³/j) ;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de **10% à 30%**. La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1.1 et 1.3**.

Dans le cadre de ce projet, nous considérons $K_{max,j} = 1.2$.

2.3.2 Consommation minimale journalière

Elle est déterminée en fonction de la consommation moyenne journalière et du coefficient d'irrégularité journalière minimum **K_{min,j}**. Soit :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (2.5)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation dans le réseau, **K_{min,j}** varie entre **0.7** et **0.9**. Dans le cadre de ce projet nous considérons **K_{min,j}=0.8**

Les résultats des consommations maximales et minimales à l'horizon 30 (2051) sont représentés dans le tableau 2.7 ci-dessous :

Tableau 2.7 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2051.

commune	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)	Q _{min,j} (l/s)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (l/s)
Mizerana	4 221	49	0,8	3 377	39	1,2	5 065	59
Tigzirt	7 246	84	0,8	5 797	67	1,2	8 695	101
Ifliessen	6 138	71	0,8	4 911	57	1,2	7 366	85
Yakouren	13 701	159	0,8	10 961	127	1,2	16 441	190
Ait Chafaa	3 725	43	0,8	2 980	34	1,2	4 470	52
Afir	5 417	63	0,8	4 333	50	1,2	6 500	75
Total	40 448	468		32 358	375		48 537	562

2.4 Consommation maximale horaire (débit de pointe)

Le débit maximal horaire correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée de la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement des ouvrages de distribution (réseau de distribution). Il est donné par la relation (2.6) suivante :

$$Q_{\max,h} = Q_{\text{moy},h} * K_{\max,h} \quad (2.6)$$

Et :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (2.7)$$

Q_{moy,h} : Consommation moyenne horaire (m³/h) ;

Q_{max,h} : Consommation maximale horaire (m³/h) ;

K_{max,h} : Coefficient qui représente l'augmentation de la consommation durant les heures de la journée. Ce coefficient tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné avec la relation (2.8)

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (2.8)$$

avec :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de **1.2 à 1.4**.

Dans le cadre de cette étude nous considérons : $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : Coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population, et qui sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau 2.8 suivant :

Tableau 2.8: Les valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitants

Habitant	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

Exemple, pour le cas de la commune de Tizirt :

$$\beta_{\max} = \frac{\beta_{\max 1} * (P_2 - P) + \beta_{\max 2} * (P - P_1)}{(P_2 - P_1)} \quad (2.9)$$

$$\beta_{\max} = 1.2 (30000 - 23672) + 1.15 (23672 - 20000) / (30000 - 20000)$$

$$\beta_{\max} = 1.18$$

Les valeurs de β_{\max} obtenues pour les autres communes ainsi que les résultats de $K_{\max.h}$ compte tenu de la valeur de $\alpha_{\max} = 1.3$, sont illustrés dans le tableau 2.9 suivant :

Tableau 2.9: Les valeurs de β_{\max} et de $K_{\max.h}$ pour chaque communes.

Commune	Nbre d'habitants	β_{\max}	$K_{\max.h}$
MIZRANA	20 392	1.14	1.48 (1.5)
TIGZIRT	23 672	1.18	1.534(1.5)
IFLISSEN	28 230	1.16	1.508 (1.5)
YAKOUREN	39 476	1.14	1.482 (1.5)
AIT CHAFAA	5549	1.42	1.846(1.5)
AFIR	26 167	1.17	1.521(1.5)

Pour obtenir la répartition de $Q_{\max,j}$ sur les 24 heures, nous utilisons le tableau (**donnée en l'annexe 1**) qui représente la variation de la consommation horaire (donnée %) en fonction de $K_{\max.h}$.

Tableau 2.10 : Consommation moyenne horaire des communes.

communes	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy.h}}$ (m3/h)	$Q_{\text{moy.h}}$ (l/s)
Mizerana	5065	211	59
Tigzirt	8695	362	101
Ifliessen	7366	307	85
Yakouren	16441	685	190
Ait Chafaa	4470	186	52
Afir	6500	271	75
total	48537	2022	562

Tableau 2.11 : Consommation maximale horaire des communes

Communes	Qmoy,h(m ³ /h)	Kmax,h	Qmax,h(m ³ /h)	Qmax,h(l/s)
Mizerana	211	1,5	317	88
Tigzirt	362	1,5	543	151
Ifliessen	307	1,5	460	128
Yakouren	685	1,5	1028	285
Ait Chafaa	186	1,5	279	78
Afir	271	1,5	406	113
total	2022		3034	843

Conclusion

L'évaluation des besoins en eau des communes : Tigzirt, Ifliessen, Yakouren, Ait Chafaa, Mizrana et Afir est effectuée, dans ce chapitre, à court, moyen et long terme, en considérant une dotation de 180 l/j/h pour les besoins permanents et une dotation de 320 l/j/h pour les besoins saisonniers, avec un taux de perte de 15%. A l'horizon 30 (ans) la consommation maximale journalière s'élève à **48537m³/j**, soit **562l/s** pour une population de **143 577habitants**. Ces données permettront d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et le dimensionner du réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système.

Introduction

Les l'installation d'adduction et de distributions d'eau comportent un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. Cet ouvrage hydraulique est destiné au stockage, et apour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné. Dans ce chapitre, nous nous intéressons au dimensionnement des réservoirs, projetés dans le cadre de cette étude, en vue de déterminer leur capacité de stockage et leurs diamètres.

3.1 Evaluation de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandées depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeants (demande de pointe). Pour calculer la capacité d'un réservoir, nous devons tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, donc du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans une chaine d'adduction, on trouve trois(3) types de réservoirs :

- Réservoir de stockage ;
- Réservoir de transit ;
- Réservoir de stockage et de transit.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes :

- **Méthode forfaitaire**

On prend, forfaitairement une capacité des réservoirs égale à (**Bouslimie, 2004**):

- En alimentation rural 100 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération ;
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

- **Méthode graphique**

Elle représente les courbes d'apport $V_a(t)$ et de consommation journalière $V_c(t)$. Le volume est donné par $V_a(t) - V_c(t)$, qui représente l'écart des deux extremums de la courbe résultante (figure 3.1) :

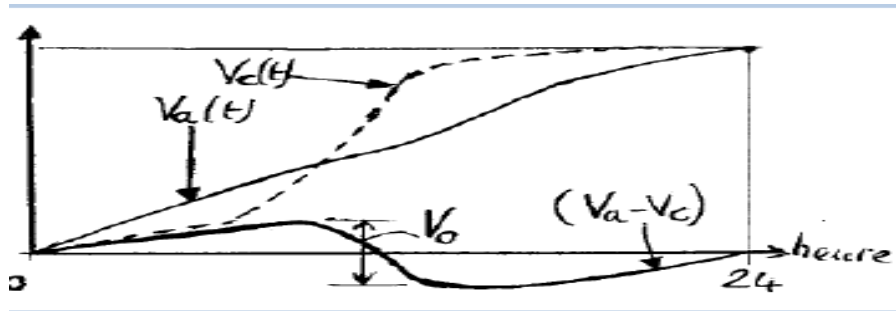


Figure 3.1 : Méthode graphique.

• Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (**a**) la valeur du débit horaire moyen de distribution :

$$a = \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (3.4)$$

Quant aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saisonetc. Le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectué à l'aide d'un analyseur de débit.

Les résultats varient selon les agglomérations. Pour une ville moyenne dont le nombre d'habitants est inférieur à 20000, nous utilisons les coefficients de pointe suivants (Moussa, polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, 2002) :

- De 6 heures à 7 heures = **a** ;
- De 7 heures à 11 heures = **3.5a** ;
- De 11 heures à 16 heures = **0.4a** ;
- De 16 heures à 18 heures = **2a** ;
- De 18 heures à 22 heures = **0.5a** ;
- De 22 heures à 6 heures = **0.125a**.

Connaissant le débit moyen horaire **a** et connaissant maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique. La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès ($\Delta V_{\max+}$), et le plus grand déficit ($\Delta V_{\max-}$), en ajoutant la réserve d'incendie.

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| + V_i \quad (3.3)$$

Avec :

V_r : Volume total du réservoir en (**m³**) ;

ΔV : Volume apport – volume consommé en (**m³**) ;

Vi : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 120 m³ pour une durée de deux heures.

3.2 Application au cas d'étude

Le projet d'alimentation en eau potable des communes côtières de la wilaya de TiziOuzou, faisant l'objet d'étude, est composé de cinq(05) réservoirs et trois (03) bâches à eau (réservoirs de transit), tels que l'illustre le schéma synoptique donné en annexe I. Pour évaluer la capacité de ces réservoirs, nous utilisons la méthode analytique développée ci-dessus.

3.2.1 Capacité du réservoir TamdaOugmoun

Le réservoir TamdaOugmoun est un réservoir de transit. Il est alimenté par refoulement à partir de la station de dessalement de TamdaOugmoun, et alimente à son tour gravitairement la station de refoulement SP1réservoir(figure 3.2).

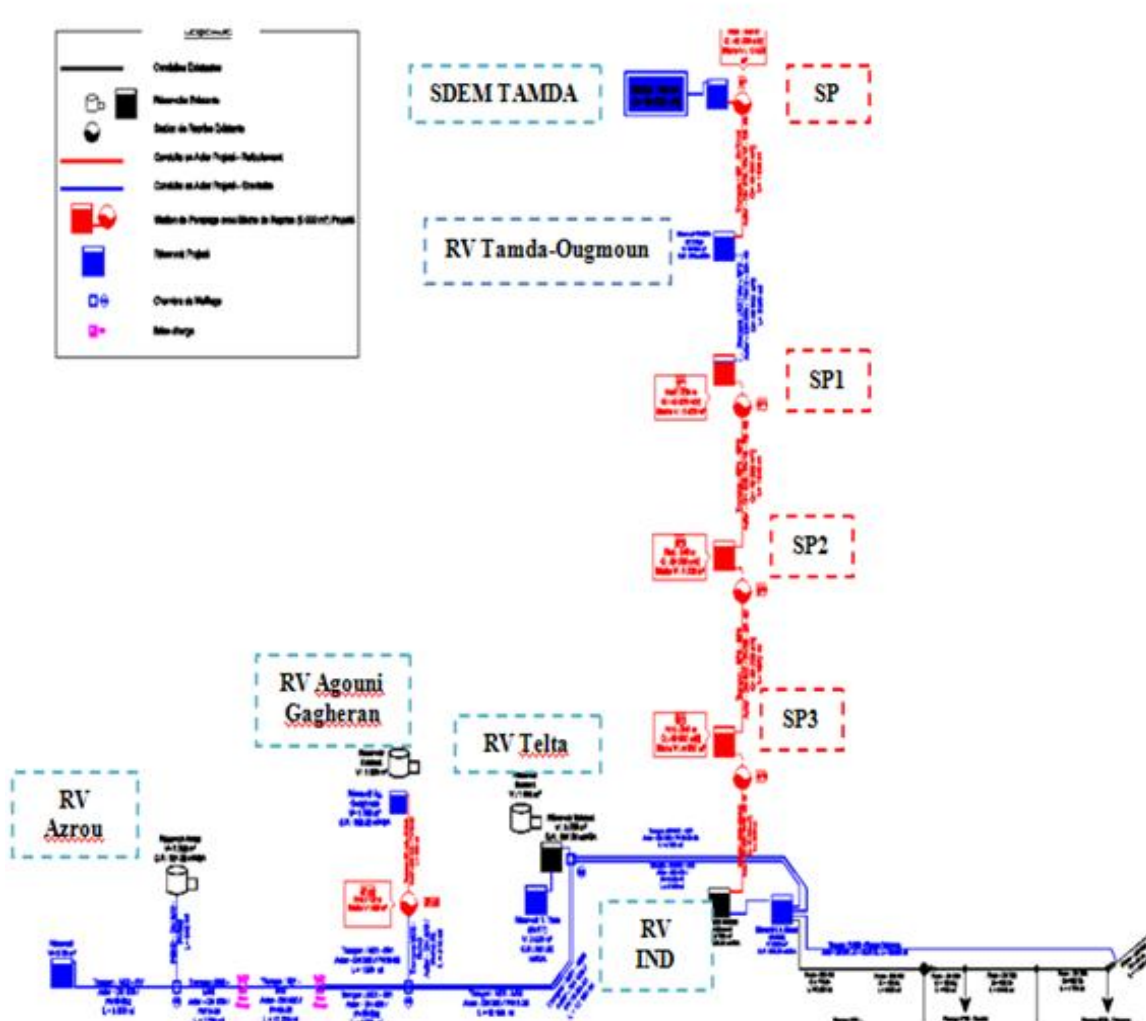


Figure 3.2 : Schéma synoptique

Le détail de calcul du réservoir est illustré dans le tableau 3.1, en fonction du débit horaire a.

Soit :
$$a = \frac{Q_{max.j}}{24} = \frac{48537.0623}{24} = 2022.3776 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le temps de pompage étant fixé à 20 heures.

Afin d'optimiser le volume du réservoir, une macro en langage visuel basic est programmée pour simuler les différents scénariis de l'arrêt de la pompe sur 24h (Hammoum.Hocine) (figure 3.3) :

heure	arrivé (qa)			sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00_01	0	0	0,000	0,000	a	2022,378	a	-2022,378	1 8089,510381
01_02	0	0	0,000	0,000	a	2022,378	2a	-4044,755	2 8089,510381
02_03	0	0	0,000	0,000	a	2022,378	3a	-6067,133	3 8089,510381
03_04	0	1	2426,853	2426,853	a	2022,378	4a	-5662,657	4 8089,510381
04_05	1.2a	1	2426,853	4853,706	a	2022,378	5a	-5258,182	5 8089,510381
05_06	1.2a	1	2426,853	7280,559	a	2022,378	6a	-4853,706	6 8089,510381
06_07	1.2a	1	2426,853	9707,412	a	2022,378	7a	-4449,231	7 8089,510381
07_08	1.2a	1	2426,853	12134,266	a	2022,378	8a	-4044,755	8 8089,510381
08_09	1.2a	1	2426,853	14561,119	a	2022,378	9a	-3640,280	9 8089,510381
09_10	1.2a	1	2426,853	16987,972	a	2022,378	10a	-3235,804	10 8089,510381
10_11	1.2a	1	2426,853	19414,825	a	2022,378	11a	-2831,329	11 8089,510381
11_12	1.2a	1	2426,853	21841,678	a	2022,378	12a	-2426,853	12 8089,510381
12_13	1.2a	1	2426,853	24268,531	a	2022,378	13a	-2022,378	13 8089,510381
13_14	1.2a	1	2426,853	26695,384	a	2022,378	14a	-1617,902	14 8089,510381
14_15	1.2a	1	2426,853	29122,237	a	2022,378	15a	-1213,427	15 8089,510381
15_16	1.2a	1	2426,853	31549,090	a	2022,378	16a	-808,951	16 8089,510381
16_17	1.2a	1	2426,853	33975,944	a	2022,378	17a	-404,476	17 8089,510381
17_18	1.2a	1	2426,853	36402,797	a	2022,378	18a	0,000	18 8089,510381
18_19	1.2a	1	2426,853	38829,650	a	2022,378	19a	404,476	19 8089,510381
19_20	1.2a	1	2426,853	41256,503	a	2022,378	20a	808,951	20 8089,510381
20_21	1.2a	1	2426,853	43683,356	a	2022,378	21a	1213,427	21 8089,510381
21_22	1.2a	1	2426,853	46110,209	a	2022,378	22a	1617,902	22 8089,510381
22_23	1.2a	1	2426,853	48537,062	a	2022,378	23a	2022,378	23 8089,510381
23_24	1.2a	0	0,000	48537,062	a	2022,378	24a	0,000	24 8089,510381
total	24a		0,000			48537,062			8089,510381

```

Cells(7 + I + 1, "C") = 0
Cells(I + 7, "M") = I
Cells(I + 7, "N") = Cells(4, "M")
I = 24
For J = 8 To 31
Cells(J, "C") = 1
Next J
Cells(8, "C") = 0
Cells(9, "C") = 0
Cells(10, "C") = 0
Cells(7 + I, "C") = 0
Cells(I + 7, "M") = I
Cells(I + 7, "N") = Cells(4, "M")
End Sub

```

```

Sub REFGRAV()
REFGRAV Macro
For I = 1 To 21
For J = 8 To 31
Cells(J, "C") = 1
Next J
Cells(7 + I, "C") = 0
Cells(7 + I + 1, "C") = 0
Cells(7 + I + 2, "C") = 0
Cells(7 + I + 3, "C") = 0
Cells(I + 7, "M") = I
Cells(I + 7, "N") = Cells(4, "M")
Next I
I = 22
For J = 8 To 31
Cells(J, "C") = 1
Next J
Cells(8, "C") = 0
Cells(7 + I, "C") = 0
Cells(7 + I + 1, "C") = 0
Cells(7 + I + 2, "C") = 0
Cells(7 + I + 3, "C") = 0
Cells(I + 7, "M") = I
Cells(I + 7, "N") = Cells(4, "M")
I = 23
For J = 8 To 31
Cells(J, "C") = 1
Next J
Cells(8, "C") = 0
Cells(9, "C") = 0
Cells(7 + I, "C") = 0
Cells(7 + I + 1, "C") = 0

```

Figure 3.3 : Programmation d'une Macro avec le visuel basic(Hammoum.Hocine)

Le résultat de calcul de la capacité du réservoir TamdaOugmoun est donné par le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Calcul de la capacité du réservoir TamdaOugmoun.

heure	arrivé (qa)		arrivé cumulé		sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00-01	0	0,000	0	0,000	a	2022,378	a	2022,378	0.2a	-2022,378
01_02	0	0,000	0	0,000	a	2022,378	2a	4044,755	0.4a	-4044,755
02_03	0	0,000	0	0,000	a	2022,378	3a	6067,133	0.6a	-6067,133
03_04	0	0,000	0	0,000	a	2022,378	4a	8089,510	0.8a	-8089,510
04_05	1.2a	2426,853	1,2a	2426,853	a	2022,378	5a	10111,888	a	-7685,035
05_06	1.2a	2426,853	2,4a	4853,706	a	2022,378	6a	12134,266	1.2a	-7280,559
06_07	1.2a	2426,853	3,6a	7280,559	a	2022,378	7a	14156,643	1.4a	-6876,084
07_08	1.2a	2426,853	4,8a	9707,412	a	2022,378	8a	16179,021	1.6a	-6471,608
08_09	1.2a	2426,853	6a	12134,266	a	2022,378	9a	18201,398	1.8a	-6067,133
09_10	1.2a	2426,853	7,2a	14561,119	a	2022,378	10a	20223,776	2a	-5662,657
10_11	1.2a	2426,853	8,4a	16987,972	a	2022,378	11a	22246,154	2.2a	-5258,182
11_12	1.2a	2426,853	9,6a	19414,825	a	2022,378	12a	24268,531	2.4a	-4853,706
12_13	1.2a	2426,853	10,8a	21841,678	a	2022,378	13a	26290,909	2.6a	-4449,231
13_14	1.2a	2426,853	12a	24268,531	a	2022,378	14a	28313,286	2.8a	-4044,755
14_15	1.2a	2426,853	13,2a	26695,384	a	2022,378	15a	30335,664	3a	-3640,280
15_16	1.2a	2426,853	14,4a	29122,237	a	2022,378	16a	32358,042	3.2a	-3235,804
16_17	1.2a	2426,853	15,6a	31549,090	a	2022,378	17a	34380,419	3.4a	-2831,329
17_18	1.2a	2426,853	16,8a	33975,944	a	2022,378	18a	36402,797	3.6a	-2426,853
18_19	1.2a	2426,853	18a	36402,797	a	2022,378	19a	38425,174	2.8a	-2022,378
19_20	1.2a	2426,853	19,2a	38829,650	a	2022,378	20a	40447,552	2.8a	-1617,902
20_21	1.2a	2426,853	20,4a	41256,503	a	2022,378	21a	42469,929	2.8a	-1213,427
21_22	1.2a	2426,853	21,6a	43683,356	a	2022,378	22a	44492,307	2.8a	-808,951
22_23	1.2a	2426,853	22,8a	46110,209	a	2022,378	23a	46514,685	2.8a	-404,476
23_24	1.2a	2426,853	24a	48537,062	a	2022,378	24a	48537,062	0	0,000
total	24a	48537,062				48537,062				

La capacité optimale du réservoir TamdaOugmoun est donnée comme suit :

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| = |0| + |8089.51|$$

Soit : $V_r = 8089.51 \text{ m}^3$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égale à $10\,000 \text{ m}^3$

3.2.1.1. Dimensionnement du réservoir TamdaOugmoun

Après avoir déterminé la capacité de réservoir, nous procédons à son dimensionnement par détermination de sa section. Au vu de l'importance du réservoir, nous adoptons une forme carrée de coté L.

A.1- Section du réservoir

La section du réservoir S est déterminée à partir du volume V_r du réservoir, soit :

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (3.4)$$

h, étant la hauteur d'eau dans le réservoir ;

ce qui donne : $L = \sqrt{S} \quad (3.5)$

A.2- Hauteur d'incendie

Elle est déterminée par la formule 3.8 :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_i}{L^2} \quad (3.6)$$

Les résultats du dimensionnement du réservoir TamdaOugmoun sont représentés dans le tableau 3.2 :

Tableau 3.2 : Dimensions du réservoir TamdaOugmoun.

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé	8089.51	m ³
Volume adopté	10 000	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	7	m
Section du réservoir S	1428.57	m ²
Cotés du réservoir L	37.79	m
L adoptée	38	m

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

3.2.2 Capacité de la bache de la station de reprise SP1

La bache de la station de reprise SP1 reçoit en continue un débit horaire (a = 2022.3776 m³/h) du réservoir TamdaOugmoun. Ce débit est refoulé vers la bache de la station de reprise SP2 (figure 3.2). Le temps de pompage étant fixé à 22 heures.

Le détail de calcul de la capacité de la bache est présenté dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Capacité de la bache de la SP1.

heure	arrivé (qa)	arrivé cumulé	sortie (qc)	sortie cumulée	(qa-qc) cumulé
00_01	a	2022.378	1.2a	2426.853	-0.2a
01_02	a	2022.378	2a	4853.706	-0.4a
02_03	a	2022.378	3a	7280.559	-0.6a
03_04	a	2022.378	4a	9707.412	-0.8a
04_05	a	2022.378	5a	12134.266	-a
05_06	a	2022.378	6a	14561.119	-1.2a
06_07	a	2022.378	7a	16987.972	-1.4a
07_08	a	2022.378	8a	19414.825	-1.6a
08_09	a	2022.378	9a	21841.678	-1.8a
09_10	a	2022.378	10a	24268.531	-0.8a
10_11	a	2022.378	11a	26695.384	0.2a
11_12	a	2022.378	12a	29122.237	1.2a
12_13	a	2022.378	13a	31549.090	2.2a
13_14	a	2022.378	14a	33975.944	3.2a
14_15	a	2022.378	15a	36402.797	4.2a
15_16	a	2022.378	16a	38829.650	5.2a
16_17	a	2022.378	17a	41256.503	6.2a
17_18	a	2022.378	18a	43683.356	7.2a
18_19	a	2022.378	19a	46110.209	8.2a
19_20	a	2022.378	20a	48537.062	9.2a
20_21	a	2022.378	21a	50963.915	10.2a
21_22	a	2022.378	22a	53390.769	11.2a
22_23	a	2022.378	23a	55817.622	12.2a
23_24	a	2022.378	24a	58244.475	13.2a
total	24a	48537.062		53390.769	

La capacité optimum de la bache est obtenue par simulation en utilisant la macro élaborée et adaptée. Nous obtenons :

$$V_r = |\Delta V_{\max}| + |\Delta V_{\max}| = |404.476| + |4853.706|$$

$$V_{rf} = 5258.182 \text{ m}^3$$

Nous adoptons alors une bache de **5000 m³**.

Les dimensions de la bache carrée sont déterminées à partir des relations (3.4-3.5) précédentes. Les résultats sont portés dans le tableau 3.4 :

Tableau 3.4 : Dimensions de la bache de la SP1.

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume de la bache V_r	5258.182	m ³
Volume adopté	5000	m ³
Hauteur d'eau dans la bache	6	m
Section du réservoir S	833.33	m ²
Côtés de la bache L	28.86	m

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

3.2.3 Capacité de la bache de la station SP2

La bache de la station de reprise SP2 reçoit un même débit horaire « a » par refoulement (20h/24h). Ce débit est refoulé vers la station de reprise SP3 (figure 3.2).

Le détail de calcul de la capacité de la bache est présenté dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Calcul de capacité du réservoir de transit de la station SP2

heure	arrivé (qa)		arrivé cumulé		sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00_01	1.2a	2426.853	1.2a	2426.853	1.2a	2426.853	1.2a	2426.853	0	0.000
01_02	1.2a	2426.853	2.4a	4853.706	1.2a	2426.853	2.4a	4853.706	0	0.000
02_03	1.2a	2426.853	3.6a	7280.559	1.2a	2426.853	3.6a	7280.559	0	0.000
03_04	1.2a	2426.853	4.8a	9707.412	1.2a	2426.853	4.8a	9707.412	0	0.000
04_05	1.2a	2426.853	6a	12134.266	1.2a	2426.853	6a	12134.266	0	0.000
05_06	1.2a	2426.853	7.2a	14561.119	1.2a	2426.853	7.2a	14561.119	0	0.000
06_07	1.2a	2426.853	8.4a	16987.972	1.2a	2426.853	8.4a	16987.972	0	0.000
07_08	1.2a	2426.853	9.6a	19414.825	1.2a	2426.853	9.6a	19414.825	0	0.000
08_09	1.2a	2426.853	10.8a	21841.678	1.2a	2426.853	10.8a	21841.678	0	0.000
09_10	1.2a	2426.853	12a	24268.531	1.2a	2426.853	12a	24268.531	0	0.000
10_11	1.2a	2426.853	13.2a	26695.384	0	0.000	12a	24268.531	1.2a	2426.853
11_12	1.2a	2426.853	14.4a	29122.237	0	0.000	12a	24268.531	2.4a	4853.706
12_13	0	0.000	14.4a	29122.237	0	0.000	12a	24268.531	2.4a	4853.706
13_14	0	0.000	14.4a	29122.237	0	0.000	12a	24268.531	2.4a	4853.706
14_15	0	0.000	14.4a	29122.237	1.2a	2426.853	13.2a	26695.384	1.2a	2426.853
15_16	0	0.000	14.4a	29122.237	1.2a	2426.853	14.4a	29122.237	0	0.000
16_17	1.2a	2426.853	15.6a	31549.090	1.2a	2426.853	15.6a	31549.090	0	0.000
17_18	1.2a	2426.853	16.8a	33975.944	1.2a	2426.853	16.8a	33975.944	0	0.000
18_19	1.2a	2426.853	18a	36402.797	1.2a	2426.853	18a	36402.797	0	0.000
19_20	1.2a	2426.853	19.2a	38829.650	1.2a	2426.853	19.2a	38829.650	0	0.000
20_21	1.2a	2426.853	20.4a	41256.503	1.2a	2426.853	20.4a	41256.503	0	0.000
21_22	1.2a	2426.853	21.6a	43683.356	1.2a	2426.853	21.6a	43683.356	0	0.000
22_23	1.2a	2426.853	22.8a	46110.209	1.2a	2426.853	22.8a	46110.209	0	0.000
23_24	1.2a	2426.853	24a	48537.062	1.2a	2426.853	24a	48537.062	0	0.000
total	24a	48537.062				48537.062				

La capacité optimale de la bache est obtenue après plusieurs simulations. Nous obtenons :

$$V_r = |\Delta V_{\max}| + |\Delta V_{\max}| = |4853.706| + 0$$

Soit : **$V_r = 4853.706 \text{ m}^3$**

Ainsi, nous adoptons une bache de **50000 m³**.

Les dimensions de la bache carrée sont déterminées à partir des relations (3.4-3.5) précédentes. Les résultats sont portés dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Dimensions de la bache de la station SP2.

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé V_r	4853.706	m ³
Volume adopté	5000	m ³
Hauteur d'eau dans le bache	6	m
Section du réservoir S	833.33	m ²
Cotés de la bache L	28.86	m
L adapté	29	m

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

Remarque

Notons que le dimensionnement de la bache de la station de reprise SP3 (figure 3.2) est effectué de la même manière que celui de la station SP2 et présente les mêmes caractéristiques (tableau 3.7).

Tableau 3.7 : Dimensions de la bache de la station SP3.

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume adopté	5000	m ³
Hauteur d'eau dans le bache	6	m
Section du réservoir S	833.33	m ²
Cotés de la bache L	28.86	m
L adapté	29	m

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

3.2.4 Capacité du réservoir IghilNathDjennad

Le réservoir **IghilNathDjennad** est un réservoir de transit. Il est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SP3 (Figure 3.2). Le débit horaire refoulé est **a=2022.3776 m³/h**

Il désert à son tour Gravitairement :

- Yakouren et Ait Chafaa, avec un débit horaire **a1**, tel que :

$$a1 = \frac{(Q_{max.j.YA} + Q_{max.j.AT})}{24} = \frac{(4470 + 16441)}{24} = 871.291 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Tizgirt, Mizerana et Iflissen ; avec un débit horaire **a2**, tel que :

$$a2 = \frac{(Q_{max.j.T} + Q_{max.j.M} + Q_{max.j.IF})}{24} = \frac{(8695 + 5065 + 7366)}{24} = 880.276 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Et Afir avec ; avec un débit horaire **a3**, tel que :

$$a3 = \frac{(Q_{max.j.AF})}{24} = \frac{(6500)}{24} = 270.831 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ainsi, par procédé analogue, nous déterminons la capacité du réservoir IghilNathDjennad en utilisant la macro élaborée et adaptée. Le détail de calcul est illustré dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Calcul de la capacité du réservoir IghilNathDjennad.

Heure	Arrivée(qa)		Arrivée cumulée		sortie1 (Y+AIT)		sortie1 cumulée (Y+AIT)		sortie2 (M+T+I)		sortie2 cumulée (M+T+I)		sortie3 (AF)		sortie3 cumulée(AF)		(qa-qc) cumulée	
00_01	1.2a	2426.853	1.2a	2426.853	a1	871.269	a1	871.269	a2	880.277	a2	880.277	a3	270.832	a3	270.832	0.925a	404.476
01_02	1.2a	2426.853	2.4a	4853.706	a1	871.269	2a1	1742.537	a2	880.277	2a2	1760.554	a3	270.832	2a3	541.664	0.15a	808.951
02_03	1.2a	2426.853	3.6a	7280.559	a1	871.269	3a1	2613.806	a2	880.277	3a2	2640.831	a3	270.832	3a3	812.496	1.225a	1213.427
03_04	1.2a	2426.853	4.8a	9707.412	a1	871.269	4a1	3485.075	a2	880.277	4a2	3521.108	a3	270.832	4a3	1083.32	2.3a	1617.902
04_05	0	0.000	4.8a	9707.412	a1	871.269	5a1	4356.344	a2	880.277	5a2	4401.385	a3	270.832	5a3	1354.15	3.375a	-404.476
05_06	0	0.000	4.8a	9707.412	a1	871.269	6a1	5227.612	a2	880.277	6a2	5281.662	a3	270.832	6a3	1624.99	4.45a	-2426.853
06_07	0	0.000	4.8a	9707.412	a1	871.269	7a1	6098.881	a2	880.277	7a2	6161.939	a3	270.832	7a3	1895.82	4.65a	-4449.231
07_08	0	0.000	4.8a	9707.412	a1	871.269	8a1	6970.150	a2	880.277	8a2	7042.216	a3	270.832	8a3	2166.65	2.35a	-6471.608
08_09	1.2a	2426.853	6a	12134.266	a1	871.269	9a1	7841.418	a2	880.277	9a2	7922.493	a3	270.832	9a3	2437.48	0.05a	-6067.133
09_10	1.2a	2426.853	7.2a	14561.119	a1	871.269	10a1	8712.687	a2	880.277	10a2	8802.770	a3	270.832	10a3	2708.31	-2.5a	-5662.657
10_11	1.2a	2426.853	8.4a	16987.972	a1	871.269	11a1	9583.956	a2	880.277	11a2	9683.047	a3	270.832	11a3	2979.15	-4.55a	-5258.182
11_12	1.2a	2426.853	9.6a	19414.825	a1	871.269	12a1	10455.22	a2	880.277	12a2	10563.32	a3	270.832	12a3	3249.98	-3.75a	-4853.706
12_13	1.2a	2426.853	10.8a	21841.678	a1	871.269	13a1	11326.49	a2	880.277	13a2	11443.60	a3	270.832	13a3	3520.81	-2.95a	-4449.231
13_14	1.2a	2426.853	12a	24268.531	a1	871.269	14a1	12197.76	a2	880.277	14a2	12323.87	a3	270.832	14a3	3791.64	-2.15a	-4044.755
14_15	1.2a	2426.853	13.2a	26695.384	a1	871.269	15a1	13069.03	a2	880.277	15a2	13204.15	a3	270.832	15a3	4062.47	-1.35a	-3640.280
15_16	1.2a	2426.853	14.4a	29122.237	a1	871.269	16a1	13940.30	a2	880.277	16a2	14084.43	a3	270.832	16a3	4333.31	-0.55a	-3235.804
16_17	1.2a	2426.853	15.6a	31549.090	a1	871.269	17a1	14811.56	a2	880.277	17a2	14964.70	a3	270.832	17a3	4604.14	-2.55a	-2831.329
17_18	1.2a	2426.853	16.8a	33975.944	a1	871.269	18a1	15682.83	a2	880.277	18a2	15844.98	a3	270.832	18a3	4874.97	-4.55a	-2426.853
18_19	1.2a	2426.853	18a	36402.797	a1	871.269	19a1	16554.10	a2	880.277	19a2	16725.26	a3	270.832	19a3	5145.80	-5.05a	-2022.378
19_20	1.2a	2426.853	19.2a	38829.650	a1	871.269	20a1	17425.37	a2	880.277	20a2	17605.54	a3	270.832	20a3	5416.63	-5.55a	-1617.902
20_21	1.2a	2426.853	20.4a	41256.503	a1	871.269	21a1	18296.64	a2	880.277	21a2	18485.81	a3	270.832	21a3	5687.47	-4.85a	-1213.427
21_22	1.2a	2426.853	21.6a	43683.356	a1	871.269	22a1	19167.91	a2	880.277	22a2	19366.09	a3	270.832	22a3	5958.30	-4.15a	-808.951
22_23	1.2a	2426.853	22.8a	46110.209	a1	871.269	23a1	20039.18	a2	880.277	23a2	20246.37	a3	270.832	23a3	6229.13	-3.075a	-404.476
23_24	1.2a	2426.853	24a	48537.062	a1	871.269	24a1	20910.44	a2	880.277	24a2	21126.64	a3	270.832	24a3	6499.96	0	0.000
total	24a	48537.06				20910.44				21126.64				6499.96				

La capacité optimale du réservoir d'IghilNathDjennad est donnée par :

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| = |1617.962| + |6471.608|$$

Soit : $V_r = 8089.51 \text{ m}^3$

Nous adoptons alors un réservoir de 8000 m^3 .

Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de 5000 m^3 , nous projetons un deuxième réservoir de 3000 m^3 .

Les dimensions du réservoir IghilNathDjennad sont déterminées à partir des relations (3.4-3.5).

- Section du réservoir

Ce qui donne :
$$S = \frac{V_r}{h} \quad (3.7)$$

h , étant la hauteur d'eau dans le réservoir.

- Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir projeté est déterminé par la formule 3.8 :

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (3.8)$$

- Hauteur d'incendie

Elle est déterminée par la formule 3.8 :

$$H_{inc} = \frac{h.V_i}{\pi.D^2} \quad (3.9)$$

Les résultats sont portés dans le tableau 3.9 :

Tableau 3.9 : Dimensions du réservoir projeté IghilNathDjennad

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé V_r	8089.51	m ³
Volume adopté	8000	m ³
Réservoir existant	5000	m ³
Réservoir projeté	3000	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4	m
Section du réservoir S	750	m ²
Diamètre du réservoir D	30.91	m
Diamètre adapté	30	

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

3.2.5 Capacité du réservoir de distribution Telta

Le réservoir de Telta est de distribution. Il est destiné à alimenter les communes Tigzirt et Iflissen. Le réservoir est alimenté en continue à partir du réservoir IghilNathDjennad avec un débit horaire (figure 3.2).

$$b = \frac{Q_{max.j} (Iflissen + Tigzirt)}{24}$$

$$b = 880.276 \text{ m}^3/\text{h}$$

La capacité de ce réservoir obéit au mode de distribution dont les coefficients sont rappelés dans le tableau 3.10.

Tableau 3.10 : Coefficients de distribution (Dupond, 1979)

Heurs	Coefficients
22h-06h	0.125
06h-07h	1
07h-11h	3.5
11h-16h	0.4
16h-18h	2
18h-22h	0.5

Le détail de calcul est donné dans le tableau 3.11 :

Tableau 3.11 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution Telta.

heure	arrivé (qa)		arrivé cumulé		sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00-01	a2	669.220	a2	669.220	0.125a2	83.653	0.125a2	83.653	0.875a2	585.568
01_02	a2	669.220	2a2	1338.441	0.125a2	83.653	0.25a2	167.305	1.75a2	1171.136
02_03	a2	669.220	3a2	2007.661	0.125a2	83.653	0.375a2	250.958	2.625a2	1756.704
03_04	a2	669.220	4a2	2676.882	0.125a2	83.653	0.5a2	334.610	3.5a2	2342.271
04_05	a2	669.220	5a2	3346.102	0.125a2	83.653	0.625a2	418.263	4.375a2	2927.839
05_06	a2	669.220	6a2	4015.322	0.125a2	83.653	0.75a2	501.915	5.25a2	3513.407
06_07	a2	669.220	7a2	4684.543	a2	669.220	1.75a2	1171.136	5.25a2	3513.407
07_08	a2	669.220	8a2	5353.763	3.5a2	2342.271	5.25a2	3513.407	2.75a2	1840.356
08_09	a2	669.220	9a2	6022.984	3.5a2	2342.271	8.750a2	5855.679	0.25a2	167.305
09_10	a2	669.220	10a2	6692.204	3.5a2	2342.271	12.25a2	8197.950	-2.25a2	-1505.746
10_11	a2	669.220	11a2	7361.424	3.5a2	2342.271	15.75a2	10540.221	-4.75a2	-3178.797
11_12	a2	669.220	12a2	8030.645	0.4a2	267.688	16.15a2	10807.909	-4.15a2	-2777.265
12_13	a2	669.220	13a2	8699.865	0.4a2	267.688	16.55a2	11075.598	3.55a2	-2375.732
13_14	a2	669.220	14a2	9369.086	0.4a2	267.688	16.95a2	11343.286	-2.95a2	-1974.200
14_15	a2	669.220	15a2	10038.306	0.4a2	267.688	17.35a2	11610.974	-2.35a2	-1572.668
15_16	a2	669.220	16a2	10707.526	0.4a2	267.688	17.75a2	11878.662	-1.35a2	-1171.136
16_17	a2	669.220	17a2	11376.747	2a2	1338.441	19.75a2	13217.103	-2.75a2	-1840.356
17_18	a2	669.220	18a2	12045.967	2a2	1338.441	21.75a2	14555.544	-3.75a2	-2509.577
18_19	a2	669.220	19a2	12715.188	0.5a2	334.610	22.25a2	14890.154	-3.25a2	-2174.966
19_20	a2	669.220	20a2	13384.408	0.5a2	334.610	22.75a2	15224.764	-2.75a2	-1840.356
20_21	a2	669.220	21a2	14053.628	0.5a2	334.610	23.25a2	15559.374	2.25a2	-1505.746
21_22	a2	669.220	22a2	14722.849	0.5a2	334.610	23.75a2	15893.985	-1.75a2	-1171.136
22_23	a2	669.220	23a2	15392.069	0.125a2	83.653	23,875a2	15977.637	-0.875a2	-585.568
23_24	a2	669.220	24a2	16061.290	0.125a2	83.653	24a2	16061.290	0	0.000
total	24a2	16061.290				16061.290				

La capacité du réservoir obtenue est :

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| = |3513.407| + |3178.797| + 120$$

$$V_r = 6812.204 \text{ m}^3$$

Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **5000 m³**, nous projetons alors un réservoir de **2000m³**.

Les dimensions de ce réservoir sont calculées à partir des relations (3.8-3.9) et présentées dans le tableau 3.12 ci-après :

Tableau 3.12 : Dimensions du réservoir projeté Telta

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé V_r	6812.204	m ³
Volume adopté	2000	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4	m
Section du réservoir S	500	m ²
Diamètre du réservoir D	25.24	m
Diamètre adopté	25	m

Pour un aussi grand réservoir la hauteur d'incendie est insignifiante.

3.2.6. Capacité du réservoir de distribution AgouniGagheran

Le réservoir d'**AgouniGagheran** est de distribution. Il est destiné à alimenter la commune de Mizerana avec un débit horaire :

$$b1 = \frac{Q_{\max.j}(\text{Mizerana})}{24}$$

$$b1 = 211.056 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le réservoir est alimenté par refoulement à partir du réservoir existant de Telta (figure 3.2).
Le détail de calcul est illustré par le tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution AgouniGagheran

heure	arrivé (qa)		arrivé cumulé		sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00_01	1.2a3	253.268	1.2a3	253.268	0.125a3	26.382	0.125a3	26.382	1.075a3	226.886
01_02	1.2a3	253.268	2.4a3	506.536	0.125a3	26.382	0.25a3	52.764	2.15a3	453.772
02_03	1.2a3	253.268	3.6a3	759.804	0.125a3	26.382	0.375a3	79.146	3.225a3	680.658
03_04	1.2a3	253.268	4.8a3	1013.072	0.125a3	26.382	0.5a3	105.528	4.3a3	907.543
04_05	1.2a3	253.268	6a3	1266.340	0.125a3	26.382	0.625a3	131.910	5.375a3	1134.429
05_06	1.2a3	253.268	7.2a3	1519.607	0.125a3	26.382	0.75a3	158.292	6.45a3	1361.315
06_07	0	0.000	7.2a3	1519.607	a3	211.057	1.75a3	369.349	5.45a3	1150.258
07_08	0	0.000	7.2a3	1519.607	3.5a3	738.698	5.25a3	1108.047	1.95a3	411.560
08_09	0	0.000	7.2a3	1519.607	3.5a3	738.698	8.750a3	1846.745	-1.55a3	-327.138
09_10	0	0.000	7.2a3	1519.607	3.5a3	738.698	12.25a3	2585.443	-5.05a3	-1065.836
10_11	1.2a3	253.268	8.4a3	1772.875	3.5a3	738.698	15.75a3	3324.141	-7.35a3	-1551.266
11_12	1.2a3	253.268	9.6a3	2026.143	0.4a3	84.423	16.15a3	3408.564	-6.55a3	-1382.421
12_13	1.2a3	253.268	10.8a3	2279.411	0.4a3	84.423	16.55a3	3492.987	-5.75a3	-1213.575
13_14	1.2a3	253.268	12a3	2532.679	0.4a3	84.423	16.95a3	3577.409	-4.95a3	-1044.730
14_15	1.2a3	253.268	13.2a3	2785.947	0.4a3	84.423	17.35a3	3661.832	-4.15a3	-875.885
15_16	1.2a3	253.268	14.4a3	3039.215	0.4a3	84.423	17.75a3	3746.255	-3.35a3	-707.040
16_17	1.2a3	253.268	15.6a3	3292.483	2a3	422.113	19.75a3	4168.368	-4.15a3	-875.885
17_18	1.2a3	253.268	16.8a3	3545.751	2a3	422.113	21.75a3	4590.481	-4.95a3	-1044.730
18_19	1.2a3	253.268	18a3	3799.019	0.5a3	105.528	22.25a3	4696.009	-4.25a3	-896.991
19_20	1.2a3	253.268	19.2a3	4052.287	0.5a3	105.528	22.75a3	4801.537	-3.55a3	-749.251
20_21	1.2a3	253.268	20.4a3	4305.554	0.5a3	105.528	23.25a3	4907.066	2.85a3	-601.511
21_22	1.2a3	253.268	21.6a3	4558.822	0.5a3	105.528	23.75a3	5012.594	-2.15a3	-453.772
22_23	1.2a3	253.268	22.8a3	4812.090	0.125a3	26.382	23.875a3	5038.976	-1.075a3	-226.886
23_24	1.2a3	253.268	24a3	5065.358	0.125a3	26.382	24a3	5065.358	0	0.000
total	24a3	253.268				5065.358				

La capacité optimum du réservoir d'AgouniGagheran moyennant la macro élaborée et adaptée. Ce qui donne :

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| = |1361.315| + |1551.266| + 120$$

$$V_{rf} = 3032.581 \text{ m}^3$$

Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **1500 m³**, nous projetons un réservoir de **1500m³**.

Les dimensions de ce réservoir sont calculées à partir des relations (3.8-3.9) et présentées dans le tableau 3.14 ci-après :

Tableau 3.14 : Dimensions du réservoir de distribution projeté AgouniGagheran

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé V_r	1533	m ³
Volume adopté	1500	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4	m
Section du réservoir S	375	m ²
Diamètre du réservoir D	21.86	m
Diamètre adapté D	21	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.32	m

3.2.7 Capacité du réservoir Azrou

Le réservoir d'**Azrou** est de distribution. Il est destiné à alimenter la commune d'Afiravec un débit horaire

$$b2 = \frac{Q_{max.j}(Afir)}{24}$$

$$b2 = 270.831 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Le réservoir est alimenté en continu à partir du réservoir IghilNathDjennad (figure 3.2).

Le détail de calcul est illustré par le tableau 3.15.

Tableau 3.15 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution Azrou.

he-ure	arrivé (qa)		arrivé cumulé		sortie (qc)		sortie cumulée		(qa-qc) cumulé	
00_01	a4	270.832	a4	270.832	0.125a4	33.854	0.125a4	33.854	0.875a4	236.978
01_02	a4	270.832	2a4	541.664	0.125a4	33.854	0.25a4	67.708	1.75a4	473.956
02_03	a4	270.832	3a4	812.496	0.125a4	33.854	0.375a4	101.562	2.625a4	710.934
03_04	a4	270.832	4a4	1083.328	0.125a4	33.854	0.5a4	135.416	3.5a4	947.912
04_05	a4	270.832	5a4	1354.159	0.125a4	33.854	0.625a4	169.270	4.375a4	1184.889
05_06	a4	270.832	6a4	1624.991	0.125a4	33.854	0.75a4	203.124	5.25a4	1421.867
06_07	a4	270.832	7a4	1895.823	a4	270.832	1.75a4	473.956	5.25a4	1421.867
07_08	a4	270.832	8a4	2166.655	3.5a4	947.912	5.25a4	1421.867	2.75a4	744.788
08_09	a4	270.832	9a4	2437.487	3.5a4	947.912	8.750a4	2369.779	0.25a4	67.708
09_10	a4	270.832	10a4	2708.319	3.5a4	947.912	12.25a4	3317.691	-2.25a4	-609.372
10_11	a4	270.832	11a4	2979.151	3.5a4	947.912	15.75a4	4265.602	-4.75a4	-1286.451
11_12	a4	270.832	12a4	3249.983	0.4a4	108.333	16.15a4	4373.935	-4.15a4	-1123.952
12_13	a4	270.832	13a4	3520.814	0.4a4	108.333	16.55a4	4482.268	3.55a4	-961.453
13_14	a4	270.832	14a4	3791.646	0.4a4	108.333	16.95a4	4590.600	-2.95a4	-798.954
14_15	a4	270.832	15a4	4062.478	0.4a4	108.333	17.35a4	4698.933	-2.35a4	-636.455
15_16	a4	270.832	16a4	4333.310	0.4a4	108.333	17.75a4	4807.266	-1.35a4	-473.956
16_17	a4	270.832	17a4	4604.142	2a4	541.664	19.75a4	5348.930	-2.75a4	-744.788
17_18	a4	270.832	18a4	4874.974	2a4	541.664	21.75a4	5890.593	-3.75a4	-1015.620
18_19	a4	270.832	19a4	5145.806	0.5a4	135.416	22.25a4	6026.009	-3.25a4	-880.204
19_20	a4	270.832	20a4	5416.638	0.5a4	135.416	22.75a4	6161.425	-2.75a4	-744.788
20_21	a4	270.832	21a4	5687.470	0.5a4	135.416	23.25a4	6296.841	2.25a4	-609.372
21_22	a4	270.832	22a4	5958.301	0.5a4	135.416	23.75a4	6432.257	-1.75a4	-473.956
22_23	a4	270.832	23a	6229.133	0.125a4	33.854	23,875a4	6466.111	-0.875a4	-236.978
23_24	a4	270.832	24a4	6499.965	0.125a4	33.854	24a4	6499.965	0	0.000
total	24a4	6499.965				6499.965				

La capacité du réservoir Azrou est :

$$V_r = |\Delta V_{\max+}| + |\Delta V_{\max-}| = |1421.867| + |1286.451| + 120$$

$$V_r = 2828.319 \text{ m}^3$$

La capacité calculée du réservoir est **2828.31 m³**.

Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **2500 m³**, nous projetons un réservoir de **300m³**. Les caractéristiques de ce dernier sont représentées dans le tableau 3.16 ci-après :

Tableau 3.16 : Dimensions du réservoir projeté Azrou

Caractéristiques	Valeur	Unité
Volume du réservoir calculé V_r	328.32	m ³
Volume adopté	300	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4	m
Section du réservoir S	75	m ²
Diamètre du réservoir D	9.77	m
Diamètre adapté D	10	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	1.6	m

Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous récapitulons les capacités des réservoirs ayant fait l'objet d'étude :

Réservoirs	Typologie	Capacité réelle	Réservoir existant	Réservoir projeté
TamdaOugmoun		8089.51 m ³	/	10 000 m ³
IghilNathDjennad		8089.51 m ³	5000 m ³	3000 m ³
Telta		6812.204 m ³	5000 m ³	2000 m ³
AgouniGagheran		3032.581 m ³	1500 m ³	1500 m ³
Azrou		28028.319 m ³	2500 m ³	300 m ³
SP1		5258.182 m ³	/	5000 m ³
SP3		4853.706 m ³	/	5000 m ³
SP2		4853.706 m ³	/	5000m ³

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau ainsi que la capacité des réservoirs, nous procédons dans ce quatrième chapitre, au dimensionnement du réseau d'adduction depuis le lieu de prélèvement (source, un forage, un captage ou une retenue) jusqu'au lieu d'utilisation ou aux réservoirs de stockage. Ces conduites d'adduction (gravitaires et /ou refoulement) doivent véhiculer un débit maximal journalier satisfaisant les besoins de la population.

4.1 Types d'adduction

Nous distinguons trois types d'adduction :

- **Adduction gravitaire:** où l'écoulement de l'eau a des pressions importantes est induit par la différence des niveaux hydraulique : l'altitude de la source est supérieure a l'altitude de l'ouvrage d'arrive (figure 4.1).

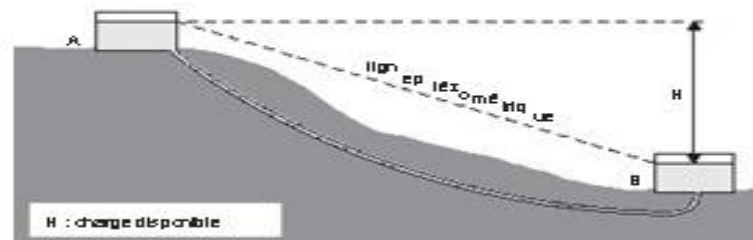


Figure 4.1 : Adduction gravitaire.

- **Adduction par refoulement :** où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide des pompes a l'intérieur d'une station de pompage. Dans ce cas, le niveau du captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir.

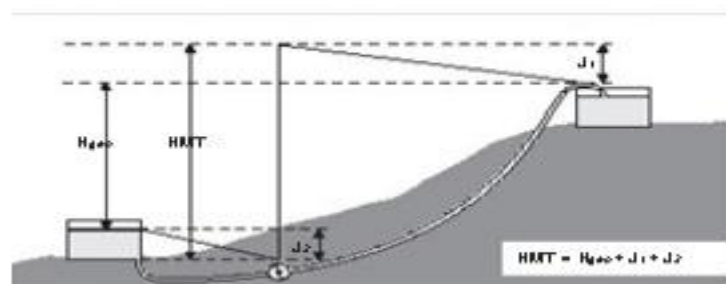


Figure 4.2 : Adduction par refoulement.

4.2 Choix du tracé des conduites d'adduction

Le tracé d'une conduite d'adduction doit répondre à certaines exigences d'ordre technique et économiques telles que :

- ✚ Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- ✚ Le profil doit être étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- ✚ Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements, en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- ✚ Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- ✚ Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route. On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :
 - faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
 - faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

4.3 Choix du type de matériaux des conduites d'adduction

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, à savoir :

- le diamètre et la pression de service ;
- facilité de la mise en œuvre de l'exploitation et de son entretien ;
- disponibilité sur le marché ;
- durée de vie ;

En fonction des matériaux de base, les tuyaux sont classés comme suit :

- Métallique : fonte, acier.
- A base de ciment : béton armé, amiante de ciment.
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (**PVC**), polyéthylène (**PEHD**)

4.4 Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre **0.5 et 1.5 m/s**.

4.4.1 : Conduites de refoulement

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépense), le diamètre doit être judicieusement choisi. Le choix de ce dernier, repose sur deux critères, à savoir :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'exploitation et d'amortissement sont proportionnels aux diamètres des conduites.

a- Choix du diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de Bonin et celle de Bress, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique.

 Formule de **Bonin** : $D = \sqrt{Q}$ (4.1)

 Formule de **Bress** : $D = 1.5\sqrt{Q}$ (4.2)

b- Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.3)$$

avec :

V : vitesse d'écoulement (**m/s**) ;

Q : débit véhiculé dans la conduite (**m³/s**) ;

D : Diamètre de la conduite (**m**).

c- Calcul des pertes de charges

La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, tés, clapet et raccord) utilisés lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes :

- **Les pertes de charge linéaires**

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule **DarcyWeisbach**:

$$j \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \quad (4.4)$$

j : Pertes de charge linéaires (m) ;

L: Longueur de la conduite (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (**g=9.81 m/s²**) ;

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement ;

- **Calcul du coefficient des pertes de charges**

Le coefficient des pertes de charge λ est en fonction du régime d'écoulement qui est à son tour déterminé à partir l'abaque de Moody en fonction du nombre Reynolds et la rugosité relative (**Bouslimi, 2004**).

Tableau 4.1 : Coefficient de pertes de charge λ en fonction du régime d'écoulement

Type de régime	Nom de la formule	Expression de λ
Laminaire $Re < 2000$	Formule de poiseuil	$\lambda = \frac{64}{Re}$
Turbulent lisse $4000 < Re < 10^5$	Formule de Blasius	$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$
Turbulent rugueux $Re > 10^5$	Formule de Nikuradze	$\lambda^{\frac{-1}{2}} = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{k}{D} \right)$

- **Détermination du nombre de Reynolds**

C'est une valeur adimensionnelle qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité.

$$Re = \frac{V \cdot D \cdot \rho}{\eta} \quad (4.5)$$

η : La viscosité cinématique du liquide = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, à 20 °C ;

En fonction du nombre de Reynolds nous avons la classification suivante :

- **R < 2100** le régime est laminaire stable ;
- **2100 < Re < 4000** le régime est transitoire ;
- **Re > 4000** le régime est turbulent.

- **La rugosité**

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative ($\frac{\epsilon}{D}$) est le rapport de la rugosité absolue (ϵ) au diamètre de la conduite (D).

Dans le cas de notre étude, les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation d'Hazen-Williams :

$$j = 1.28 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{Chw^{1.852} \cdot D^{4.871}} \quad (4.7)$$

Q : Débit en l/s ;

D : Diamètres en mm ;

Chw : Coefficient de Hazen Williams, qui prend deux valeurs

- des conduites vétustes : $Chw = 95$
- Conduite neuves : $Chw = 136$

Ainsi, la perte de charge linéaire est donnée par :

$$J = j \cdot L$$

- **Pertes de charges singulières J_s**

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation, tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, les branchements, dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées J_s , sont estimées à 15% des pertes de charges linéaire. Soit :

$$J_s = 0.15 \cdot J \quad (4.8)$$

- **Les pertes de charges totales J_t**

Les pertes de charges totales J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières. Celle-ci est donnée par la relation (4.9) :

$$J_t = 1.15 \cdot J \quad (4.9)$$

$$J_t = 1.15 \cdot K \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (4.10)$$

d- Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge totale J_t le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (4.11)$$

$$H_g = C_a - C_d \quad (4.12)$$

H_{mt} : Hauteur manométrique totale ;

H_g : Hauteur géométrique ;

J_t : Perte de charge totale ;

C_a : Cote d'arrivé ;

C_d : Cote départ.

e- Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale.

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante :

$$P = \frac{9.81 \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (4.13)$$

avec

P : puissance absorbée par la pompe (**kw**) ;

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

η : le rendement de la pompe en %.

f- Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 360 \text{ (kwh/an)} \quad (4.14)$$

E : Energie consommée par la pompe (**kwh**) ;

P : puissance absorbée par la pompe (**kw**) ;

t : nombre d'heures de pompage.

g- Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (**F_{exp}**) sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes afin qu'elles refoulent de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, ils sont donnée par la relation suivant :

$$F_{exp} = E * P_{ue} \quad (4.15)$$

F_{exp} : Frais de l'exploitation en **DA** ;

E : Energie consommée par la pompe **Kwh** ;

P_{ue} : Prix d'un Kwh donné par SONEGAS égale à **4.82Da**.

h- Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = Pr \times A \quad (4.16)$$

Pr : prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose

A : annuité ou amortissement annuel .Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{1+i^n+i} \quad (4.17)$$

I : taux d'annuité (**8%**) ;

n : nombre d'années d'amortissement (**30ans**).

i- Bilan des frais

Le bilan des frais $B_L(DA)$ est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. Il est donné par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_a \quad (4.18)$$

j- Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (4.19)$$

V : Vitesse de l'eau (m/s) ;

g : Accélération (m/s) ;

a : Célérité des ondes du bélier (m/s), et elle est donnée par la relation suivante :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{\epsilon e} \right)}} \quad (m.s^{-1}) \quad (4.20)$$

ρ : Masse volumique de l'eau = 10^3 Kg/m^3 ;

k : Compressibilité volumique de l'eau ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

ϵe : Module de Joungue de la paroi ;

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes en (m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{kD}{e}}} \quad (4.21)$$

e : Epaisseur de la conduite en (m) ;

k : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donné par :

- 0.5 pour une conduite en acier ;

- 0.66 pour le PEHD ;
- 1 pour une conduite en fonte ;
- 4.4 pour une conduite en amiante ciment ;
- 33 pour une conduite en PVC.

k- Calcul de la pression maximale et minimale

❖ Cas de surpression

La valeur maximale de la pression P_{\max} (m) dans une conduite est calculée en fonction du bémol (B) et de la hauteur géométrique (H_g) par la relation suivante (figure 4.3) :

$$P_{\max} = H_g + B \quad (4.22)$$

❖ Cas de dépression

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation suivante :

$$P_{\min} = H_g - B \quad (4.23)$$

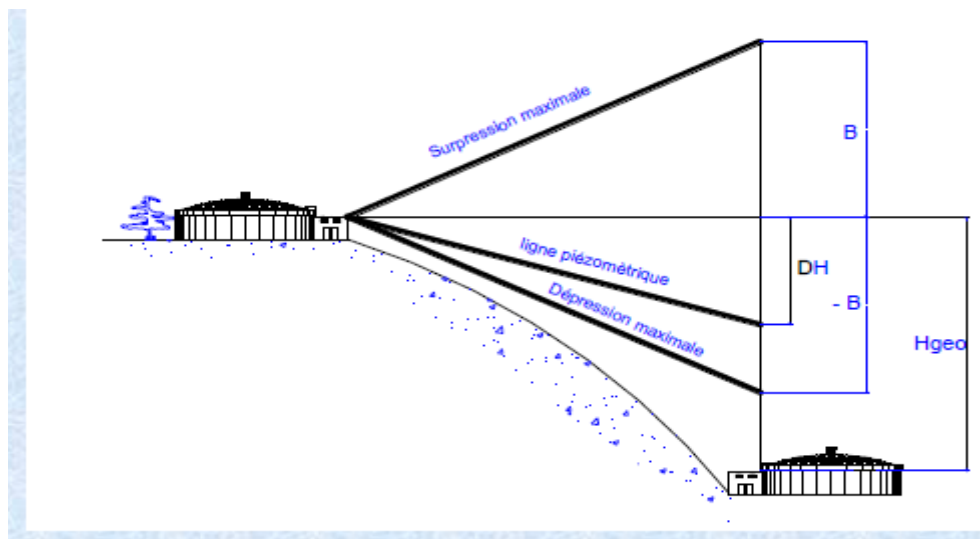
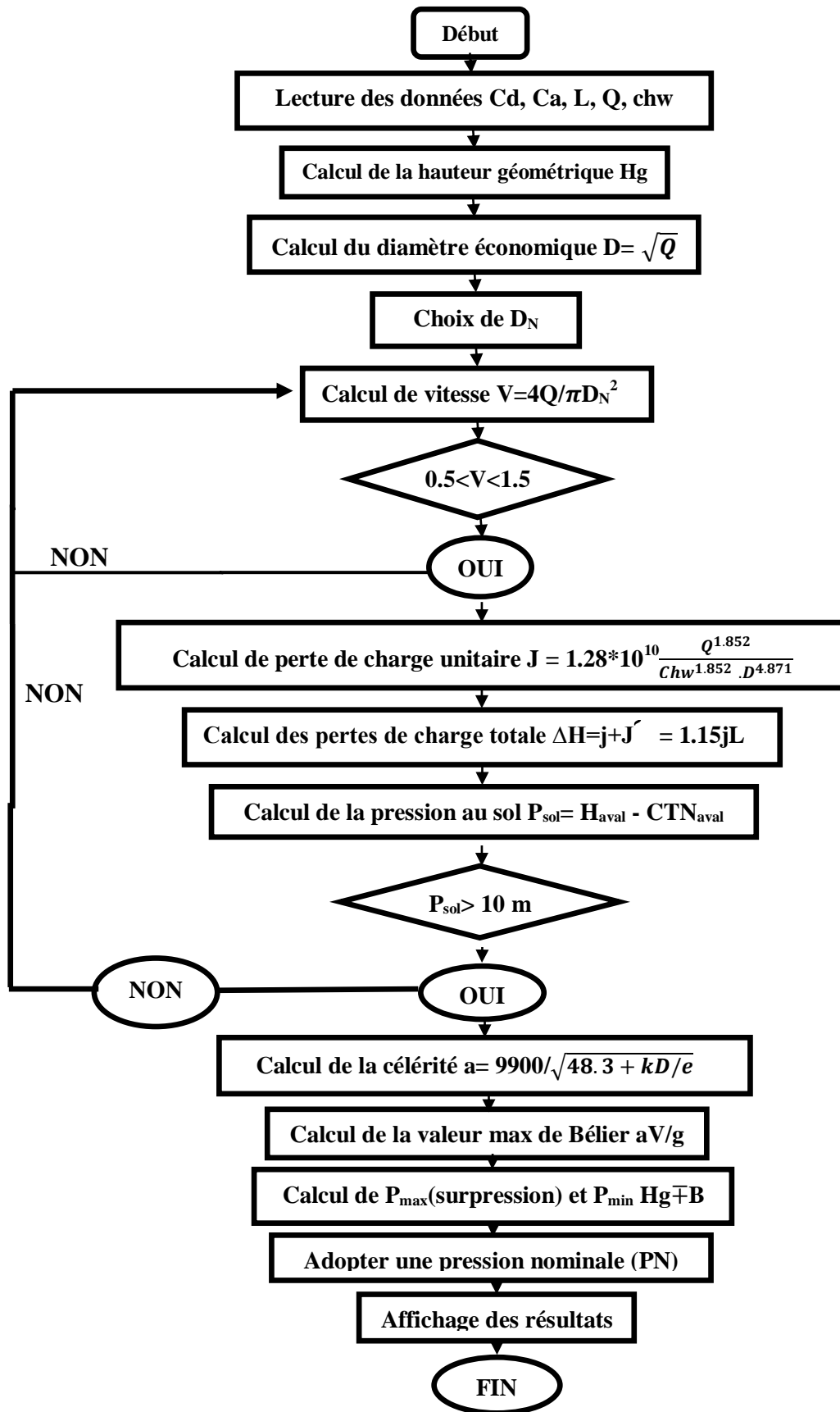
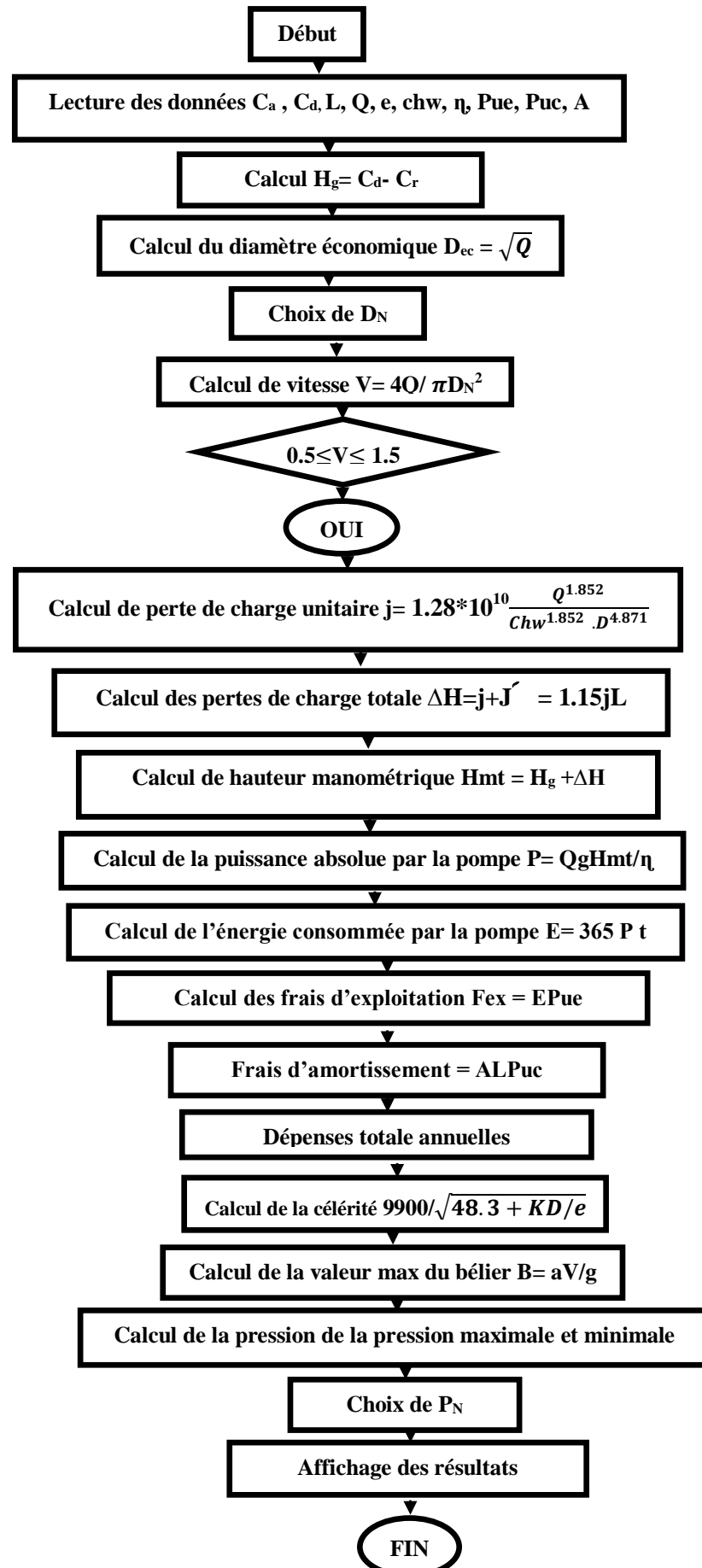


Figure 4.3 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.

L'organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction gravitaire est présenté ci-dessous :



Organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction par refoulement est présenté ci-dessous :



4.5 Application aux cas d'étude

Conformément au schéma synoptique de notre projet, tel qu'il est présenté en (**annexe 03**), nous identifions :

- Une adduction gravitaire concernant le tronçon RV TamdaOugmoun - SP1 et quatre adductions par refoulement, à savoir ;
 - Tronçon SP- RV TamdaOugmoun ;
 - Tronçon SP1-SP2 ;
 - Tronçon SP2-SP3 ;
 - Tronçon SP3- RV IND (IghilNathDjennad).

L'étude des différentes adductions est effectuée conformément aux étapes présentées dans les organigrammes précédents. Les conduites d'adduction sont en acier.

4.5.1 Etude d'adduction gravitaire

A1- Tronçon RV TamdaOugmoun- SP1

Tableau 4.2 : Etude d'adduction gravitaire RV TamdaOugmoun- SP1

N°	Désignation de la variable	Valeur		Unité
DONNEES DU PROBLEME				
1	Cote radier du réservoir source Cd	279.00		m
2	Cote radier du réservoir amivé Ca	240.45		m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	561.77		l/sec
3	Longueur de la conduite L	3260.00		m
5	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00		
PHASE DE CALCUL				
6	Hauteur géométrique Hgeo	38.55		m
7	Calcul du diamètre économique Deco	749.51		mm
8	Nature des matériaux de la conduite k	acier		
9	Introduire le coefficient K	0.50		
10	Introduire le diamètre normalisé DN	600.00	700.00	mm
11	Introduire l'épaisseur de la conduite e	5.60	6.30	mm
12	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.99	1.46	m/sec
13	TEST DE LA VITESSE	non correcte	correcte	
14	Perte de charge unitaire j		0.0045354	m/ml
15	Pertes de charge linéaires J		14.79	m
16	Pertes de charge singulières J'		2.22	m
17	Pertes de charge totales Ah		17.00	m
18	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol		21.55	m
19	TEST DE LA PRESSION		La pression est correcte	
20	Célérité de l'onde de choc a		1415.73	

Le résultat de calcul a abouti à une conduite en acier de diamètre 700. Le calcul des pressions nominales est effectué le long du tronçon (figure 4.4). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.3.

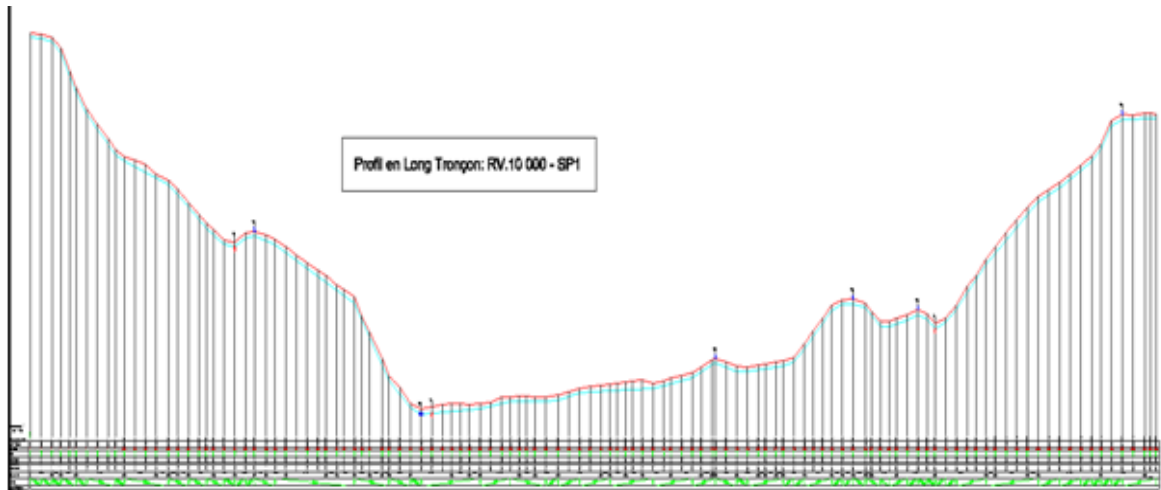


Figure 4.4 : Profil en long RV-TamdaOugmoun – SP1 (annexe 6)

Tableau 4.3 : Etude d'adduction par refoulement RV TamdaOugmoun-SP1 par tronçons.

Tronçon	CTN Amont (m)	CTN aval (m)	l (ml)	Hgeo (m)	DH (m)	H amont (m)	H aval (m)	P sol (m)	L Cumule	B	Pmax(Bars)	Pmin(Bars)	PN(Bars)
RV-P21	279.00	188.9	573	94.10	2.99	283.00	280.01	91.11	573.00	37.03	13.11	-8.7073	16
P21-P23	188.9	193.41	55	89.59	0.29	280.01	279.72	86.31	628.00	40.58	13.02	-4.9009	16
P23-P27	193.41	183.57	118	99.43	0.62	279.72	279.11	95.54	746.00	48.21	14.76	-8.1223	16
P27-P39	183.57	120.81	320	162.19	1.67	279.11	277.44	156.63	1,066.00	68.89	23.11	-9.3305	25
P39-P71	120.81	139.73	855	143.27	4.46	277.44	272.98	133.25	1,921.00	124.14	26.74	-1.9135	25
P71-P85	139.73	164.71	386	118.29	2.01	272.98	270.97	106.26	2,307.00	149.08	26.74	3.0789	25
P85-P92	164.71	160.15	182	122.85	0.95	270.97	270.02	109.87	2,489.00	160.84	28.37	3.7990	40
P92-P95	160.15	156.78	78	126.22	0.41	270.02	269.61	112.83	2,567.00	165.88	29.21	3.9660	40
P95-P112	156.78	242.77	495	40.23	2.58	269.61	267.03	24.26	3,062.00	197.87	23.81	15.7637	25
P112-SP1	242.77	240.45	95	42.55	0.50	267.03	266.53	26.08	3,157.00	204.01	24.66	16.1456	25

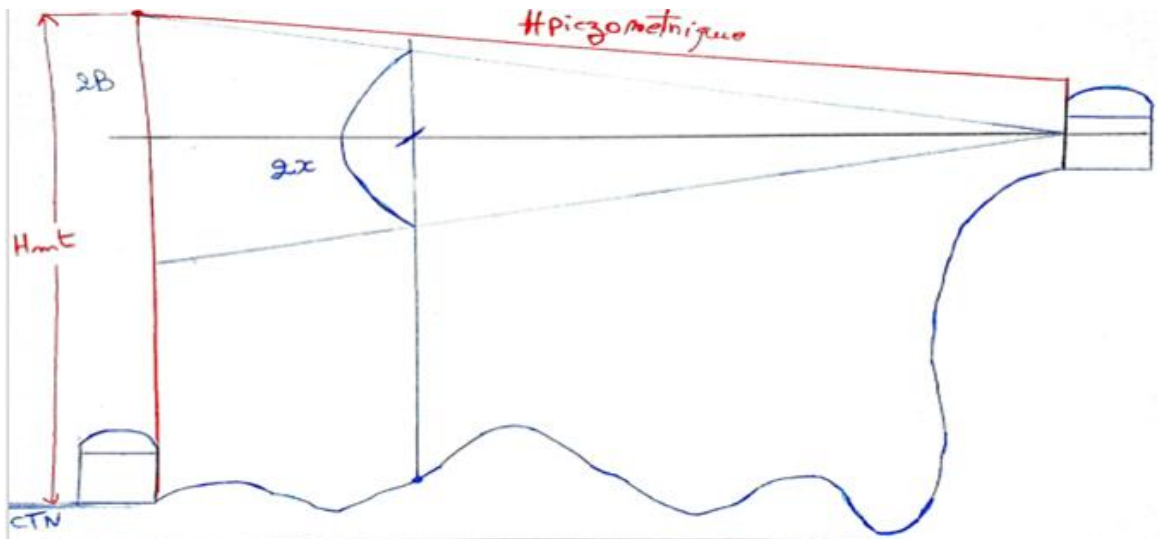


Figure 4.5 : schéma explicatif du calcul du béliet en chaque point du tronçon

❖ Le béliet en chaque point du tronçon

Egale à :

$$\frac{2B}{L} = \frac{2x}{(L-l)}$$

donc :

$$x = \frac{(L-l)}{L} * B$$

4.5.2 Etude d'adduction par refoulement

A1- tronçon SDEM SP- RV TamdaOugmoun

Tableau 4.5 : Etude d'adduction par refoulement SDEM SP-RVTamdaOugmoun

N°	Désignation de la variable	Valeur		Unité
1	Cote de départ Cd	50.00		M
2	Cote d'arrivée Ca	279.00		M
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	561.77		l/sec
4	Longueur de la conduite L	1,120.00		M
5	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00		
6	taux d'annuité i	0.08		
7	horizon n	30.00		
8	Temps de pompage t	20.00		heures
9	Pris du kilo wattheure Pue	4.00		DA/kwh
10	Introduire le coefficient (acier) K	0.50		
11	rendement de la pompe η	0.70		
12	Phase de calcul			
13	Hauteur géométrique Hgeo	229.00	229.00	M
14	Calcul du diamètre économique Deco	749.51	749.51	Mm
15	Choix des diamètres DN	700.00	800.00	Mm
16	Epaisseur des conduites e	6.30	7.10	Mm
17	Prix du mètre linéaire de la conduite puc	26,000.00	38,331.00	
18	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.35	0.46	m/sec
19	TEST DE LA VITESSE	Non correcte	correcte	
20	annuité A		0.088	Mm
21	Perte de charge unitaire j		0.0023667	m/ml
22	perte de charge linéaire J		2.6506630	
23	perte de charge singulière J'		0.3975994	
24	Pertes de charge totales Δh		3.05	M
25	Hauteur manométrique totale Hmt		232.05	M
26	Puissance absorbée par la pompe P		1,826,875.84	Kw
27	Energie consommée par la pompe E		13,336,193,642.00	Kwh
28	frais d'exploitation annuels Fex		53,344,774,568.00	DA
29	frais d'amortissement annuels Fam		3,775,764.84	DA
30	Dépenses totales annuelles totale		53,348,550,332.84	DA
31	Célérité de l'onde de choc a		965.05	m/sec

Les résultats de calcul aboutissent à une conduite en acier de diamètre 800, quant au calcul des pressions nominale, il est effectué le long du tronçon. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.5 ci-dessus.

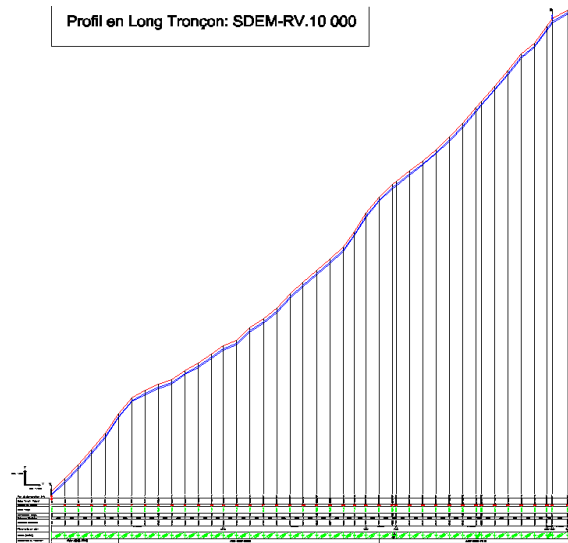


Figure 4.5 : Profil en long SDEM- RV Tamda-Ougmoun

Tableau 4.6 : Etude d'adduction par refoulement SDEM-RV Tamdaougmon par tronçons

Tronçon	CTN Amont (m)	CTN aval (m)	L (ml)	Hgeo (m)	DH (m)	H amont (m)	H aval (m)	P sol (m)	Lcum (m)	B	Pmax(Bars)	Pmin(Bars)	FN(Bars)
SP-P41	53.18	279	1125.00	226	3.06	292.23	289.17	10.17	1125.00	-0.20	22.561896	-22.6021	25
P41- RVTAMDA	272.93	279	48	6	0.13	289.17	289.04	10.04	1173.00	-2.13	0.393898	-0.8201	10

A2- Tronçon SP1-SP2

Tableau 4.7 : Etude d'adduction par refoulement SP1-SP2

N°	Désignation de la variable	Valeur		Unité
1	Cote de départ Cd	240.85		m
2	Cote d'arrivée Ca	453.35		m
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	561.77		l/sec
4	Longueur de la conduite L	1,962.00		m
5	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00		
6	taux d'annuité i	0.08		
7	horizon n	30.00		
8	Temps de pompage t	20.00		heures
9	Pris du kilo watt-heure Pue	4.00		DA/kwh
10	Introduire le coefficient (acier) K	0.50		
11	rendement de la pompe η	0.70		
12	PHASE DE CALCUL			
13	Hauteur géométrique Hgeo	212.50	212.50	m
14	Calcul du diamètre économique Deco	749.51	749.51	mm
15	Choix des diamètres DN	700.00	800.00	mm
16	Epaisseur de la conduite e	6.30	7.10	mm
17	Prix du mètre linéaire de la conduite puc	26,000.00	38,331.00	
18	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.35	0.46	m/sec
19	TEST DE LA VITESSE	non correcte	vitesse correcte	
20	annuité A	non correcte	0.088	mm
21	Perte de charge unitaire j		0.0023667	m/ml
22	perte de charge linéaire J		4.6433936	
23	perte de charge singulière J'		0.6965090	
24	Pertes de charge totales Δh		5.34	m
25	Hauteur manométrique totale Hmt		217.84	m
26	Puissance absorbée par la pompe P		1,715,015.88	kw
27	Energie consommée par la pompe E		12,519,615,934.23	kwh
28	frais d'exploitation annuels Fex		50,078,463,736.91	DA
29	frais d'amortissement annuels Fam		6,614,330.90	DA
30	Dépenses totales annuelles totale		50,085,078,067.81	DA
31	Célérité de l'onde de choc a		965.05	m/sec

Les résultats de calcul conduisent à une conduite en acier de diamètre 800, quant au calcul des pressions nominales le calcul est effectué le long du tronçon (figure 4.6). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.7 ci-dessus.

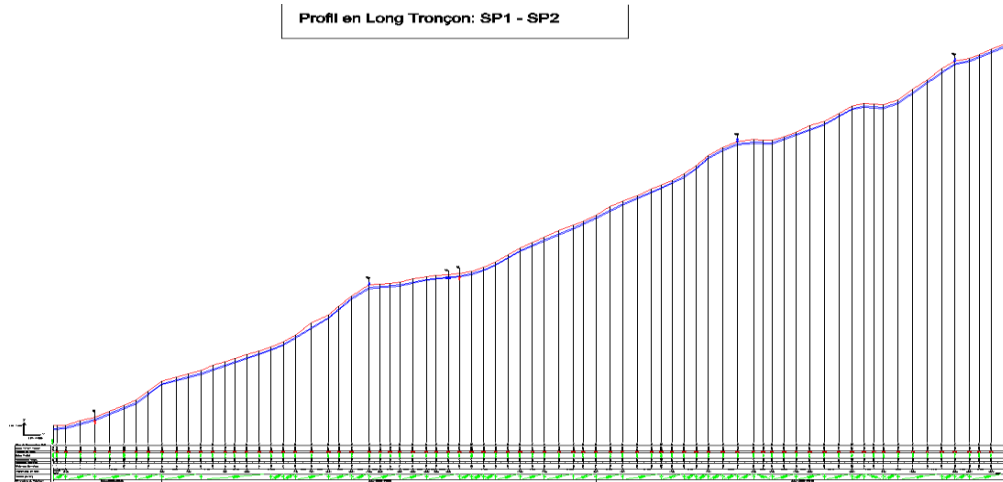


Figure 4.6 : Profil en long SP1- SP2

Tableau 4.8 : Etude d'adduction par refoulement SP1-SP2 par tronçon.

Tronçon	CTN Amont (m)	CTN aval (m)	L (ml)	Hgeo (m)	DH (m)	H amont (m)	H aval (m)	P sol (m)	Lcum	B	Pmax(Bars)	Pmin(Bars)	PN(Bars)
SP1-P5	240.85	246.17	86	5.32	0.23	465.69	465.46	219.29	86	43.06	4.838	3.774	10
P5-P26	246.17	320.72	565	74.55	1.54	465.46	463.92	143.20	651	30.09	10.464	-4.446	16
P26-P33	320.72	326.6	163	5.88	0.44	463.92	463.47	136.87	814	26.35	3.223	2.047	10
P33-P34	326.6	327.3	23	0.70	0.06	463.47	463.41	136.11	837	25.82	2.652	2.512	10
P34-P56	327.3	401.82	573	74.52	1.56	463.41	461.85	60.03	1410	12.67	8.719	-6.185	10
P56-P73	401.82	446.97	448	45.15	1.22	461.85	460.63	13.66	1858	2.39	4.754	-4.276	10
P73-SP2	446.97	453.35	104	6.38	0.28	460.63	460.35	7.00	1962	0.00	0.638	-0.638	10

A3- Tronçon SP2-SP3

Tableau 4.9 : Etude d'adduction par refoulement SP2-SP3

N°	Désignation de la variable	Valeur	Unité
1	Cote de départ Cd	453.35	M
2	Cote d'arrivée Ca	681.00	M
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	561.77	l/sec
4	Longueur de la conduite L	2,000.00	M
5	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00	
6	taux d'annuité i	0.08	
7	horizon n	30.00	
8	Temps de pompage t	20.00	Heures
9	Pris du kilo watt-heure Pue	4.00	DA/kwh
10	Introduire le coefficient (acier) K	0.50	
11	rendement de la pompe η	0.70	
PHASE DE CALCUL			
12			
13	Hauteur géométrique Hgeo	227.65	M
14	Calcul du diamètre économique Deco	749.51	Mm
15	Choix des diamètres DN	700.00	Mm
16	Epaisseur des conduites e	6.30	Mm
17	Prix du mètre linéaire de la conduite puc	26,000.00	
18	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.35	m/sec
19	TEST DE LA VITESSE	non correcte	vitesse correcte
20	annuité A	0.088	Mm
21	Perte de charge unitaire j	0.0045354	m/ml
22	perte de charge linéaire J	9.0707931	
23	perte de charge singulière J'	1.3606190	
24	Pertes de charge totales Ah	10.43	M
25	Hauteur manométrique totale Hmt	238.08	M
26	Puissance absorbée par la pompe P	1 874 373.79	Kw
27	Energie consommée par la pompe E	13 682 928.63078	Kwh
28	frais d'exploitation annuels Fex	54 731 714.52311	DA
29	frais d'amortissement annuels Fam	4 573 409.70	DA
30	Dépenses totales annuelles totale	54 736 287.93282	DA
31	Célérité de l'onde de choc a	965.05	m/sec

Les résultats de calcul conduisent à une conduite en acier de diamètre 800, quant au calcul des pressions nominales le calcul est effectué le long du tronçon. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.9 ci-dessus.

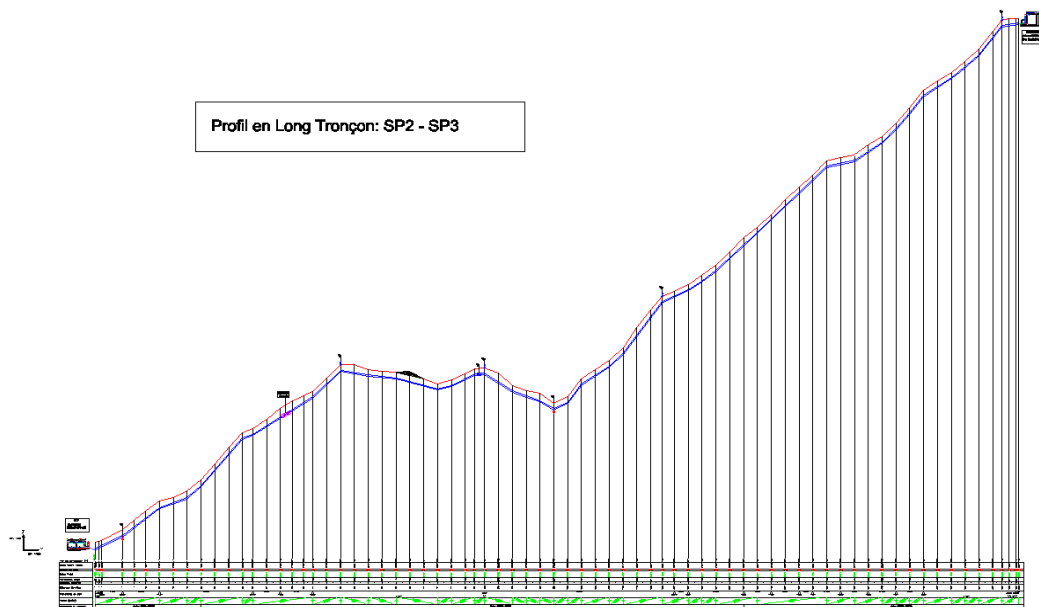


Figure 4.7 : Profil en long SP2-SP3

Tableau 4.10 : Etude d'adduction par refoulement SP2-SP3 par tronçon

Tronçon	CTN Amont (m)	CTN aval (m)	l(ml)	Hgeo (m)	DH (m)	H amont (m)	H aval (m)	P sol (m)	Lcum	B	Pmax(Bars)	Pmin(Bars)	PN(Bars)
SP2-P4	453.35	458.63	59	5.28	0.16	693.44	693.28	234.65	59	43.70	4.898	3.842	10
P4-P21	458.63	533.38	472	74.75	1.28	693.28	692.00	168.62	531	33.08	10.783	-4.167	16
P21-P32	533.38	531.89	312	-1.49	0.85	692.00	691.15	159.26	843	26.05	2.456	2.754	10
P32-P37	531.89	516.05	150	-15.84	0.41	691.15	690.74	174.69	993	22.67	0.683	3.851	10
P37-P45	516.05	564.3	235	48.25	0.64	690.74	690.10	125.80	1228	17.38	6.563	-3.087	10
P45-P70	564.3	689.35	751	125.05	2.04	690.10	688.06	-1.29	1979	0.47	12.552	-12.458	16
P70-SP3	689.35	681	36	-8.35	0.10	688.06	687.96	6.96	2015	-0.34	-0.869	0.801	10

A4- Tronçon SP3- RV IND (IghilNathDjennad)**Tableau 4.11: Etude d'adduction par refoulement SP3- RV IND (IghilNathDjennad)**

N°	Désignation de la variable	Valeur		Unité
1	Cote de départ Cd	679.00		M
2	Cote d'arrivée Ca	910.45		M
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	561.77		l/sec
4	Longueur de la conduite L	1,880.00		M
5	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95.00		
6	taux d'annuité i	0.08		
7	horizon n	30.00		
8	Temps de pompage t	20.00		Heures
9	Pris du kilo wattheure Pue	4.00		DA/kwh
10	Introduire le coefficient (acier) K	0.50		
11	rendement de la pompe η	0.70		
12	PHASE DE CALCUL			
13	Hauteur géométrique Hgeo	231.45	231.45	M
14	Calcul du diamètre économique Deco	749.51	749.51	Mm
15	Choix des diamètres DN	700.00	800.00	Mm
16	Epaisseur de la conduite e	6.30	7.10	Mm
17	Prix du mètre linéaire de la conduite puc	26,000.00	38,331.00	
18	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.35	0.46	m/sec
19	TEST DE LA VITESSE	non correcte	vitesse correcte	
20	annuité A		0.088	Mm
21	Perte de charge unitaire j		0.0023667	m/ml
22	perte de charge linéaire J		4.4493272	
23	perte de charge singulière J'		0.6673991	
24	Pertes de charge totales Δh		5.12	M
25	Hauteur manométrique totale Hmt		236.57	M
26	Puissance absorbée par la pompe P		1,862,448.93	Kw
27	Energie consommée par la pompe E		13,595,877,155.82	Kwh
28	frais d'exploitation annuels Fex		54,383,508,623.30	DA
29	frais d'amortissement annuels Fam		6,337,890.97	DA
30	Dépenses totales annuelles totale		54,389,846,514.27	DA
31	Célérité de l'onde de choc a		965.05	m/sec

Les résultats de calcul conduisent à une conduite en acier de diamètre 800, quant au calcul des pressions nominale le calcul est effectué le long du tronçon. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.11 ci-dessus.

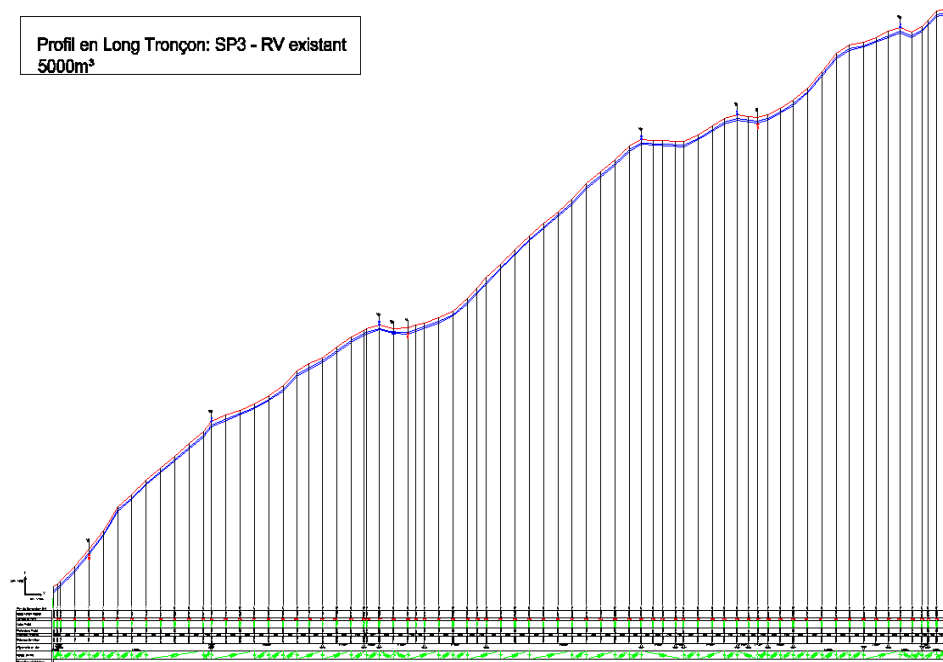


Figure 4.8 : Profil en long SP3 – RV IghilNathDjennad

Tableau 4.12 : Etude d'adduction par refoulement SP3- RV IghilNathDjennad

Tronçons	CTN Amont (m)	CTN aval (m)	l(m)	Hgeo (m)	DH (m)	H amont (m)	H aval (m)	Psol (m)	Lcum	B	Pmax(Bars)	Pmin(Bars)	PN(Bars)
SP3-P5	679.00	699.62	74	20.62	0.20	922.57	922.37	222.75	74.00	43.26	6.38803043	2.26403043	10
P5-P14	699.62	749.08	257	49.46	0.70	922.37	921.67	172.59	331.00	37.10	8.656421449	1.23557865	10
P14-P27	749.08	786.69	352	37.61	0.96	921.67	920.71	134.02	683.00	28.67	6.628252727	0.89374727	10
P27-P28	786.69	785.29	30	-1.40	0.08	920.71	920.63	135.34	713.00	27.95	2.655391756	2.93539176	10
P28-P29	785.29	785.61	30	0.32	0.08	920.63	920.54	134.93	743.00	27.24	2.755530786	2.69153079	10
P29-P47	785.61	858.62	490	73.01	1.33	920.54	919.21	60.59	1233.00	15.50	8.850801599	5.76119840	10
P47-P55	858.62	868.18	201	9.56	0.55	919.21	918.66	50.48	1434.00	10.68	2.024333096	0.11233310	10
P55-P57	868.18	867.2	44	-0.98	0.12	918.66	918.54	51.34	1478.00	9.63	0.864937006	1.06093701	10
P57-P68	867.2	901.99	229	34.79	0.62	918.54	917.92	15.93	1707.00	4.14	3.893398264	3.06460174	10
P68- RVIND	901.99	910.45	93	8.46	0.25	917.92	917.67	7.22	1800.00	1.92	1.037629255	0.65437075	10

Conclusion

En conclusion de ce quatrième chapitre, nous présentons un récapitulatif des résultats des caractéristiques des conduites d'adduction gravitaire et refoulement identifiées dans le cadre de notre projet.

N° de l'adduction	Tronçon	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse d'écoulement (m/s)	Dépenses totales annuelles (DA)
1 Gravitaire	RVTamda Ougmoun-SP1	700	1.46	-
2 Refoulement	SP-RV TamdaOugmoun	800	0.46	53,348,550,332.84
3 Refoulement	SP1-SP2	800	0.46	50,085,078,067.81
4 Refoulement	SP2-SP3	800	0.46	53,591,763,012.35
5 Refoulement	SP3-RVIND	800	0.46	54,389,846,514.27
				211,415,237,927.27

Introduction

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompe idéales, adaptées à l'usage de notre projet et permettant d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompages le long de l'adduction. Le logiciel **CAPRARI** est utilisé à cet effet.

5.1 Caractéristiques des pompes

a- Vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « **N** », unité de mesure la plus utilisée est le **tour/minute**.

Le déplacement angulaire (**w**) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$W = \frac{\pi.N}{30} \quad (\text{rad/s}) \quad (5.1)$$

b- Débit d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps. Ce débit est noté « **Q** », il est en fonction de la vitesse moyenne **v** d'écoulement et du diamètre **D** de la canalisation.

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \quad (5.2)$$

c- Hauteur manométrique totale Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau, entre l'orifice d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (**J_{asp}**, **J_{ref}**).

$$Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (5.3)$$

d- Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau et ce de la pompe est appelée puissance hydraulique utile **P_u** :

$$P_u = \rho \, g \, Q \, Hmt \quad (5.4)$$

Le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a est le rendement de la pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g H_{mt}}{P_a} \quad (5.5)$$

5.2 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont conditionnés par les paramètres suivants :

- ✓ Assurer le débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- ✓ Assurer un meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Assurer une capacité d'aspiration forte ;
- ✓ Le point de fonctionnement se trouve en milieu de la courbe de la pompe.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

a- Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont (Bonin, 2005).

- Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximale) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

- Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

- Courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

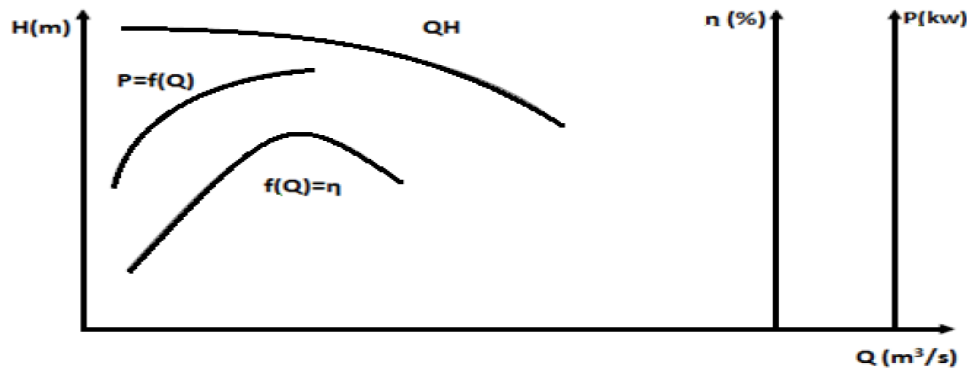


Figure 5.1 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

b- Courbes caractéristiques d'une conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (Hmt) nécessaire à l'installation en fonction du débit Q. Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- ✓ La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit.
- ✓ La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit Q.

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation 5.6 :

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (5.6)$$

avec :

$$J_t = 1.15 \cdot L \cdot j_u \quad (5.7)$$

d'où :

$$j_u = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (5.8)$$

La vitesse v peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (5.9)$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$J_t = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} Q^2 = k \cdot Q^2 \quad (5.10)$$

avec :

$$R = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (5.11)$$

donc :

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (5.12)$$

c- Point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe, celle-ci fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé désiré, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

a. Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge et fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

b. Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe. Cependant la possibilité de rognage est limitée de 0.5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

c. Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquent un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

d- Etude de la cavitation

La cavitation est la naissance et l'oscillation radiale de bulles de vapeur dans un liquide soumis à une dépression. Si cette dépression est suffisamment élevée, la pression peut devenir inférieure à la pression de vapeur saturante, et des bulles de vapeur sont susceptibles de se former. Les courbes caractéristique subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation. La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- A l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- aux pertes de charge dans les tuyauteries d'aspiration ;

- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure 5.2 : Illustration du phénomène de cavitation sur les aubes de pompe centrifuge

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

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (5.13)$$

NPSH_d : charge nette d'aspiration requise ;

NPSH_r : charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur.

Pour une aspiration en charge, le NPSH_d est donné par la formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_o}{\rho g} + H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (5.14)$$

Pour une aspiration en dépression, le NPSH_d est donné par la formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_o}{\rho g} - H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (5.15)$$

$$\frac{P_o}{\rho g} = P_{atm} - 0.0012 * C_a \quad (5.16)$$

- H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P_o}{\rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m) ;
- h_v : Tension de vapeur d'eau pompée à la température considérée en m. Elle est de 0,24 pour $T = 20^\circ \text{C}$.
- P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.
- C_a : Cote départ. (m).

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes NPSH_d et NPSH_r , celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH , se trouve à droite du point **I**. Il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par le point **I**, afin d'obtenir $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ c'est-à-dire pour éviter la cavitation.

I : point délimitant la zone de cavitation.

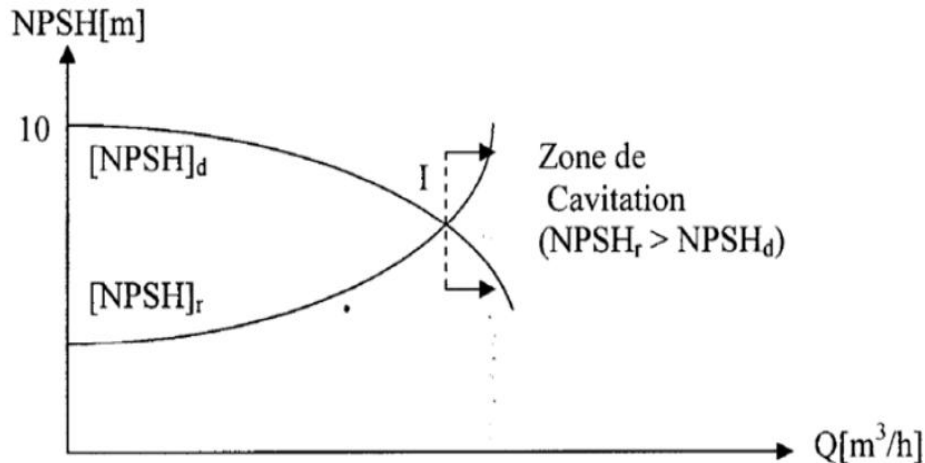


Figure 5.3 : Graphe des courbes NPSH

5.3 Couplage des pompes

Lorsque l'on est amené dans une station de pompage à assembler plusieurs pompes soit en série, soit en parallèle, en utilisant plusieurs pompes de caractéristiques identiques ou différentes, susceptible de fonctionner simultanément ou isolement.

Le couplage des pompes peut s'effectuer.

✚ Couplage en série

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

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

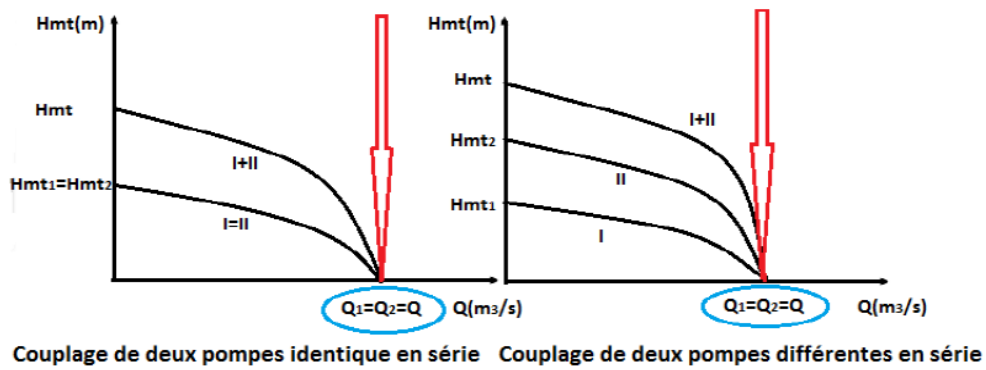


Figure 5.4: Couplage en série

✚ Couplage en parallèle

Dans ce cas

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

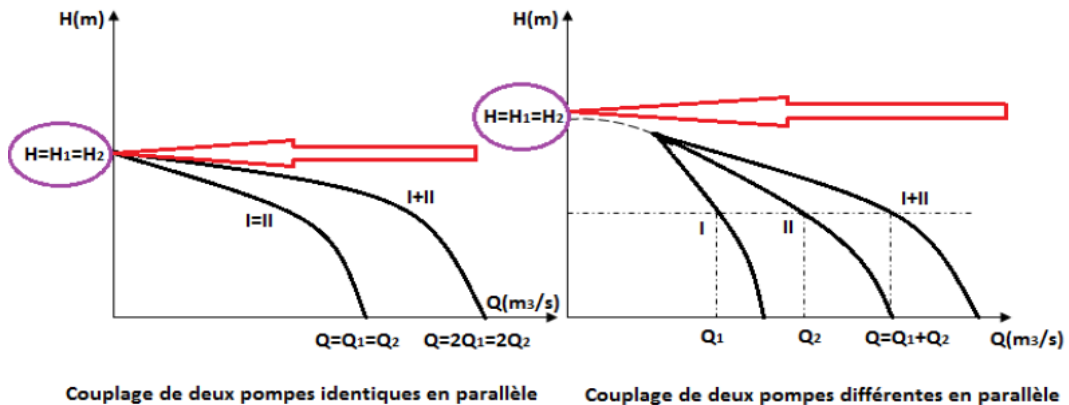


Figure 5.5 : Couplage en parallèle

5.4 Application aux cas d'étude

Dans le cadre de notre projet, nous avons identifié trois stations de pompage SP1, SP2 et SP3. Le débit de refoulement est identique, soit $Q=562\text{ l/s}$, la Hmt diffère d'un tronçon à un autre. Pour effectuer le choix des pompes, nous avons considéré un tronçon et par procédé analogue nous adopterons les mêmes types de pompes.

5.4.1 Choix des pompes

Pour le choix du type de pompe, nous avons utilisé le logiciel **CAPRARI**. Le tronçon concerné est **SP3 – RV IND**. Les caractéristiques du tronçon (conduite) sont :

- Le débit Refoulé : $Q = 562 \text{ l/s}$;
- La Hauteur Géométrique : $H_g = 231 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $H_{mt} = 237 \text{ m}$.

Le logiciel **CAPRARI** est utilisé pour le choix des pompes. Le débit étant très important, nous l'avons répartie en deux, soit $2 \times 281 \text{ l/s}$, la HMT étant constante.

En introduisant le débit, la Hmt et la hauteur géométrique, le logiciel nous a fourni 04 pompes centrifuges monocellulaires à axe horizontal (**PM 125 / 3 C**) (figure 5.6) ; soit donc au totale 8 pompes identiques.

The screenshot displays the CAPRARI software interface for pump selection. The 'Catalogue' section on the left lists various pump types under 'Zone d'application' (50 Hz). The 'Caractéristiques de fonctionnement' (Operating Characteristics) section contains input fields for: 'Point de fonctionn.' (checked), 'quantité totale' (281 l/s), 'HTM' (237 m), 'Hauteur géométrique' (231 m), 'Vitesse' (3000 1/min), 'NPSH disponible' (0 m), 'Hauteur pression d'admission' (0 m), and 'Liquide pompé' (Eau potable). The 'Type d'installation' (Installation Type) section shows 'Pompes identiques en parallèle' (Identical pumps in parallel) selected. The 'N.be de pompes' (Number of pumps) section shows 4 pumps selected, with an option for '+ 1 pompe en secours' (1 spare pump).

Figure 5.6 : Introduction des données

Les courbes caractéristiques des pompes, telles que donné par le logiciel CAPRARI sont représentées dans la figure 5.7. Celle-ci montre que la courbe caractéristique des quatre

la pompe passe exactement par le point de fonctionnement désiré pour les 4 pompes ($Q = 281 \text{ l/s}$, $H_{mt} = 237 \text{ m}$).

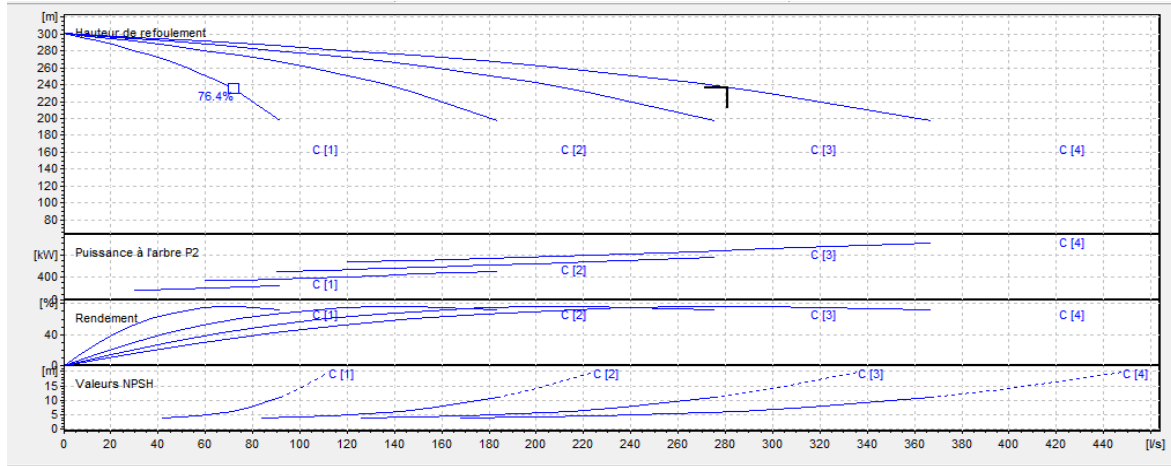


Figure 5.7 : Courbes caractéristiques de la pompe (PM 125 / 3 C) du tronçon SP3-RV IND

Les caractéristiques des pompes sont illustrées dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1 : Caractéristiques des 4 pompes (PM 125 / 3C)

Caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (l/s)	281	281
H (m)	237	237
P (kw)	-	879
Rend (%)	-	76.3
NPSH (m)	-	5.98
Vitesse (trs/min)	-	2900
N^{br} d'étage	-	3

On déduit donc que le point de fonctionnement des 8 pompe coïncide aussi avec le point désiré, soit $P'(Q = 562 \text{ l/s}, H_{mt} = 237 \text{ m})$.

❖ Tronçon SDEM- RV Tamda-Ougmoun

- Le débit Refoulé : $Q = 562 \text{ l/s}$;
- La Hauteur Géométrique : $H_g = 229 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique : $H_{mt} = 232.05 \text{ m}$.

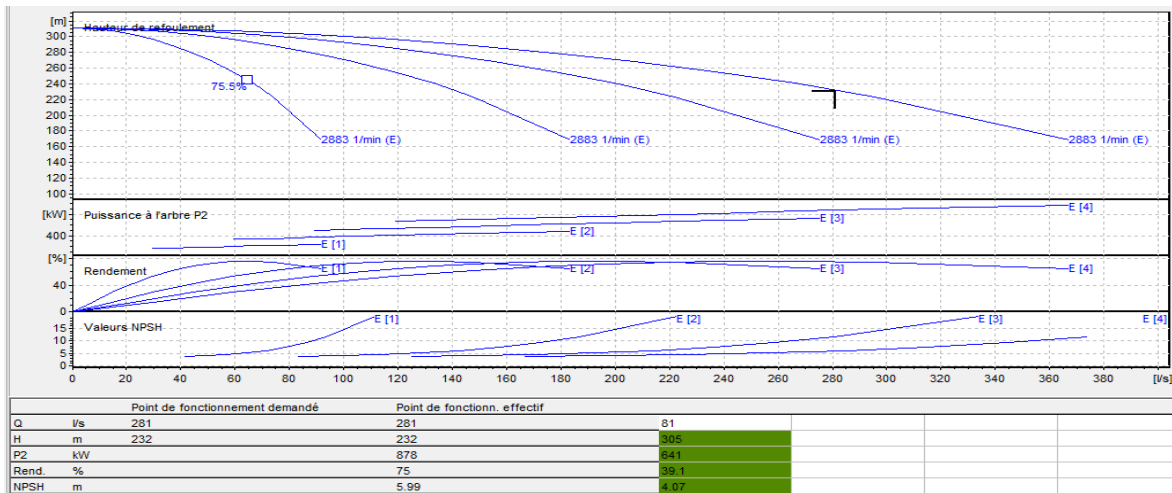


Figure 5.8 : Caractéristiques des 4 pompes (PM 125/ 3C) du tronçon SDEM-RV Tamda-Ougmoun.

❖ Tronçon SP2-SP3

- Le débit Refoulé : $Q = 562$ l/s ;
- La Hauteur Géométrique : $H_g = 227.65$ m ;
- La hauteur manométrique : $H_{mt} = 233.09$ m.

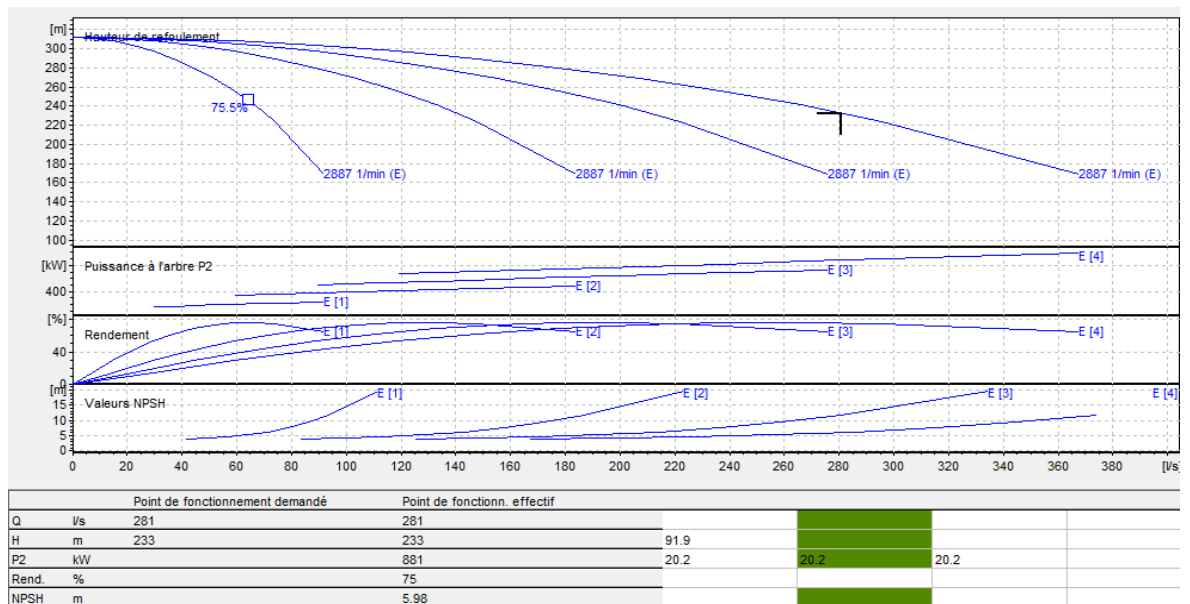


Figure 5.9 : Caractéristiques des 4 pompes (PM 125/ 3C) du tronçon SP2-SP3

❖ Tronçon SP1-SP2

- Le débit Refoulé : $Q = 562$ l/s ;
- La Hauteur Géométrique : $H_g = 212.5$ m ;
- La hauteur manométrique : $H_{mt} = 217.84$ m

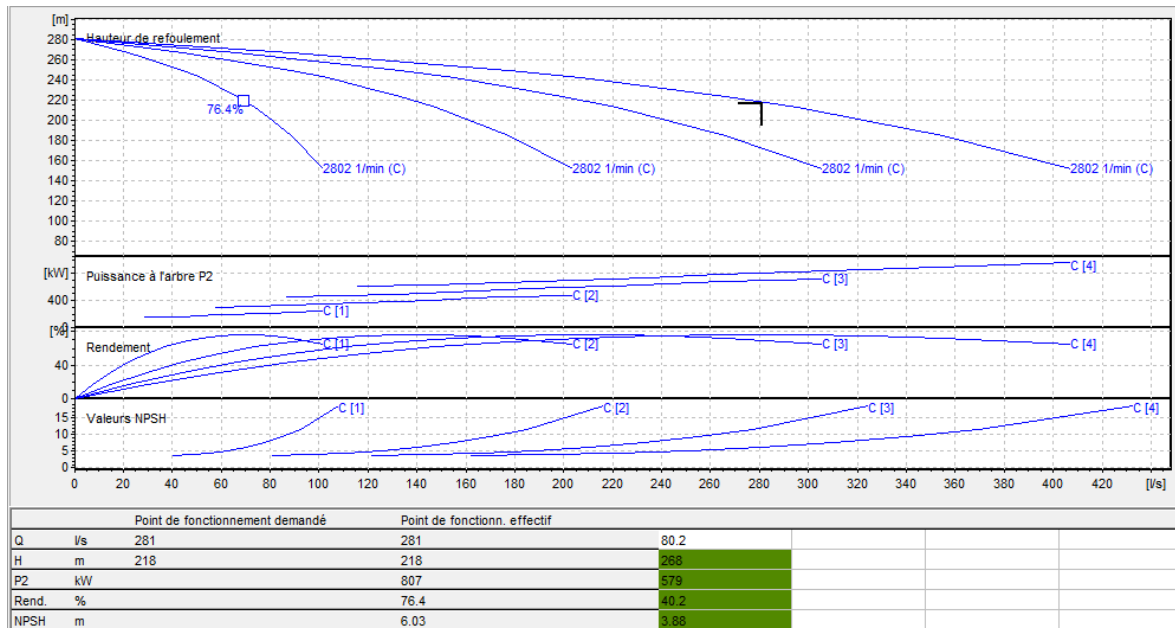


Figure 5.10 : Caractéristiques des 4 pompes (PM 125/ 3C) du tronçon SP1-SP2

- Courbes caractéristiques de la conduite de refoulement SP3-RV IND

Équation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (5.17)$$

Ou :

$$R = \frac{1.15.8\lambda .L}{g\pi^2.D^5} = \frac{1.15.8.0.17.1880}{9.81(3.14^2).0.8^5}$$

$$R = 92.78 \text{ s}^2/\text{m}$$

$$Re = 368\,000 > 4000, \quad \varepsilon = 0.003$$

D'après le diagramme de Moody ; $\lambda = 0.17$

Ce qui donne : $H_{mt} = 231 + 92.78 Q^2$

Les résultats des hauteurs manométriques en fonction du débit sont donnés dans le tableau 5.2

Tableau 5.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3- RV IND

Q (l/s)	0	70.2	140.4	210.6	280.8	351	421.2	491.4	561.6
H _c (m)	231	231.45	232.8	235.11	238.31	242.43	247.46	253.4	260.26

Après avoir superposé la courbe caractéristique de la conduite et les courbe caractéristiques des quatre pompes (figure 5.8), nous constatons le point d'intersection coïncide avec le

point de fonctionnement désiré, soit p (281l/s ; 237m) ; autrement dit les pompes fonctionnent dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe).

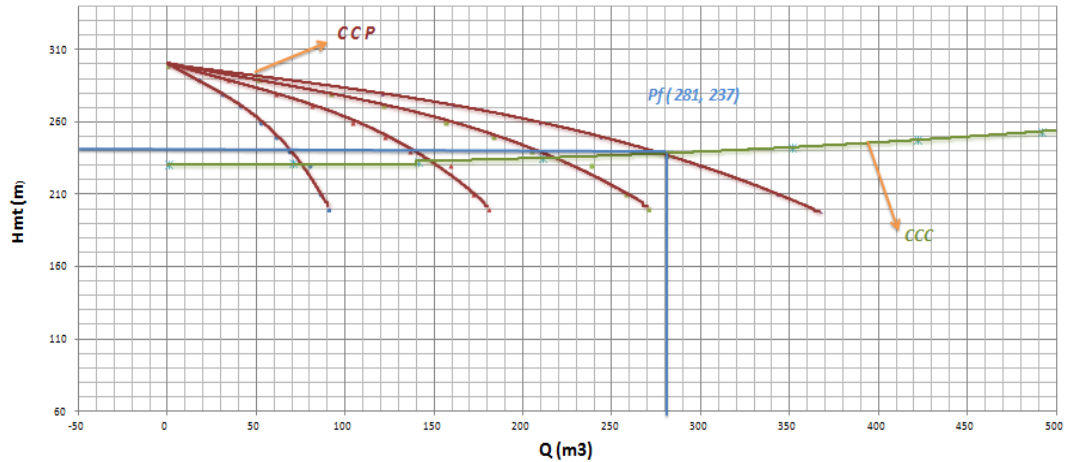


Figure 5.11 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe PM 125 / 3C

De la même manière, en superposant la courbe caractéristique des huit pompes avec la courbe caractéristique de la conduite, le point d'intersection coïncidera avec le point de fonctionnement désiré pf (562 l/s, 237m). A cet effet, aucun réglage n'est nécessaire.

❖ Vérification de la cavitation SP3-RV IND

- $NSPH_r = 5.98 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration = 20 m ;
- $h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

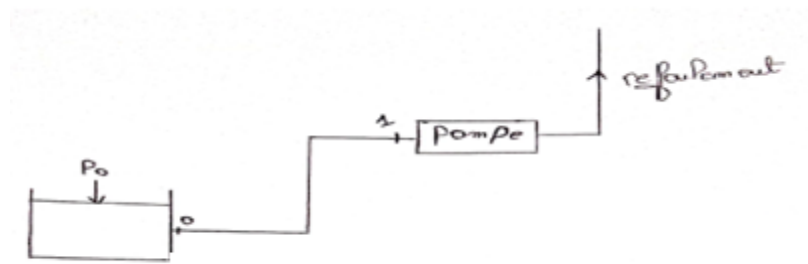


Figure 5.12 : Schéma explicatif du calcul de la cavitation

$$NPSH_d = \left(\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \frac{P_s}{\omega}$$

Bernoulli entre 0 et 1 :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} + \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + \left(\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} \right) + \Delta h_a$$

$$\left(\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g}\right) = Z_0 - Z_1 - \Delta h_a + \frac{P_0}{\omega}$$

$$\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{P_s}{\omega} = -H_g - \Delta h_a$$

$$= \frac{P_0 - P_s}{\omega} - H_g - \Delta h_a$$

$$\frac{P_0}{\omega} + H_g - \left(0 + \frac{P_s}{\omega}\right)$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 679 = \mathbf{9.51 \text{ m}}$$

$$- J_{asp} = 0 \text{ m} ;$$

$$NPSH_d = 9.51 + (20) - (0 + 0.24) = \mathbf{29.27 \text{ m}}$$

On a alors :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Nous concluons qu'il n'y'a pas de risque de cavitation .

❖ Vérification de la cavitation SDEM- RV Tamda-Ougmoun

$$-NPSH_r = 5.99 \text{ m} ;$$

$$- \text{Hauteur d'aspiration} = 19 \text{ m} ;$$

$$-h_a > 0, \text{ d'où la pompe est montée en charge.}$$

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 50 = \mathbf{10.27 \text{ m}}$$

$$-J_{asp} = 0 \text{ m} ;$$

$$NPSH_d = 10.27 + (19) - (0 + 0.24) = \mathbf{29.03 \text{ m}}$$

On a alors :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Nous concluons qu'il n'y'a pas de risque de cavitation.

❖ Vérification de la cavitation SP2-SP3

$$-NPSH_r = 5.98 \text{ m} ;$$

$$- \text{Hauteur d'aspiration} = 20 \text{ m} ;$$

$$-h_a > 0, \text{ d'où la pompe est montée en charge.}$$

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 453.35 = \mathbf{9.78 \text{ m}}$$

$$-J_{asp} = 0 \text{ m} ;$$

$$\text{NPSH}_d = 9.78 + (20) - (0 + 0.24) = \mathbf{29.54 \text{ m}}$$

On a alors :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Nous concluons qu'il n'y a pas de risque de cavitation.

❖ Vérification de la cavitation SP2-SP3

$$-\text{NPSH}_r = 5.98 \text{ m} ;$$

$$-\text{Hauteur d'aspiration} = 20 \text{ m} ;$$

$$-h_a > 0, \text{ d'où la pompe est montée en charge.}$$

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \cdot 453.35 = \mathbf{9.78 \text{ m}}$$

$$-J_{\text{asp}} = 0 \text{ m} ;$$

$$\text{NPSH}_d = 9.78 + (20) - (0 + 0.24) = \mathbf{29.54 \text{ m}}$$

On a alors :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

D'où : la pompe ne Cavite pas.

❖ Vérification de la cavitation SP1-SP2

$$-\text{NPSH}_r = 6.03 \text{ m} ;$$

$$-\text{Hauteur d'aspiration} = 19 \text{ m} ;$$

$$-h_a > 0, \text{ d'où la pompe est montée en charge.}$$

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \cdot 240.85 = \mathbf{10.04 \text{ m}}$$

$$-J_{\text{asp}} = 0 \text{ m} ;$$

$$\text{NPSH}_d = 10.04 + (19) - (0 + 0.24) = \mathbf{28.8 \text{ m}}$$

On a alors :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Nous concluons qu'il n'y a pas de risque de cavitation.

5.5 Coup de bélier

Dans les systèmes hydrauliques en charge en mouvement permanent, on appelle phénomène transitoire ou communément « Coup de bélier », la création, la propagation et puis l'atténuation de surpression et de dépression. Le déplacement de l'onde de pression

dans un système hydraulique en charge (ligne d'adduction gravitaire ou par refoulement, réseau de distribution d'eau potable...) entraîne une variation de pression et de vitesse dans l'ensemble des sections de conduite parcourues par cette onde dans le temps. Ces variations à leurs valeurs extrêmes produisent des contraintes sur le matériel (Robinet-vanne, pompe) et la canalisation qui dépassent largement celles en écoulement permanent. Pour cela, il faut bien analyser le coup de bélier et choisir en fonction du système hydraulique à protéger, les équipements de protection qui assureraient la réversibilité des phénomènes de compressibilité et de déformation.

5.5.1 Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture instantanée des vannes ou coupure brutale d'électricité, et qui entraîne des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoute algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement, soit des dépressions aussi dangereuses.

5.5.2 Les principales causes du phénomène

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charges à écoulement gravitaire ;
- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électriques dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mauvaise utilisation des appareils de protection ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

5.5.3 Les risques dus aux coups de bélier

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboitement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet) (figure 5.12)



Figure 5.12: Conséquences de coup de bélier

5.5.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier (Takabeht Tahar et AdjaAdelhakimMazigh, Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Falli, mémoire de master, département génie civil, UMMTO 2020)

a. Première phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a . au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

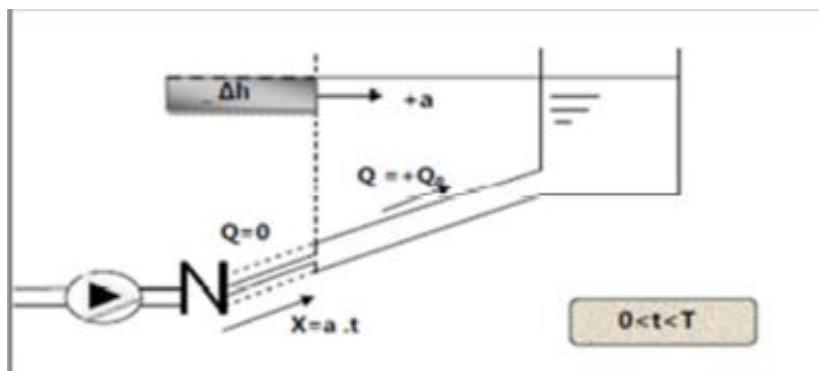


Figure 5.13 : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$)

b. Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/2$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

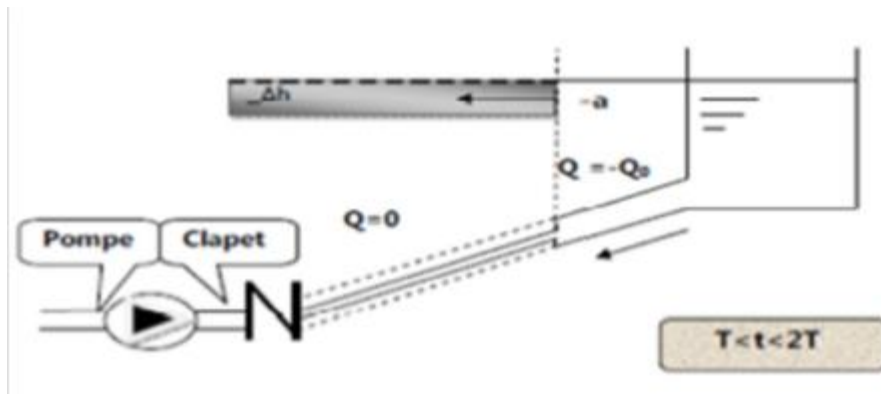


Figure 5.14 : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$)

c. Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

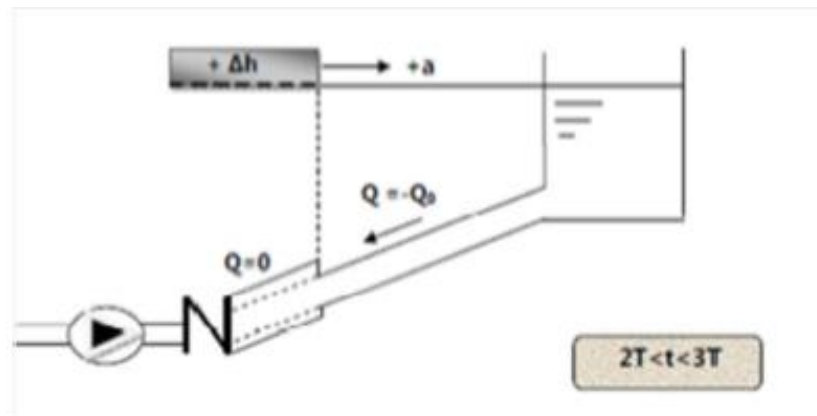


Figure 5.15: Représentation de la phase 3 phénomène ($2T < t < 3T$)

d. Quatrième phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

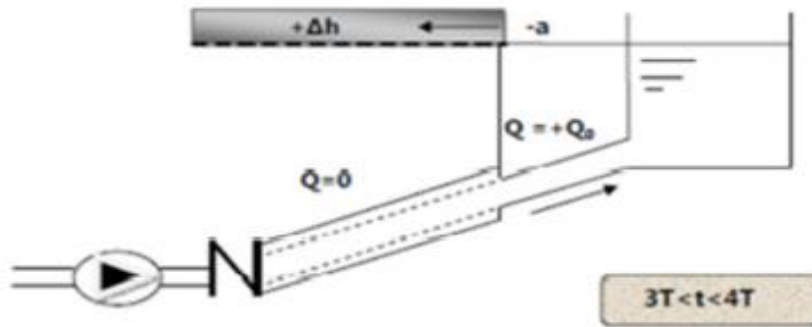


Figure 5.16: Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$)

Remarque

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (3ème phase). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

5.5.5 Célérité des ondes

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (5.18)$$

K : Coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.

K = 0.5 pour l'acier ;

K = 4.4 pour l'amiante ciment ;

K = 1 pour la fonte ductile ;

K = 5 pour la conduite en béton ;

$K = 0.66$ pour le PEHD.

Tableau 5.3 : Célérités moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite(*Lamine Hanane et Makoudi Naima, Contribution au renforcement d'un réseau d'alimentation en eau potable des villages de la commune de Feraoun Wilaya de Bejaia à partir du barrage Téchi-Haf, Mémoire de Master, Département génie civil, UMMTO, 2017*).

Conduite	A
Polythylène BD	200
Polythylène HD	400
PVC	500
Fonte	1100 à 1200
Acier	1300

5.5.6 Calcul de la valeur du coup de bélier

a. Cas de fermeture lente

$$t > \frac{2L}{a} \quad (5.19)$$

Elle est caractérisé par un temps de fermeture $t > \frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieur à un aller et un retour d'onde. La valeur de coup de bélier est donnée par la formule de **Michaud** :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (5.20)$$

b. Cas de la fermeture brusque : $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur du coup de bélier sera calculée par la formule de **Jukowski** :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad (5.21)$$

e- En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_{\text{geo}} + \frac{aV_0}{g} \quad (5.22)$$

f- En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_{\text{geo}} - \frac{aV_0}{g} \quad (5.23)$$

La pression absolue statique H_0 (avant l'apparition du coup de bélier)

$$H_0 = H_g + 10 \quad (5.24)$$

5.5.7 Moyen de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier 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.

Dans le cas de notre étude, notre choix est porté sur le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente ;

- il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression,
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

5.5.7.1 Réservoirs d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief (figure 5.15). Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

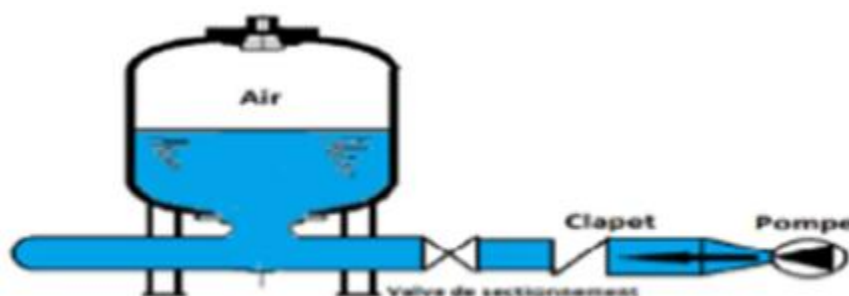


Figure 5.17: Principe de disposition de réservoir d'air l'anti bélier

a- Principes de fonctionnement

Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir, se détend en refoulant de l'eau dans la conduite. La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annuler ; par conséquent, l'eau revient en

arrières et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

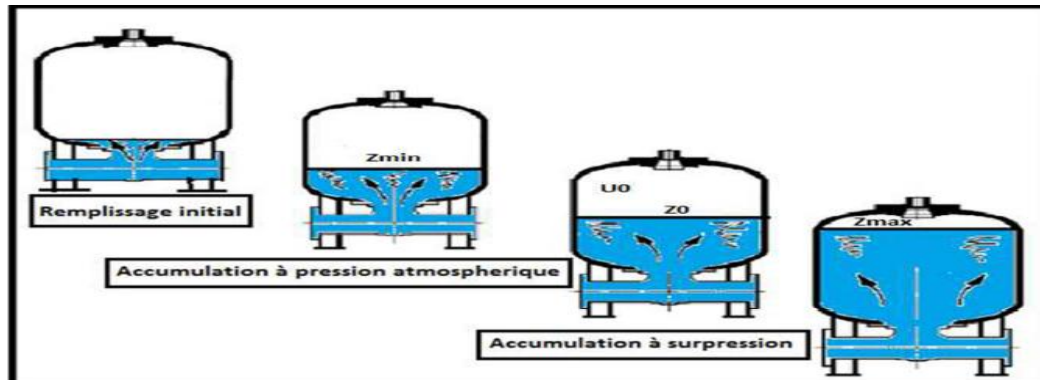


Figure 5.18: Remplissage du réservoir anti-bélier

b- Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

❖ Méthode de Puech et Meunier

Elle permet de déterminer le volume des ballons de protection; et consiste trois nombre adimensionnels :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au dessus du point le plus défavorable du profil.

❖ Méthode de Vuibert

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

5.6 Application au cas d'étude

5.6.1 Protection de la conduite de refoulement SP3 – RV IND

Pour une meilleure protection de la conduite de refoulement **SP3 – RV IND** contre le coup de bélier, nous adoptons un réservoir d'air. Le dimensionnement de ce réservoir d'air sera conduit par la méthode de Peuch et Meunier.

❖ **Caractéristiques de la conduite SP3 – RV IND**

- Longueur de conduite : $L = 1880 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 749.51 \text{ mm}$;
- Epaisseur de la paroi : $e = 7.10 \text{ mm}$;
- Section de la conduite : $S = 0.5 \text{ m}^2$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 231.45 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{\text{mt}} = 236.57 \text{ m}$;
- Vitesse : $V = 0.46 \text{ m/s}$;
- $\lambda = 0.17$ (diagramme de Moody).

➤ **Cas Dépression**

- **Caractéristique A de la conduite :**

$$A = \frac{a V_0}{g H_0}$$

La célérité de l'onde a est obtenue par :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + k \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + 0.5 \frac{800}{7.10}}}$$

$$\mathbf{a = 965.04 \text{ m/s}}$$

La hauteur géométrique d'élévation est donnée par :

$$H_0 = H_g + 10 = 231.45 + 10$$

$$\mathbf{H_0 = 241.45 \text{ m}}$$

On obtient :

$$A = \frac{965.04 \cdot 0.46}{9.81 \cdot 241.45}$$

Soit : $A = 0.187$

- **Caractéristique K de la perte de charge :**

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \quad (5.25)$$

H_{abs} : la hauteur manométrique totale donnée par :

$$H_{\text{abs}} = H_{\text{mt}} + 10$$

Soit : $H_{\text{abs}} = 246.57 \text{ m}$

Ce qui donne :

$$K = \frac{246.57 - 241.45}{241.45}$$

Enfin, $K = 0.02$

- **Caractéristique B du réservoir**

Pour déterminer la caractéristique B du réservoir d'air, nous superposons la famille des courbes de B du graphe de Peuch et Meunier avec le profil de la conduite définie qui nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

Nous devons considérer la famille de courbes B ou $A = 0.2$ et $K = 0.02$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long «absolu» aux familles des courbes $K = 0$ et $A = 0.5$.

(Tableau du profil en long de la conduite du tronçon SP3-RV IND voir annexe 5).

La superposons ce profil en long aux familles des courbes B du graphe de MEUNIER et PUECH (**Morel Michel A.**, Exercices de mécanique des fluides, Tome2 turbomachine-constructions graphique phénomènes transitoires) figure (5.20).

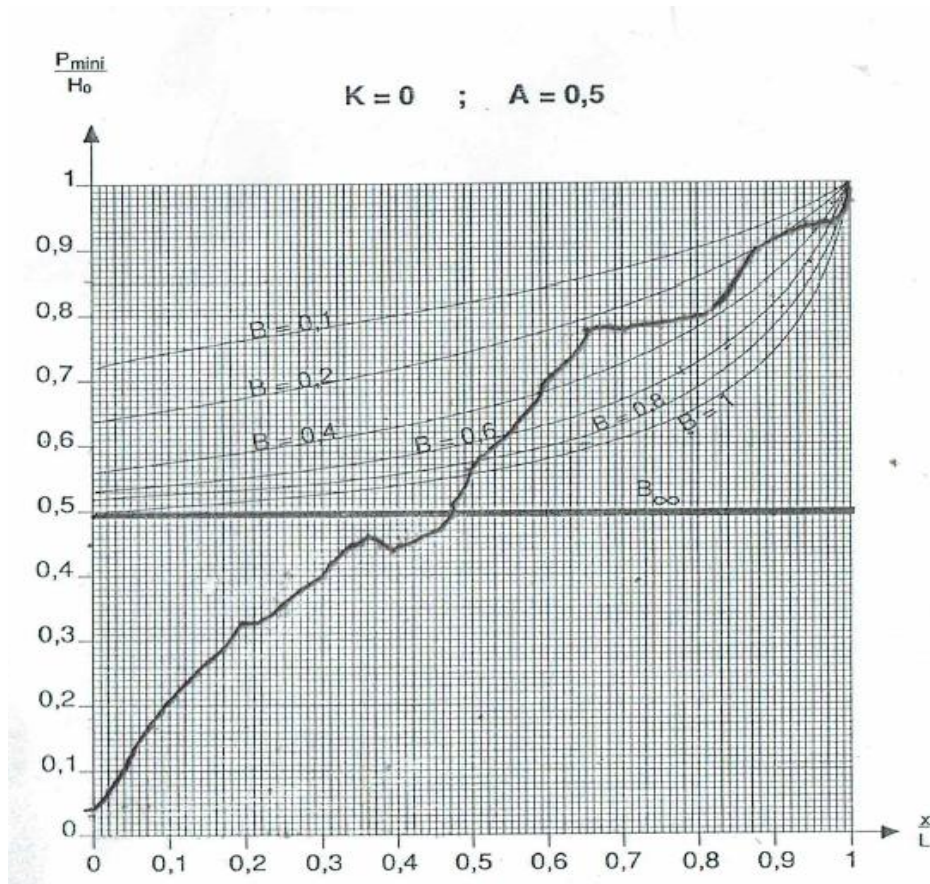


Figure 5.19 : Graphe Peuch et Meunier pour la conduit reliant SP3 et RV IghilNathDjennad

Pour $B = 0.2$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable une pression absolue plus de 3m d'eau

Pour 1 petit carreau $\rightarrow 0.01$, pour le point qu'on a choisi il est proche de la courbe $B=0.2$ avec 2 carreaux

Donc $2 \cdot 0.01 \cdot H_0$.

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent. (**Morel Michel A.**, Exercices de mécanique des fluides, Tome2 turbomachine-constructions graphique phénomènes transitoires)

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \cdot \frac{LS}{B} \quad (5.25)$$

$$U_0 = \frac{0.46^2}{9.81 \cdot 246.57} \cdot \frac{1880 \cdot \frac{(3.14 \cdot 0.08)^2}{4}}{0.2}$$

$$U_0 = 0.41 \text{ m}^3$$

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0.76$$

$$\rightarrow P_{min} = 0.76 \cdot H_0$$

$$P_{min} = 183.5 \text{ m d'eau}$$

Nous avons :

$$P_{min} \cdot U_{max}^{1.2} = H_{abs} \cdot U_0^{1.2} \quad (5.26)$$

Donc

$$U_{max} = U_0 \cdot \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 0.41 \cdot \left(\frac{246.57}{183.5} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 0.52 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 0.52 m^3 , si nous volons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume τ qui est égale à :

$$\tau = U_{max} + (20/100) \cdot U_{max} \quad (5.27)$$

Ou

$$\tau = 1.2 \cdot U_{max} \quad (5.28)$$

Dans notre cas $\tau = 0.62 \text{ m}^3$.

➤ Surpression

A partir de l'abaque de Dubin et Géneau (annexe 6) nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour $A = 0.2$ et $B = 0.2$

Nous lisons :

$$\propto \frac{V_0^2}{H_0} = 0.8$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6 \cdot d^2} - 1 \right]^2 \quad (5.29)$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1.125$$

Donc :

$$\alpha = 0.8 \frac{H_0}{V_0^2} = 0.8 \frac{241.45}{0.46^2}$$

$$\alpha = 912.85$$

A partir de la formule 5.48 on peut tirer le diamètre « d »

$$\frac{D^2}{0.6 d^2} = \sqrt{2g\alpha + 1} \rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0.6 \sqrt{2g\alpha + 1}}$$

$$d^2 = \frac{800^2}{0.6 \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 912.85 + 1}}$$

$$d = 89.27 \text{ mm}$$

d représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule $\frac{P_{max}}{H_0}$ on peut tirer « P_{max} »

$$P_{max} = 1.125 \cdot 241.45$$

$$P_{max} = 271.63 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue $H_0 = 241.45 \text{ m}$ est surpression / $H_0 = 271.63 - 241.45$

$$H = 30.18 \text{ m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 5.4 :

Tableau 5.4 : Récapitulatif des résultats de la conduite SP3-RV IND

Caractéristiques	Cas de dépression
La célérité a	965.04 m/s
Hauteur géométrique d'élévation H_0	241.45 m
Caractéristique A de la conduite	0.187
La hauteur absolue H_{abs}	246.57 m
Caractéristique K de la perte de charge	0.02
Caractéristique B du réservoir	0.2
Volume d'air comprimé U_0	0.41 m ³
La pression minimale P_{min}	183.5 m d'eau
Le volume maximal d'air U_{max}	0.52 m ³
Volume d'air τ à prévoir	0.62 m ³
	Cas de surpression
α	912.85
Le diamètre du diaphragme d	89.27 mm
Pression maximale P_{max}	271.63 m
Surpression / à H_0 H	30.18 m

Par procédé analogue, nous procédons à la protection de la conduite **SDEM-RV TamdaOugmoun** et la conduite **ConduiteSP2-SP3**

Conduite SDEM-RV TamdaOugmoun

❖ **Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de conduite : $L = 1120 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 749.51 \text{ mm}$;
- Epaisseur de la paroi : $e = 7.10 \text{ mm}$;
- Section de la conduite : $S = 0.5 \text{ m}^2$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 229 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{\text{mt}} = 232.05 \text{ m}$;
- Vitesse : $V = 0.46 \text{ m/s}$;
- $\lambda = 0.17$ (diagramme de Moody).

Le tableau 5.5 illustre les résultats de calcul du réservoir d'air ;

Tableau 5.5 : Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SDEM-RVTamda-ougumoun

Caractéristiques	Cas de dépression
La célérité a	965.04 m/s
Hauteur géométrique d'élévation H_0	239 m
Caractéristique A de la conduite	0.189
La hauteur absolue H_{abs}	242.05 m
Caractéristique K de la perte de charge	0.01
Caractéristique B du réservoir	0.2
Volume d'air comprimé U_0	0.25 m ³
La pression minimale P_{min}	162.52 m d'eau
Le volume maximal d'air U_{max}	1.39 m ³
Volume d'air τ à prévoir	1.66 m ³
	Cas de surpression
α	903.59
Le diamètre du diaphragme d	89.50 mm
Pression maximale P_{max}	268.87 m
Surpression /à H_0 H	29.87 m

Conduite SP2-SP3

❖ **Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de conduite : $L = 2000 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 749.51 \text{ mm}$;
- Epaisseur de la paroi : $e = 7.10 \text{ mm}$;
- Section de la conduite : $S = 0.5 \text{ m}^2$;

- La hauteur géométrique : $H_g = 227.65$ m ;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 233.09$ m ;
- Vitesse : $V = 0.46$ m/s ;
- $\lambda = 0.17$ (diagramme de Moody).

Le tableau 5.6 illustre les résultats de calcul du réservoir d'air

Tableau 5.6 : Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP2-SP3

Caractéristiques	Cas de dépression
La célérité a	965.04 m/s
Hauteur géométrique d'élévation H_0	237.65 m
Caractéristique A de la conduite	0.19
La hauteur absolue H_{abs}	243.09 m
Caractéristique K de la perte de charge	0.02
Caractéristique B du réservoir	0.2
Volume d'air comprimé U_0	0.44 m ³
La pression minimale P_{min}	192.49 m d'eau
Le volume maximal d'air U_{max}	0.53 m ³
Volume d'air τ à prévoir	0.64 m ³
Cas de surpression	
α	898.48
Le diamètre du diaphragme d	89.63 mm
Pression maximale P_{max}	267.35 m
Surpression /à H_0 H	29.72 m

Conduite SP1-SP2

❖ Caractéristiques de la conduite

- Longueur de conduite : $L = 1962$ m ;
- Diamètre de la conduite : $D_{int} = 749.51$ mm ;
- Epaisseur de la paroi : $e = 7.10$ mm ;
- Section de la conduite : $S = 0.5$ m² ;
- La hauteur géométrique : $H_g = 212.5$ m ;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 217.84$ m ;
- Vitesse : $V = 0.46$ m/s ;
- $\lambda = 0.17$ (diagramme de Moody).

Le tableau 5.7 illustre les résultats de calcul du réservoir d'air

Tableau 5.7 : Résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-SP2

Caractéristiques	Cas de dépression
La célérité a	965.04 m/s
Hauteur géométrique d'élévation H_0	222.5m
Caractéristique A de la conduite	0.2
La hauteur absolue H_{abs}	227.84 m
Caractéristique K de la perte de charge	0.02
Caractéristique B du réservoir	0.2
Volume d'air comprimé U_0	0.46 m ³
La pression minimale P_{min}	169.1 m d'eau
Le volume maximal d'air U_{max}	3.94 m ³
Volume d'air τ à prévoir	4.73 m ³
	Cas de surpression
α	841.2
Le diamètre du diaphragme d	91.12 mm
Pression maximale P_{max}	250.3 m
Surpression /à H_0 H	27.8 m

5.7. Pose et protection des conduites - Recommandations

La durée d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti retour...etc ; ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de distribution. Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance de réseau et la nature du sol.(HafsiNacira, Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable de versant ouest de la commune de Maatkas, mémoire de master, département génie civil, UMMTO,2018).

Les différents types de pose des conduites sont :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Traversé des routes ;

Les différentes étapes recommandées pour la mise en place des canalisations :

- ❖ Réalisation des fouilles (largeur de la tranchée, la profondeur de la tranchée, lit de pose) ;
- ❖ Préparation de la canalisation ;
- ❖ Epreuve des joints et des canalisations principales ;
- ❖ Essai général du réseau ;
- ❖ Remblaiement de la tranchée ;
- ❖ Désinfection du réseau ;

- ❖ Protection contre l'entartrage qui est un dépôt de calcaire à l'intérieur des canalisations ;
- ❖ Protection contre la corrosion qui résulte la destruction des conduites par perforation causé par des réactions chimiques et électrochimiques ;
- ❖ Protection externe (traitement du milieu, revêtement) ;
- ❖ Protection cathodique ;
- ❖ Protection interne.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, il est conseillé d'être confiée à un personnel hautement qualifié.

Conclusion

Le choix des pompe a été effectué avec le logiciel CAPRARI pour les trois stations de pompage, nous avons opté huit pompes multicellulaires de type PM125/3C.

Pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons opté pour des réservoirs d'air comme organe de protection au niveau des ces stations. Le dimensionnement de ces derniers a été effectué par la méthode de Peuch et Meunier.

On clôturé le chapitre avec quelques recommandations concernant la pose et protection des conduites.

L'étude d'approvisionnement en eau potable des communes côtières de Tizirt, Iflissen, Yakouren, Ait Chafaa Mizrana (wilaya de Tizi Ouzou) et de la commune d'Afir (wilaya de Boumerdes), est effectuée à l'horizon 2051 pour une population qui s'élève à 143 577 habitants. Les besoins en eau de cette population à l'horizon d'étude s'élève à 48 537 m³/j. Ce débit sera acheminé à partir de la station de dessalement de Tamda- Ougmoun, implantée dans commune de Tizirt.

Le dimensionnement des réservoirs a été effectué par la méthode analytique en fonction du régime d'alimentation et de distribution propre à la région. Pour obtenir les capacités optimums de ces réservoir une macro en Visual Basic est élaborée pour simuler les différents scénarii d'alimentations par refoulement. Les résultats ont permis de projeter des réservoirs et de maintenir ceux existants. Soient :

- Réservoirs TamdaOugmoun de capacité 10 000 m³, projeté ;
- Réservoir IghilNathDjennad de capacité 5000 m³, projeté et interconnecté à un réservoir de capacité 3000 m³ existant ;
- Réservoir Telta de capacité 2000 m³, projeté et interconnecté à un réservoir de capacité 5000m³ existant ;
- Réservoir AgouniGagheran de capacité 1500 m³, existant ;
- Réservoir Azrou de capacité 300 m³, projeté et interconnecté à un réservoir existant de capacité 2500 m³.
- Enfin, Trois bâches (SP1, SP2 et SP3) de capacité 5000 m³ chacune.

L'étude d'adduction est effectuée à l'horizon 30 (ans). Les pertes de charges sont évaluées par la méthode de Hazen Williams en considérant un coefficient de 95. Les résultats ont conduit à :

- une conduite gravitaire en acier de DN 700 alimentant la station SP1 ;
- et quatre conduites refoulement en acier de DN 800 alimentant respectivement RV- Tamda-Ougmoun, SP2, SP3 et RV-IND (IghilNathDjennad).

Pour les pressions nominales, celle-ci varient entre PN 16 et PN40, en fonction des profils en long des conduites.

Le choix des pompes a été effectué avec le logiciel CAPRARI, pour les trois stations SP1, SP2, et SP3. Pour chaque station, nous avons opté pour huit pompes multicellulaires de type PM 125/3C qui refoulent un débit de 562 l/s pour les hauteurs manométriques

respectives 237 m, 232.05 m, 233.09 m, 217.84 m et un rendement supérieur à 70%. Il est prévu également 4 pompes de secours de même caractéristiques. Le résultat de calcul de NSPH a montré qu'il n'y a pas de risque de cavitation ($NSPH_d > NSPH_r$).

Pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier pouvant être induit par l'arrêt brusque des pompes, nous avons opté pour des réservoirs d'air comme organe de protection au niveau des stations de pompage SP1, SP2 et SP3, pour absorber l'onde du bélier. Le dimensionnement de ces réservoirs d'air est effectué par la méthode de Peuch et Menier. Les résultats ont conduit à trois réservoirs d'air de volume 620 litres, 1660 litres, 640 litres, 4728 litres respectivement et trois diamètre de diaphragme ; à savoir 89.27 mm, 89.5 mm, 89.63 mm, 91.12 mm.

Enfin, pour la pose de ces conduites, nous nous sommes contentées de quelques recommandations. Toutefois, il serait intéressant de déterminer, à partir des levés topographiques, la profondeur de pose des conduites en utilisant le logiciel Covadis. Ces profondeurs doivent être ajustées entre 0.80m et 1.5m à partir du terrain naturel. Il y a lieu également de prévoir des ventouses au niveau des crêtes et des vidanges au niveau du creux.

Algérienne des eaux (ADE), Etude d'avant-projet détaillé de l'alimentation en eau potable des communes côtières de Tizi-Ouzou à partir de la station de dessalement de Cap Djinet.

Algérienne des eaux (ADE), Mémoire technique nouvelle variante d'AEP à partir de la SDEM TamdaOuguemoun, 2011

Bonin j., Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

Ait Moussa Mourad et Ait Izemsaid, Etude du coup de bélier dans une conduite en refoulement, mémoire de master, département génie civil, UMMTO, 2020.

Moussa M., Polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur deTunis, 2002.

Dupont A., Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

HefsiNacira, Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable du versant ouest de la commune de Maatkas, Mémoire de Master, Département génie civil, UMMTO, 2018.

Lamine Hanane et Makoudi Naima, Contribution au renforcement d'un réseau d'alimentation en eau potable des villages de la commune de Feraoun Wilaya de Bejaia à partir du barrage Téchi-Haf, Mémoire de Master, Département génie civil, UMMTO, 2017.

Morel Michel A., Exercices de mécanique des fluides, Tome2 turbomachine-constructions graphique phénomènes transitoires, Edition Eyrolles, 1994.

MedjebarFazia et Achour samir, Analyse mecano-fiabiliste d'un reseau d'alimentation en eau potable de la ville d'EL-Meneaa, mémoire de master, département génie civil, UMMTO, 2016.

Thèse Bouslimie, 2004 Université de TiziOuzou.

Takabecht Tahar et Adja AdelhakimMazigh, Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Falli.

Webo-graphie

<https://fr-fr.topographic-map.com/maps/6tbt/Tizi-Ouzou/>

<https://www.infoclimat.fr/observations-meteo/temps-reel/tizi-ouzou/60395.html?graphiques>

https://pdfprof.com/google_getprof2_pdf.php?id=49195&t=26&title=wilaya-de-tizi-ouzou-pdf

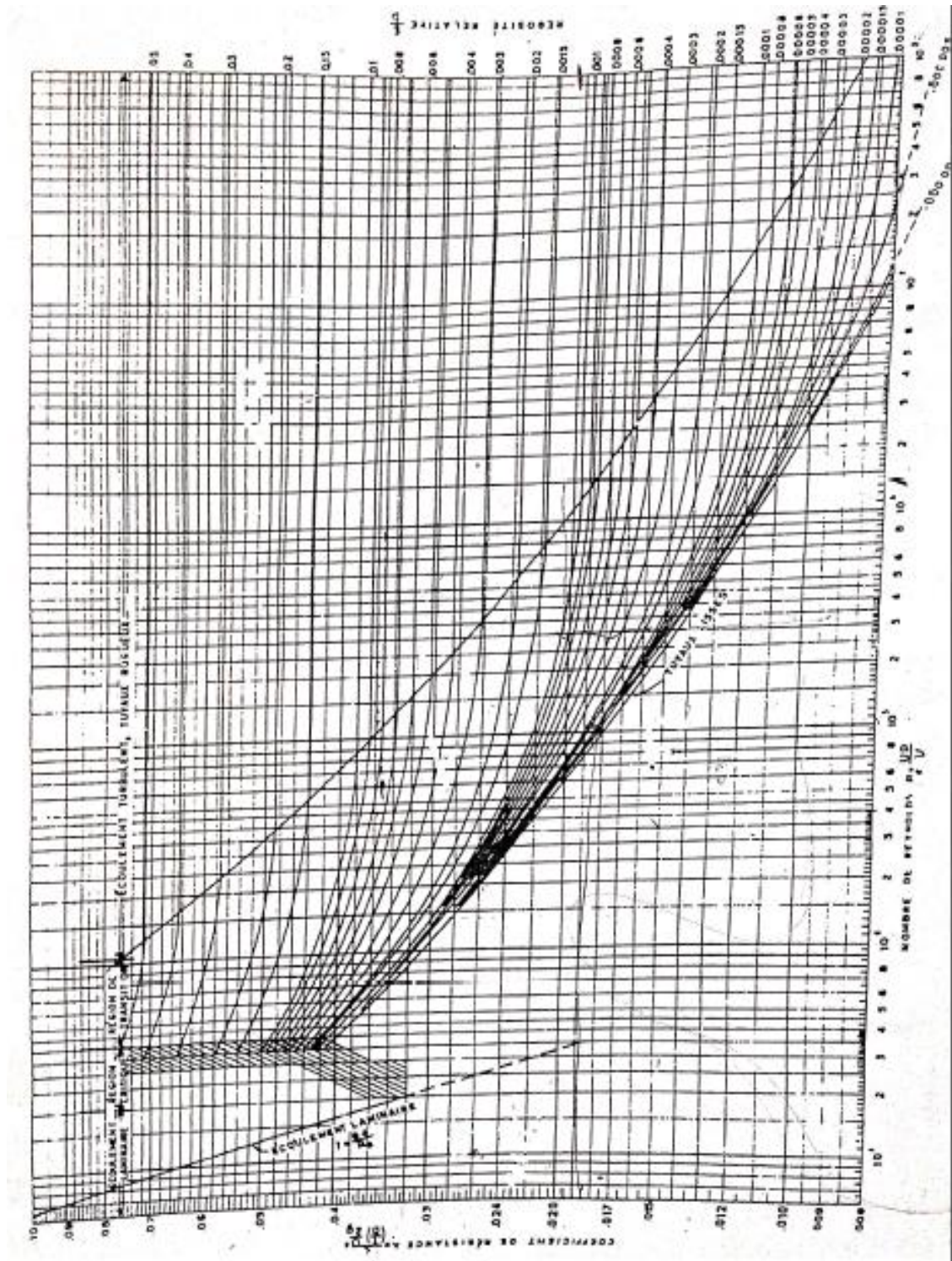
Annexe 1

Variation de la consommation horaire en fonction de $K_{\max,j}$

[illegible]

Annexe2

Diagramme de Moody



Annexe 6

Abaque du Dubin et Géneau

