

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Construction Hydraulique et
Aménagement



THEME :

***ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES HUIT
CENTRES DE LA COMMUNE D'EL ACH A PARTIR DU
FORAGE D'EL MEDJEZ***

Proposer par :
DHW de BORDJ BOU ARRERIDJ

Présenté par :
Mr : AIT OUFELLA HOCINE
Mr : BEN MESSAOUD CHERIF
Mr : KANANE MOHAMED

Encadré par : Mr KHATTAOUI.M

PROMOTION 2013/2014

Remerciements

Nous tenons à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

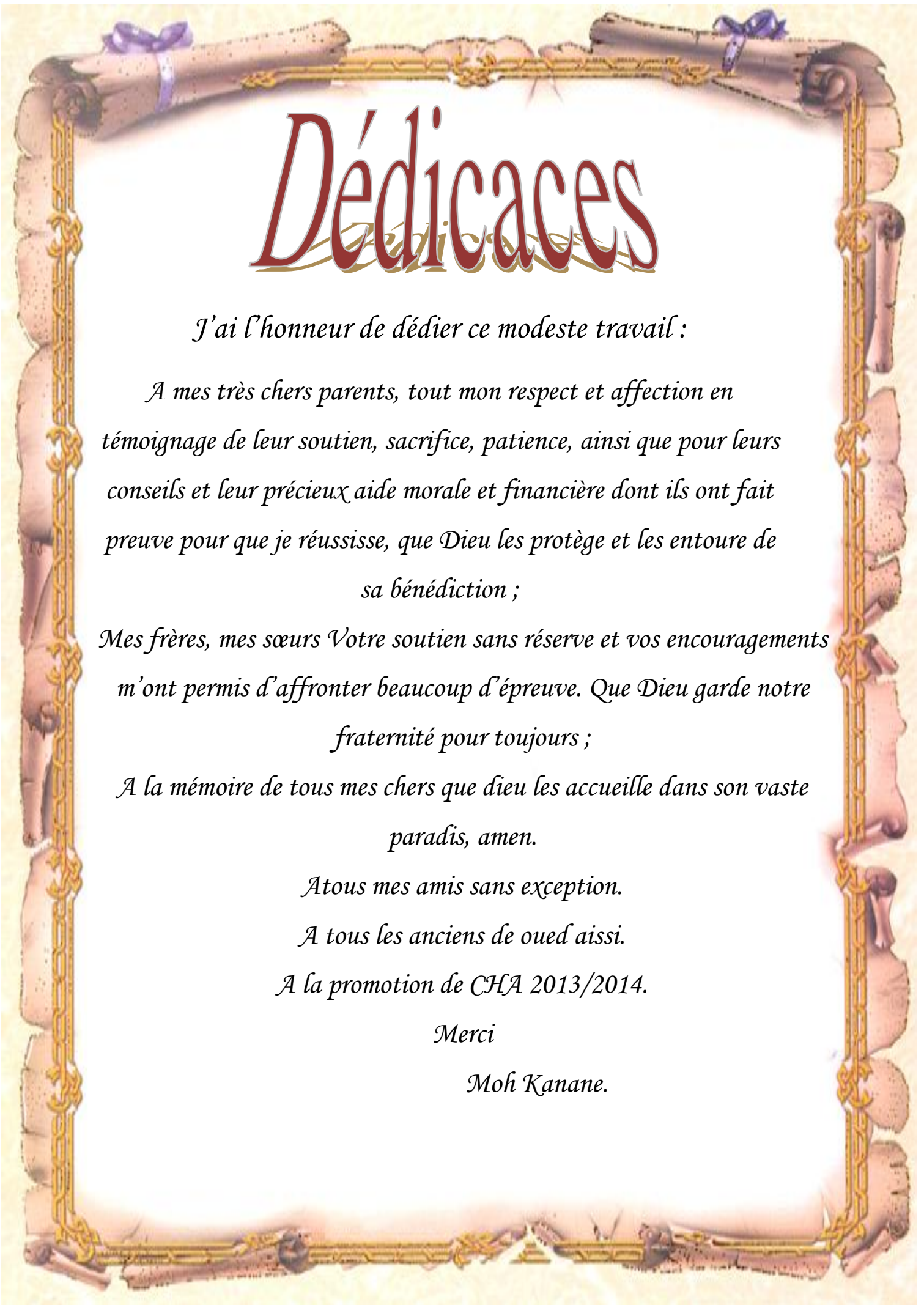
Au terme de ce modeste travail nous tenons à adresser notre plus sincères et vifs remerciements et gratitude à notre promoteur M^r KHATTAOUI.M pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Nous tenons également à exprimer nos profondes gratitudes et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Toute notre gratitude est adressée à tout le personnel de la DHW de BBA, en particulier Mme DJAHNIT Dounia et M^r KSORI.RACHID. Sans oublier Mme AIT BACHIR S pour sa gentillesse, ces encouragements et ces conseils prestigieux.

Que tous ceux qui ont contribué à notre formation, particulièrement le corps enseignant du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Notre plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercions tous chaleureusement.



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères, mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de tous mes chers que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A tous mes amis sans exception.

A tous les anciens de oued aissi.

A la promotion de CHA 2013/2014.

Merci

Moh Kanane.



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mon frère et sa petite famille ,mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de tous mes chers que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous mes amis sans exception.

A tous les anciens de oued aissi.

A la promotion de CHA 2013/2014.

Merci

Hocine.



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères, ma sœur et sa famille Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de tous mes chers que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous mes amis sans exception.

A tous les anciens de oued aissi et Hasnaoua.

A la promotion de CHA 2013/2014.

Merci

Cherif.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, ressource limitée mais indispensable à la vie et aux activités humaines, agricoles, industrielles et domestiques (alimentation en eau potable), ainsi qu'au fonctionnement des écosystèmes terrestres. Sans eau, la Terre ne serait qu'un astre mort, et aucune vie humaine, biologique, ou animale, n'existerait. Avant le raccordement à l'eau potable et l'existence des conduites d'AEP, l'homme était contraint de chercher l'eau là où elle se trouvait. Aujourd'hui, on se fatigue moins pour boire ou se laver. Elle est si présente qu'on ne se rend pas compte de sa rareté, encore moins de la sécheresse qui guette l'humanité. Pourtant, tant de guerres ont décimé des populations à cause de l'eau.

La commune d'el ach est la zone à alimenter qui fait l'objet de notre étude qui comporte huit centres dont : el merdja , boumeriouane, tihammamine, brahmia, ouled ahmed, ouled hama, el messrah et touama. Sa population est estimée à 10263 à long terme (2044).

L'évaluation des différents besoins en eau indique qu'à long terme, un débit de 28,223l/s sera nécessaire afin de répondre à la demande de la population. Les forages existants ne peuvent répondre à la demande, d'où la nécessité de recourir au transfert à partir du forage d'el medjez dont le débit d'exploitation est de 35l/s, car un déficit de 331,546m³ en 2044 est à signaler.

Notre présent travail s'inscrit dans l'ordre de contribuer à l'alimentation et à la réhabilitation de cette chaîne, il s'étalera sur huit chapitres :

- ✓ I Présentation de la région d'étude ;
- ✓ II Estimation des différents besoins de la population ;
- ✓ III ressource en eau ;
- ✓ IV Adduction ;
- ✓ V Les réservoirs ;
- ✓ VI Pose et protection des conduites ;
- ✓ VII Etude et choix des pompes ;
- ✓ VIII Protection des conduites contre le coup de bélier ;
- ✓ IX Conclusion générale ;

I.1. INTRODUCTION :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux , par exemple : le choix des engins à utilisée, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Les huit centres de la commune d'EL ACH objet de l'étude sont situés au sud ouest du chef lieu de la daïra d'EL HAMMADIA à droite de la route national N° 45 reliant la ville de Bordj Bou Arreridj à la ville de M'SILA.

Elle figure sur la carte d'état major BORDJ GHDIR (NI-XXII-2 OUEST) échelle 1/50.000.

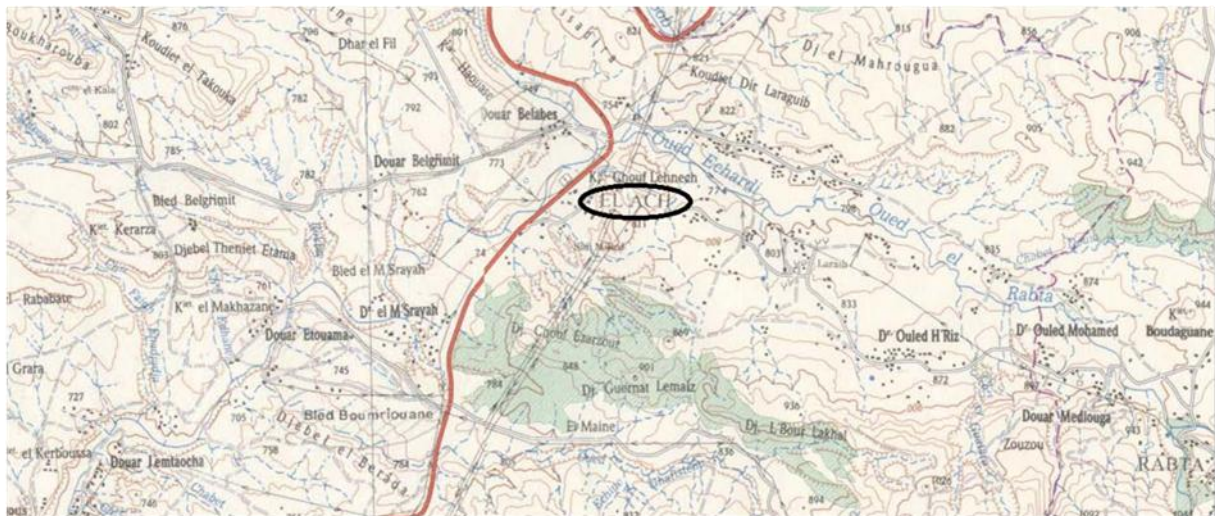


Figure I.1.situation géographique de la commune d'el ach

I.3. SITUATION PHYSIQUE :

La commune d'EL ACH fait partie du domaine du tel oriental Algérien, qui est une montagne typiquement méditerranéenne. Elle l'est effectivement par sa position et son climat, par son relief et sa structure.

La région offre un paysage à relief très accidenté caractérisé par un système de montagne allongée, très complexe entaillés de profondes vallées constituant donc 70 % de sa superficie globale. La plupart de ces montagnes sont localisées au Sud Ouest de la commune.

I.4.CONDITIONS CLIMATIQUES

Les conditions climatiques de la région d'étude sont prédéterminées par la situation géographique de cette zone par la nature de circulation de l'air et par le relief environnant. Les conditions climatiques se forment sous l'influence des masses de l'air provenant de la méditerranée ou le climat est plus doux et plus humide.

I.4.1 TEMPERATURE DE L'AIR

Le régime des températures dans la zone d'étude est caractérisé par l'été sec et l'hiver relativement froid.

- La température la plus basse est enregistrée au mois de Janvier est de - 3 °C
- La température la plus élevée est enregistrée au mois d'Août est de 37.4°C

I.4.2 REGIME DES VENTS

Dans le territoire étudié, les vents prédominants sont de direction nord-ouest et nord. Du mois d'octobre jusqu'au mois de février inclus les vents prédominants sont ceux d'ouest (des directions sud-ouest jusqu'à nord-ouest) sont froids et humides en hiver. De mars à avril les vents prédominant sont ceux du nord et du nord-ouest, leurs fraîcheurs adoucissent le climat d'été dans la région.

I.4.3 HUMIDITE DE L'AIR

Le mois le plus sec de l'année est juillet avec une humidité relative moyenne de l'air de 48%, les mois les plus humides sont décembre et janvier dont l'humidité relative varie dans les limites de 78 à 79%.

I.4.4 PRECIPITATIONS ATMOSPHERIQUES

Les précipitations minimales sont observées au mois de juillet, celles maximales sont au mois de décembre. La chute de neige est observée depuis novembre à avril. Le plus souvent, la neige est observée au mois de février ; le nombre de jours d'enneigement maximum est au mois de janvier.

I.5. HYDROGRAPHIE

Comme la commune d'EL ACH est très riche en eaux superficielles et est montagneuse, elle est drainée par un réseau hydrographique très dense constitué par de nombreux oueds plus ou moins permanent.

I.6 PROBLEMATIQUE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :

Les centres de la commune, connaissent actuellement divers problèmes relatifs à son alimentation en eau potable, qui touchent directement la vie quotidienne du citoyen et qui se résument essentiellement en :

L'insuffisance des ressources actuelles à satisfaire la demande de la population actuelle et future d'une part et l'extension du tissu urbain d'autre part.

I.7 OBJECTIFS DE L'ETUDE :

Cette étude a pour objet le renforcement et l'amélioration des huit centres (TIHAMAMINE, BRAHMIA, OULD AHMED, OULED HAMA, ETOUAMA, BOUMRIOUANE, EL MESSRAH, MERDJA) en eau potable à partir du forage d'EL MEDJAZ avec un débit d'exploitation de 35 l/s

I.8. OBJECTIFS DE LA PRESENTE PHASE :

La présente phase (Etude préliminaire) de notre mission a pour objet d'exposer les dispositions de principe nécessaires pour palier aux insuffisances constatées dans l'alimentation en eau potable à l'état actuel, et définir les données de base afin d'apporter les modifications aux installations en place, et des éventuelles propositions de renforcement.

Elle constitue de ce fait une première étape pour l'étude préliminaire qui repose essentiellement sur l'analyse et le diagnostic de l'ensemble du réseau d'alimentation en eau potable existant, soit :

- Par collecte des données
- Par reconnaissance du site
- L'étude et l'actualisation du schéma du réseau existant.
- L'analyse de l'ensemble des équipements et procédés utilisés au cours de chacune des différentes étapes d'alimentation en eau des huit centres

I.9.CONCLUSION :

Dans ce qu'on vient de citer, nous avons défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant la géographie, la topographie, la géologie, la climatologie, des données qui servent de bases pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable des huit centres de la commune d'EL ACH.

II.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre, on va étudier les ressources en eau dans les environs de la commune d'EL ACH et ce, pour bien situer tous les ouvrages hydrauliques existants au niveau de la commune, et obtenir les informations complémentaires concernant les caractéristiques des forages, leurs modes de fonctionnement et leurs états actuels et d'identifier les caractéristiques du réseau d'adduction et les ouvrages hydrauliques à savoir :

- A. Des ouvrages de génie civil existants (réservoirs, forages).
- B. De la tuyauterie.

II.2. SITUATION ACTUELLE DES RESSOURCES EN EAUX

Les forages constituent les principaux ouvrages de mobilisation des eaux souterraines de la commune d'EL ACH. Ils sont destinés essentiellement à l'alimentation en eau potable des différents centres de la dite commune. Le forage le plus important est situé à DOUAR EL MEDJEZ d'une profondeur de 180 m avec débit d'exploitation de 35 l/s qui sera apprêté à alimenter en eau souterraine les huit centres. D'après la DHW de BBA, l'eau des forages est de bonne qualité.

Les caractéristiques des forages alimentant actuellement les huit centres sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II.2.1 : caractéristique des forages

N° du forage	Nom des forages	Débit d'exploitation
Forage n° 1	Tihamamine Brahmia	Non opérationnel Non opérationnel
Forage n° 2	Ouled ahmed El merdja	0.5 l/s
Forage n° 3	Ouled hama	2 l/s
Forage n° 4	El messrah Sidi belabass El ach	6 l/s
Forage n° 5	Boumriouane Touama	8 l/s

II.3.DESCRPTION SOMMAIRE DU RESEAU D'AEP EXISTANT

Pour combler le déficit en eau potable accusé pour ces centres, les autorités locales ont jugé utiles de lancer une étude globale d'alimentation en eau potable à partir du forage d'EL MEDJEZ avec un débit de 35 l/s.

L'eau alimentant actuellement les huit centres provient des différents forages existants de faibles débits.

Les réseaux de distribution des huit centres sont de types ramifiés.

Les diamètres des conduites varient entre 32mm et 125mm, composées de différents types des matériaux (acier galvanisé, PVC et PEHD...) avec un état jugé bon en générales et couvrant le noyau central de l'agglomération. Avec un taux de raccordement atteignant les 80 %.

La distribution se fait à partir des réservoirs de stockage existants.

L'organisme gestionnaire est la commune d'EL ACH (service technique).

Tableau II.3.1. Description de réseau existant

Centres	Diamètres mm	Nature la conduite	Type de réseau	Etat du réseau
TOUAMA	32 – 40 - 63 et 90	P V C	Ramifié	Bon
BOUMEROUANE				
MESRAH	32 – 40 - 50 63 – 90 – 110	P V C		
TIHAMAMINE	40 – 63 – 90 et 125	P E H D		Bon et non Opérationnel
BRAHMIA				
OULED AHMED	40 - 50 - 63 - 75 et 90	P V C		Bon
MERDJA				
OULED HAMA	40 - 50	Acier galvanisé		

II.4 EXAMEN DU RESEAU DE DISTRIBUTION EXISTANT :**II.4.1. CONCEPTION :**

Après l'enquête sur site des techniciens de la DHW de BBA et ceux de la subdivision de l'hydraulique d'EL HAMMADIA la consultation des plans de masse des réseaux existant, les constatations suivantes ont été faites :

Dans l'ensemble, le réseau de distribution est bien structuré et dans un bon état.

La majorité des robinets –Vannes existants sont fonctionnels et leurs regards sont en bon état. L'inexistence des poteaux d'incendie.

Par ailleurs, la quasi-totalité des branchements domestiques ont été faits par les habitants eux-mêmes. De plus, nous avons relevé des problèmes d'ordre piézométrique au niveau des étages supérieurs c'est-à-dire l'eau n'atteint pas le niveau qu'il faut pour satisfaire tout les besoins.

II.4.2. FONCTIONNEMENT :

Tel qu'il est exploité actuellement, le réseau de distribution existant paraît mal équilibré du fait :

De l'inexistence d'un programme de distribution basé sur une régulation du débit de mobilisation.

De l'absence d'un zoning en fonction de la topographie.

Qu'une minorité des robinets vannes nécessaires à l'exploitation du réseau sont inexistantes, enterrés ou pratiquement hors d'usage

En conséquence, nous avons enregistré la non desserte d'une bonne partie des habitations.

En conclusion, nous pouvons dire, qu'en l'état actuel des choses, il y a pratiquement environ le ¼ des centres qui sont alimentés.

II.4.3. PRODUCTION :

Selon les données reçues de la subdivision de l'hydraulique de la daïra d'EL HAMMADIA, la production actuelle de l'eau est assurée par des pompes d'environ six heures par jour à partir des forages à faible débits.

II.5. OUVRAGES DE STOCKAGE EXISTANTS :

Les huit centres de la commune objet de notre étude disposent de trois réservoirs semi enterrés, un réservoir de 100m³ implanté sur les hauteurs du centre de TIHAMAMINE non fonctionnelle destiné normalement à alimenter en eau les centres de TIHAMAMINE et BRAHMIA, un réservoir de 100m³ à OULED AHMED assurant l'alimentation en eau des centres d'OULED AHMED et d'EL MERDJA et un réservoir de 200m³ dominant le centre

d'OULED HAMA alimentant actuellement celui-ci en eau potable. La capacité totale de stockage des trois réservoirs cités ci-dessous est de (400m³).

Les centres de BOUMEROUANE, TOUAMA et MESRAH sont alimentés en eau potable à partir du réservoir de 300m³ d'EL ACH.

Tableau N° II.5.1 : Ouvrages de stockage des huit centres de la commune d'EL ACH.

N _{bres} de réservoirs	Capacité des réservoirs	Observation
02	100	Semi enterré
01	200	
01	300	

II.5.2. ETAT DES OUVRAGES DE STOCKAGE EXISTANTS :

La visite sur les sites d'étude des services de la DHW de BBA a permis de constater ce qui suit :

- Le béton et les équipements des ouvrages de stockage existants (réservoirs) sont en bon et moyen états.
- L'absence d'entretien des équipements des vannes de distribution, d'arrivée et de vidange.
- L'absence de surveillance de ces équipements.

II.6. CARACTERISTIQUE DU FORAGE :

C'est Le forage existant d'ELMEDJEZ non exploité qui alimentera les huit centres en eau potable avec un débit d'exploitation de 35 l/s, ses caractéristiques sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6.1. Caractéristiques du forage

Nom du forage	Débit d'exploitation (l/s)	Profondeur du niveau (m)		Profondeur (m)	équipements	Observation
		Statique	Dynamique			
El medjez	35	16	39	180	Néant	Bon état

II.7. CONCLUSION :

Il apparait que les ressources mobilisées actuellement pour alimenter en eau potable les huit centres de la commune d'EL ACH avec des faibles débits, sont insuffisantes pour satisfaire tous les besoins de cette région, autrement dit, la production est très faible par rapport aux besoins de la population.

A cet effet, une nouvelle chaîne d'adduction sera projetée à partir du forage d'EL MEDJEZ dont le débit d'exploitation est de 35l/s d'une manière à assurer une alimentation en eau potable et satisfaire la population.

III.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va évaluer les besoins en eau de la commune d'el ach. On note que ces besoins sont liés au niveau de vie, aux normes d'hygiène et au développement démographique.

L'aspect quantitatif des besoins en eau potable nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires pour l'alimentation de toute la commune, ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements et d'adductions

III.2. ORIENTATION SPATIALE ET PERSPECTIVE SOCIO-ECONOMIQUE :

Les centres (tihammaimine, brahmia, ouled ahmed, ouled hama, touama, boumriouane, el messrah, el merdja) sont des zones éparses parmi les pôles urbains de la commune d'el ach de la daïra d'el hammadia wilaya de bordj bou arerridj, c'est pourquoi qu'il a été élaboré un plan d'urbanisme pour dresser un bilan de la situation actuelle et ainsi prévoir des solutions futures aux problèmes rencontrés, (habitat et structures urbaines...).

D'après les données fournies par la commune d'el ach et la daïra d'el hammadia; les habitations sont de type individuelle.

Dans cette situation l'intervention à partir du PDAU se limite en des plans d'occupations des sols qui couvrent une grande partie du chef lieu de la commune.

III.3. DEMOGRAPHIE

Partant du fait que le mode de vie des habitants des huit centres est pratiquement dominé par un certain sédentarisme et que le type de construction est quasi identique, d'autre part nous avons donc admis certaines hypothèses tout en se basant sur les données de l'enquête menée par le bureau d'étude auprès des services de l'apc d'el ach et en tablant l'échelonnement du processus d'aménagement hydraulique sur le court, moyen et long terme.

Celles-ci sont présentées ci après :

Afin d'assurer une certaine concordance avec les projections prévues par le POS notre étude démographique se basera sur le taux d'accroissement de la population pris égale à 2%.

Le nombre d'habitant des centres est de 5057habitants en 2008 d'après la référence de l'apc d'el ach.

Le style de vie demeure encore dominé par les anciennes valeurs et traditions.

Aux différents horizons projetés, on devrait assister à une amélioration des conditions de vie des habitants.

III.4 .L'EVOLUTION DE LA POPULATION

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

$$P_f = P_0 (1 + t)^n$$

Avec

P_f : Population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population (recensement 2008) ;

t: Taux d'accroissement de la population $t = 2 \%$;

n : Nombre d'années projetées.

Tableau III.4.1 : population des huit centres de la commune d'EL ACH
(recensement officiel pour l'année 2008).

Centre	Nombre d'habitants
TOUAMA	375
BOUMEROUANE	382
TIHAMMAMINE	1214
OULED AHMED	1197
OULED HAMA	949
BRAHMIA	400
MESSRAH	413
MERDJA	100
TOTAL	5057

Tableau N°III.4.2: Evolution de la population des huit centres de la commune d'EL ACH en différents horizons

Centre	Référence	Moyen terme	Long terme
Horizon	2014	2034	2044
TOUAMA	423	628	765
BOUMEROUANE	430	639	779
TIHAMMAMINE	1368	2032	2477
OULED AHMED	1348	2003	2442
OULED HAMA	1069	1588	1936
BRAHMIA	451	670	816
MESSRAH	466	692	844
MERDJA	113	168	204
TOTAL	5668	8420	10263

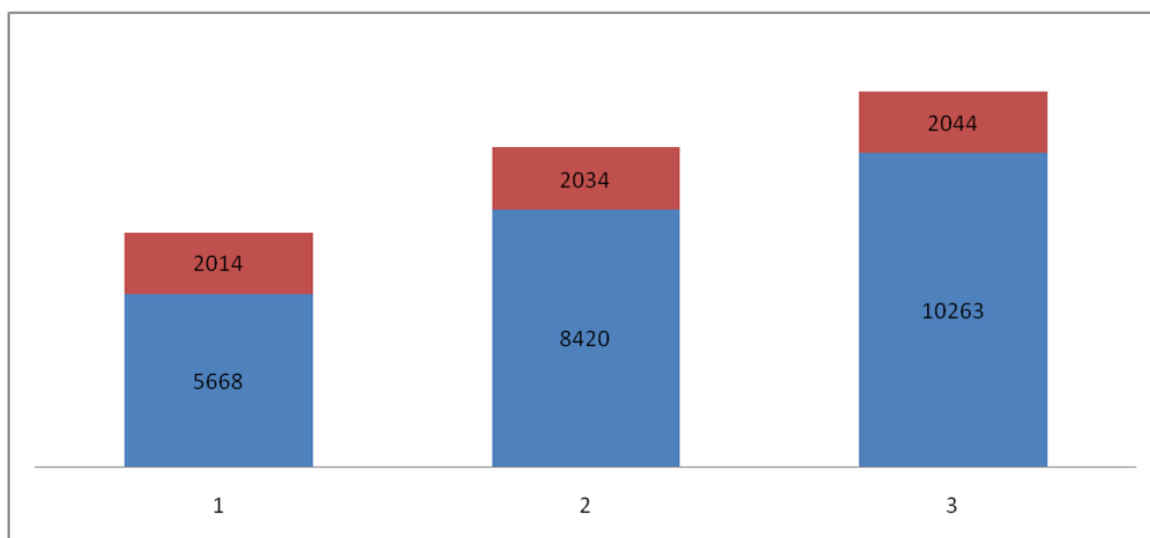


Figure III.1. Evolution de la population des huit centres de la commune d'El Ach pour différents horizons

III.5. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE :

III.5.1 BESOINS DOMESTIQUES :

Comme aux horizons projetés nous devrons assister à une amélioration des conditions de vie. Nous adopterons les normes de dotation unitaire journalière suivante : 150 l/j/habitant pour les horizons actuels, court, moyen et long terme.

Les besoins domestiques se calculent ainsi :

$$Q_d = D \times N/1000$$

Avec :

Q_d : besoins domestiques (m^3/j)

D : Dotation (Pour notre cas D = 150 l/j.hab)

N : Nombre d'habitants

Les résultats des calculs des besoins domestiques de la population future sont regroupés dans les Tableaux ci-après

Tableau III.5.1.1 : Besoins domestiques (centre TOUAMA)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m^3/J)	Débit (l/s)
2014	423	150	63,45	0,734
2034	628	150	94,2	1,090
2044	765	150	114,75	1, 125

Tableau III.5.1.2 : Besoins domestiques (centre BOUMEROUANE)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m^3/J)	Débit (l/s)
2014	430	150	64,5	0,746
2034	639	150	95,85	1, 375
2044	779	150	116,85	1,352

Tableau III.5.1.3 : Besoins domestiques (centre TIHAMMAMINE)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m^3/J)	Débit (l/s)
2014	1368	150	205,2	2,375
2034	2032	150	304,8	3,527
2044	2477	150	371,55	4,3

Tableau III.5.1.4 : Besoins domestiques (centre d'OULED AHMED)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m^3/J)	Débit (l/s)
2014	1348	150	202,2	2,340
2034	2003	150	300,45	3,477
2044	2442	150	366,3	4,239

Tableau III.5.1.5 : Besoins domestiques (centre d'OULED HAMA)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2014	1069	150	160,35	1,855
2034	1588	150	238,2	2,756
2044	1936	150	290,4	3,361

Tableau III.5.1.6 : Besoins domestiques (centre de BRAHMIA)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2014	451	150	67,65	0,782
2034	670	150	100,5	1,163
2044	816	150	122,4	1,416

Tableau III.5.1.7 : Besoins domestiques (centre d'EL MESSRAH)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2014	466	150	69,9	0,809
2034	692	150	103,8	1,201
2044	844	150	126,6	1,4652

Tableau III.5.1.8 : Besoins domestiques (centre d'EL MERDJA)

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2014	113	150	16,95	0,196
2034	168	150	25,2	0,291
2044	204	150	30,6	0,354

Tableau III.5.1.9 : Besoins domestiques des huit centres de la commune d'EL ACH

Années	Population	Dotation (l/J/hab.)	Consommation (m ³ /J)	Débit (l/s)
2014	5668	150	850,2	9,840
2034	8420	150	1263	14,618
2044	10263	150	1539,45	17,817

III.5.2. BESOINS DES EQUIPEMENTS :

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

Les besoins publics et des équipements représentent un taux variant de 10% à 25% des besoins domestiques selon le degré d'urbanisation, et d'après la subdivision de l'hydraulique d'el hammadia, les besoins des équipements représentent environ 10% des besoins domestiques.

Le débit journalier des équipements est :

$$Q_{eq} = Q_d \times K_{eq}$$

Avec :

Q_d : Débit domestique (m^3/j)

K_{eq} : Coefficient de majoration variant de 10 à 25 % dans notre cas on prendra 10 %.

Tableau III.5.2.1 : Variation des besoins des équipements (centre de TOUAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	$K_{eq}\%$	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$
2014	423	10	63,45	6,345
2034	628	10	94,2	9,42
2044	765	10	114,75	11,475

Tableau III.5.2.2 : Variation des besoins des équipements (centre de BOUMEROUANE) pour différents horizons

Horizons	Populations	$K_{eq}\%$	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$
2014	430	10	64,5	6,45
2034	639	10	95,85	9,585
2044	779	10	116,85	11,685

Tableau III.5.2.3 : Variation des besoins des équipements (centre de TIHAMMAMINE) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	1368	10	205,2	20,52
2034	2032	10	304,8	30,48
2044	2477	10	371,55	37,155

Tableau III.5.2.4 : Variation des besoins des équipements (centre d'OULED AHMED) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	1348	10	202,2	20,22
2034	2003	10	300,45	30,045
2044	2442	10	366,3	36,63

Tableau III.5.2.5 : Variation des besoins des équipements (centre d'OULED HAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	1069	10	160,35	16,035
2034	1588	10	238,2	23,82
2044	1936	10	290,4	29,04

Tableau III.5.2.6 : Variation des besoins des équipements (centre de BRAHMIA) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	451	10	67,65	6,765
2034	670	10	100,5	10,05
2044	816	10	122,4	12,24

Tableau III.5.2.7 : Variation des besoins des équipements (centre d'EL MESSRAH) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	466	10	69,9	6,99
2034	692	10	103,8	10,38
2044	844	10	126,6	12,66

Tableau III.5.2.8 : Variation des besoins des équipements (centre d'EL MERDJA) pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	113	10	16,95	1,695
2034	168	10	25,2	2,52
2044	204	10	30,6	3,06

Tableau III.5.2.9 : Variation des besoins des équipements des huit centres de la commune d'EL ACH pour différents horizons

Horizons	Populations	K _{eq} %	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)
2014	5668	10	850,2	85,02
2034	8420	10	1263	126,3
2044	10263	10	1539,45	153,945

III.5.3 DEBIT MOYEN JOURNALIER

Le débit total de consommation moyenne journalière est :

$$Q_{\text{moyj}} = Q_d + Q_{\text{eq}}$$

Tableau III.5.3.1 : Variation des débits moyens journaliers (centre de TOUAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2014	423	63,45	6,345	69,795
2034	628	94,2	9,42	103,62
2044	765	114,75	11,475	126,225

Tableau III.5.3.2 : Variation des débits moyens journaliers (centre de BOUMEROUANE) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	430	64,5	6,45	70,95
2034	639	95,85	9,585	105,435
2044	779	116,85	11,685	128,535

Tableau III.5.3.3 : Variation des débits moyens journaliers (centre de TIHAMMAMINE) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	1368	205,2	20,52	225,72
2034	2032	304,8	30,48	335,28
2044	2477	371,55	37,155	408,705

Tableau III.5.3.4 : Variation des débits moyens journaliers (centre d'OULED AHMED) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	1348	202,2	20,22	222,42
2034	2003	300,45	30,045	330,495
2044	2442	366,3	36,63	402,93

Tableau III.5.3.5 : Variation des débits moyens journaliers (centre d'OULED HAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	1069	160,35	16,035	176,385
2034	1588	238,2	23,82	262,02
2044	1936	290,4	29,04	319,44

Tableau III.5.3.6 : Variation des débits moyens journaliers (centre de BRAHMIA) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	451	67,65	6,765	74,415
2034	670	100,5	10,05	110,55
2044	816	122,4	12,24	134,64

Tableau III.5.3.7 : Variation des débits moyens journaliers (centre d'EL MESSRAH) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	466	69,9	6,99	76,89
2034	692	103,8	10,38	114,18
2044	844	126,6	12,66	139,26

Tableau III.5.3.8 : Variation des débits moyens journaliers (centre d'EL MERDJA) pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	113	16,95	1,695	18,645
2034	168	25,2	2,52	27,72
2044	204	30,6	3,06	33,66

Tableau III.5.3.9 : Variation des débits moyens journaliers des huit centres de la commune d'EL ACH pour différents horizons

Horizons	Populations	$Q_d(m^3/j)$	$Q_{eq}(m^3/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2014	5668	850,2	85,02	935,22
2034	8420	1263	126,3	1388,64
2044	10263	1539,45	153,945	1693,395

III.5.4 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

Même construit avec soins correctement entretenu, le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche.

Les pertes inévitables d'eau sont dues :

Aux robinets non ou mal fermés ;

Principalement aux fuites des canalisations d'adduction ou de distribution

Enterrées, ou des canalisations intérieures des immeubles.

Selon le service technique de la subdivision de l'hydraulique d'EL HAMMADIA, le taux des fuites à long terme sera pris égal à 20%.

Tableau III.5.4.1 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre de TOUAMA) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2014	423	83,754
2034	628	124,344
2044	765	151,47

Tableau III.5.4.2 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre de BOUMEROUANE) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2014	430	85,14
2034	639	126,522
2044	779	154,242

Tableau III.5.4.3 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre TIHEMMAMINE) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2014	1368	270,864
2034	2032	402,336
2044	2477	490,446

Tableau III.5.4.4 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre OULED AHMED) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2014	1348	266,904
2034	2003	396,594
2044	2442	483,516

Tableau III.5.4.5 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre OULED HAMA) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2014	1069	211,662
2034	1588	314,424
2044	1936	383,328

Tableau III.5.4.6 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre de BRAHMIA) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2014	451	89,298
2034	670	132,66
2044	816	161,568

Tableau III.5.4.7 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre EL MESSRAH) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2014	466	92,268
2034	692	137,016
2044	844	167,112

Tableau III.5.4.8 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes (centre EL MERDJA) pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2014	113	22,374
2034	168	33,264
2044	204	40,392

Tableau III.5.4.9 : Variation des débits moyens journaliers en tenant compte des pertes des huit centres de la commune d'EL ACH pour différents horizons

Horizons	Population (hab)	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2014	5668	1122,26
2034	8420	1666,37
2044	10263	2032,074

III.5.5 DEBIT MINIMAL JOURNALIER :

Il représente le débit du jour le plus faible de l'année, en tenant compte d'une éventuelle sous-consommation moyenne journalière. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} \cdot K_{\min j}$$

Avec

$Q_{\min j}$: Débit minimal journalier (m^3/j) ;

Q_{moyj} : Débit moyen journalier, (m^3/j) ;

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité journalière, il varie entre 0,7 et 0,9.

Pour nos calculs nous avons retenu $K_{\min j} = 0,8$.

Tableau III.5.5.1 : Variation des débits minimaux journaliers (centre de TOUAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	$Q_{\min j}$
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	423	0,8	83,754	67,0032
2034	628	0,8	124,344	99,4752
2044	765	0,8	151,47	121,176

Tableau III.5.5.2 : Variation des débits minimaux journaliers (centre de BOUMEROUANE) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	$Q_{\min j}$
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	430	0,8	85,14	68,112
2034	639	0,8	126,522	101,218
2044	779	0,8	154,242	123,394

Tableau III.5.5.3 : Variation des débits minimaux journaliers
(centre de TIHAMMAMINE) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	1368	0,8	270,864	216,691
2034	2032	0,8	402,336	321,869
2044	2477	0,8	490,446	392,357

Tableau III.5.5.4 : Variation des débits minimaux journaliers (centre d'OULED
AHMED) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	1348	0,8	266,904	213,523
2034	2003	0,8	396,594	317,275
2044	2442	0,8	483,516	386,813

Tableau III.5.5.5 : Variation des débits minimaux journaliers (centre d'OULED
HAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	1069	0,8	211,662	169,33
2034	1588	0,8	314,424	251,539
2044	1936	0,8	383,328	306,662

Tableau III.5.5.6 : Variation des débits minimaux journaliers (centre de BRAHMIA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	451	0,8	89,298	71,4384
2034	670	0,8	132,66	106,128
2044	816	0,8	161,568	129,254

Tableau III.5.5.7 : Variation des débits minimaux journaliers (centre d'EL MESSRAH) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	466	0,8	92,268	73,8144
2034	692	0,8	137,016	109,613
2044	844	0,8	167,112	133,69

Tableau III.5.5.8 : Variation des débits minimaux journaliers (centre d'EL MERDJA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{minj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	113	0,8	22,374	17,8992
2034	168	0,8	33,264	26,6112
2044	204	0,8	40,392	32,3136

Tableau III.5.5.9 : Variation des débits minimaux journaliers des huit centres de la commune d'EL ACH pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	Q_{minj}
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	5668	0,8	1122,26	897,808
2034	8420	0,8	1666,37	1333,1
2044	10263	0,8	2031,08	1625,66

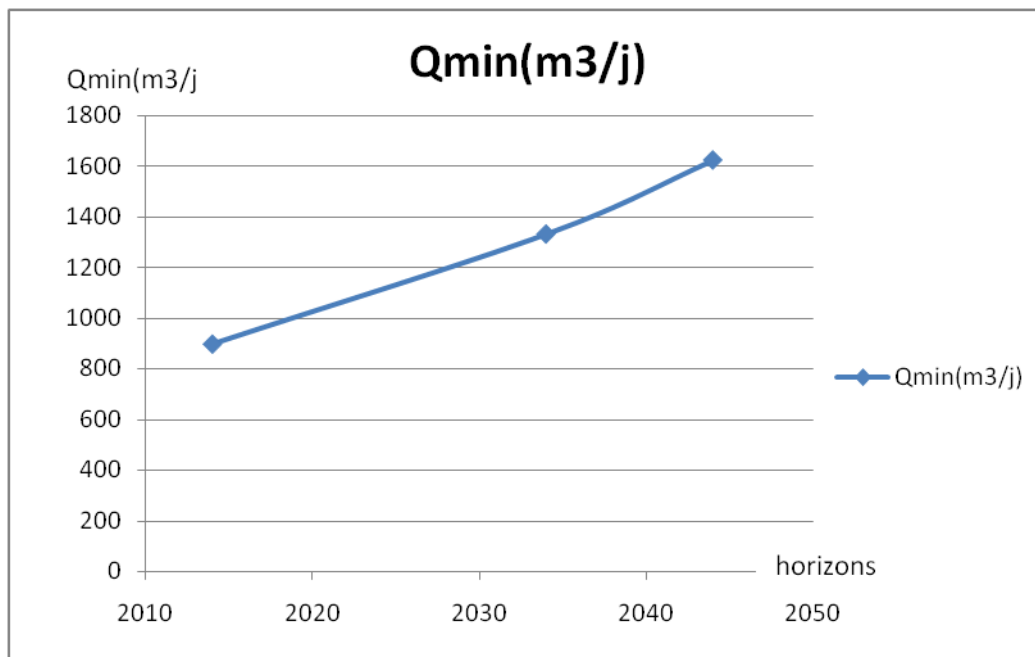


Figure.III.2.variation des débits minimaux journaliers de la commune EL ACH

III.5.6 DEBIT MAXIMUM JOURNALIER :

Il représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%.on tient compte de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau.

il est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \cdot K_{maxj}$$

Où

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier, (m^3/j) ;

K_{max} : Coefficient d'irrégularité journalière, il varie entre 1,1 et 1,3.

Pour nos calculs nous avons retenu $K_{\max j} = 1,2$.

Tableau III.5.6.1 : Variation des débits maximaux journaliers (centre de TOUAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	Q_{maxj}
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	423	1,2	83,754	100,505
2034	628	1,2	124,344	149,213
2044	765	1,2	151,47	181,764

Tableau III.5.6.2 : Variation des débits maximaux journaliers (centre de BOUMEROUANE) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	Q_{maxj}
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	430	1,2	85,14	102,168
2034	639	1,2	126,522	151,826
2044	779	1,2	154,242	185,09

Tableau III.5.6.3 : Variation des débits maximaux journaliers (centre de TIHAMMAMINE) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q_{moyj}	Q_{maxj}
			(m^3/j)	(m^3/j)
2014	1368	1,2	270,864	325,037
2034	2032	1,2	402,336	482,803
2044	2477	1,2	490,446	588,535

Tableau III.5.6.4 : Variation des débits maximaux journaliers (centre d'OULED AHMED) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	1348	1,2	266,904	320,285
2034	2003	1,2	396,594	475,913
2044	2442	1,2	483,516	580,219

Tableau III.5.6.5 : Variation des débits maximaux journaliers (centre d'OULED HAMA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	1069	1,2	211,662	253,994
2034	1588	1,2	314,424	377,309
2044	1936	1,2	383,328	459,994

Tableau III.5.6.6 : Variation des débits maximaux journaliers (centre de BRAHMIA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	451	1,2	89,298	107,158
2034	670	1,2	132,66	159,192
2044	816	1,2	161,568	193,882

Tableau III.5.6.7 : Variation des débits maximaux journaliers (centre d'EL MESSRAH) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	466	1,2	92,268	110,722
2034	692	1,2	137,016	164,419
2044	844	1,2	167,112	200,534

Tableau III.5.6.8 : Variation des débits maximaux journalier (centre d'EL MERDJA) pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	113	1,2	22,374	26,8488
2034	168	1,2	33,264	39,9168
2044	204	1,2	40,392	48,4704

Tableau III.5.6.9 : Variation des débits maximaux journaliers des huit centres de la commune d'EL ACH pour différents horizons

Horizons	Populations	Coefficient d'irrégularité	Q _{moyj}	Q _{maxj}
			(m ³ /j)	(m ³ /j)
2014	5668	1,2	1121,26	1345,51
2034	8420	1,2	1666,37	1999,64
2044	10263	1,2	2031,08	2438,49

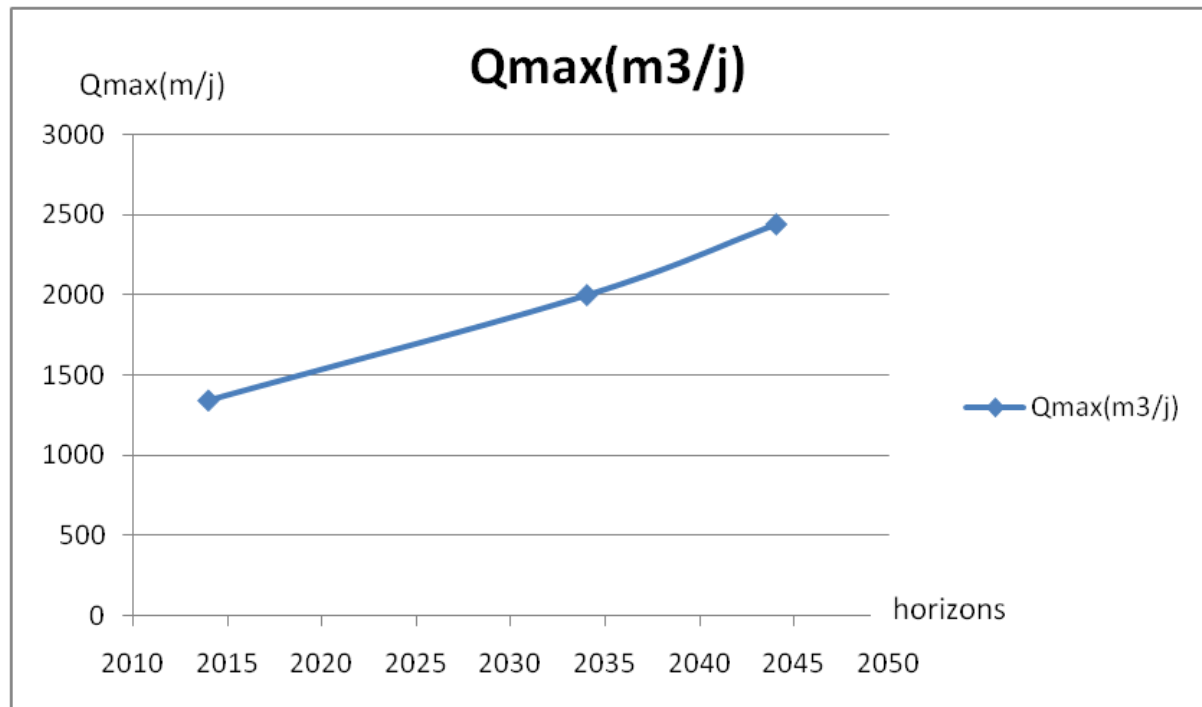


Figure.III.3.variation des débits maximaux journaliers de la commune
EL ACH

III.5.7 CALCUL DES GAINS :

Le gain en eau potable est la différence entre la production (débit d'exploitation du forage d'EL MEDJEZ) de différentes sources alimentant la et le débit maximum journalier tel que :

$$D = Q_{\text{exp}} - Q_{\text{maxj}}$$

Avec :

D : Déficit (m³/j) ;

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m³/j).

Q_{exp} : Débit d'exploitation de 35 l/s ou 2592 m³/j.

Tableau III.5.7.1 : Gains en eau potable des huit de la commune d'EL ACH pour différents horizons (dotation 150 l/j/hab)

Horizon	Pop (hab)	Q_{maxj}	Q_{exp}	Gain (m³/j)	Gain
		(m³/j)	(m³/j)		(l /s)
2014	5668	1345,51	2592	1246,49	14,426
2034	8420	1999,64	2592	592,36	6,856
2044	10263	2438,49	2592	153,512	1,776

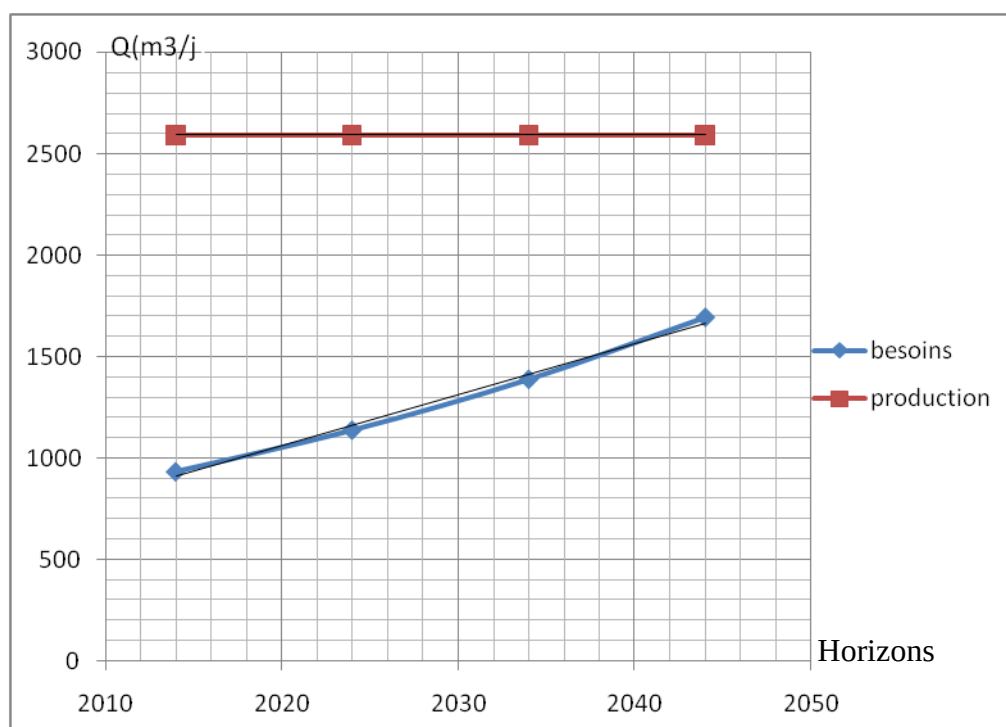


Figure III.4. Evaluation de la production en fonction des besoins

III.6. CAPACITE DE STOCKAGE EXISTANTE :

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

Généralement la capacité théorique de réservoir est proche de 30% de la consommation maximale journalière total.

Dans notre cas, les huit centres de la commune d'el ach dispose de trois réservoirs dont la capacité totale de stockage est de 400m³.

Le tableau ci-dessous représente la progression de la demande en eau des huit centres en comparaison avec la capacité des réservoirs.

Tableau III.6.1 : Bilan de stockage des huit centres de la commune d'EL ACH

Années	Capacité disponible (m ³)	Besoins maximums (m ³ /j)	Capacité théorique des besoins (30%) (m ³)	Gain/déficit (m ³)
2014	400	1345.51	403.653	-3.653
2034	400	1999.64	599.892	-199.892
2044	400	2438.488	731.546	-331.546

A titre comparatif entre les besoins futurs (2438.488m^3) et la capacité des réservoirs est de (400m^3) ; Nous pouvons constatés un Déficit de (331.546m^3) à l'horizon 2044.

Conclusion N°01

La projection d'un nouveau réservoir de stockage sur les hauteurs de Timmamine s'avère nécessaire pour satisfaire les besoins des huit centres de la commune d'EL ACH. Le centre de Tihammanine dispose d'un réservoir existant de 100m^3 qui assure actuellement l'alimentation en eau des centres de Tihammanine et Brahmia.

Le tableau ci-dessous représente la progression de la demande en eau des centres de TIHAMMANINE et BRAHMIA en comparaison avec la capacité du réservoir existant.

Tableau III.5.2 : Bilan de stockage des centres de TIHAMMANINE et BRAHMIA

Années	Capacité disponible (m^3)	Besoins maximums (m^3/j)	Capacité théorique des besoins (30%) (m^3)	Gain/déficit (m^3)
2014	100	432.195	129.658	-29.658
2034	100	641.995	192.598	-92.598
2044	100	782.417	234.725	-134.725

A titre comparatif entre les besoins futurs (782.417m^3) et la capacité du réservoir existant est de (100m^3) ; Nous pouvons constatés un Déficit de (134.725m^3) à l'horizon 2044.

Conclusion N°02

Pour combler le déficit en eau des centres de Timmamine et Brahmia l'alimentation sera assuré à partir du réservoir projeté sur les hauteurs de Timmamine destiné pour les huit centres.

Le centre d'Ouled Ahmed dispose d'un réservoir existant de 100m^3 qui assure actuellement l'alimentation en eau potable des centres d'Ouled Ahmed et El Merdja.

Le tableau ci-après représente la progression de la demande en eau des centres d'Ouled Ahmed et El Merdja en comparaison avec la capacité du réservoir existant.

Tableau III.6.3 : Bilan de stockage des centres d'Ouled Ahmed et d'El Merdja

Années	Capacité disponible (m ³)	Besoins maximums (m ³ /j)	Capacité théorique des besoins (30%) (m ³)	Gain/déficit (m ³)
2014	100	346.533	103.959	-3.959
2034	100	515.829	154.748	-54.748
2044	100	628.689	188.606	-88.606

A titre comparatif entre les besoins futurs (628.689m³) et la capacité du réservoir existant est de (100m³) ; Nous pouvons constater un Déficit de (88.606 m³) à l'horizon 2044.

Les centres d'El Messrah, Boumerouane et Touamma seront alimentés en eau à partir d'un réservoir qui sera projeté à OULED Ahmed.

Le tableau suivant représente la progression de la demande en eau des centres d'El Messrah, Boumerouane et Touamma en comparaison avec la capacité de stockage disponible qui est nul.

Tableau III.6.4 : Bilan de stockage des centres d'El Messrah, Boumerouane et Touamma

Années	Capacité disponible (m ³)	Besoins maximums (m ³ /j)	Capacité théorique des besoins (30%) (m ³)	Gain/déficit (m ³)
2014	00	312.89	93.867	-93.867
2034	00	465.458	139.637	-139.637
2044	00	567.388	170.216	-170.216

A titre comparatif entre les besoins futurs (567.388m³) et la capacité disponible qui est nul ; nous pouvons constater un Déficit de (170.216 m³) à l'horizon 2044.

Conclusion N°03

La projection d'un nouveau réservoir de stockage sur les hauteurs d'Ouled Ahmed s'avère nécessaire pour satisfaire les besoins en eau des centres d'El El Merdja, Messrah, Boumerouane et Touamma.

Le centre d'Ouled Ahmed sera alimenté indépendamment à partir du réservoir existant de 100m³.

Le centre d'OULED HAMA dispose d'un réservoir existant de 200m³ qui assure actuellement l'alimentation en eau pour l'ensemble du centre.

Le tableau ci-après représente la progression de la demande en eau du centre d'OULED HAMA en comparaison avec la capacité du réservoir existant.

Tableau III.6.5 : Bilan de stockage du centre d'Ouled Hama

années	Capacité disponible (m ³)	Besoins maximums (m ³ /j)	Capacité théorique des besoins (30%) (m ³)	Gain/déficit (m ³)
2014	200	253.994	76.198	123.802
2034	200	377.309	113.192	86.808
2044	200	459.994	137.998	62.002

A titre comparatif entre les besoins futurs (459.994m³) et la capacité du réservoir existant est de (200m³) ; Nous pouvons constatés un gain de (62.002 m³) à l'horizon 2044.

Conclusion N°04

Le centre d'Ouled Hama sera alimenté en eau à partir du réservoir existant 200m³.

III.7.RECAPITULATIF DES RESULTAS SUR LES HUIT CENTRES :

Les résultats des calculs des besoins en eau sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Centre de TOUAMA

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	habitants	765
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	114.75
		l/s	1.328
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	11.475
		l/s	0.133
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	126.225
		l/s	1.46
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	151.47
		l/s	1.753
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	121.176
		l/s	1.402
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	181.764
		l/s	2.103

Centre de BOUMEROUANE

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	779
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	116.85
		l/s	1.352
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	11.685
		l/s	0.135
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	128.535
		l/s	1.487
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	154.242
		l/s	1.785
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	123.394
		l/s	1.428
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	185.09
		l/s	2.142

Centre de TIHAMMAMINE

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	2477
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	371.55
		l/s	4.3
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	37.155
		l/s	0.43
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	408.705
		l/s	4.73
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	490.446
		l/s	5.676
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	392.357
		l/s	4.541
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	588.535
		l/s	6.811

Centre d'OULED AHMED

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	2442
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	366.3
		l/s	4.239
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	36.63
		l/s	0.423
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	402.93
		l/s	4.663
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	483.516
		l/s	5.596
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	386.813
		l/s	4.477
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	580.219
		l/s	6.715

Centre d'OULED HAMA

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	1936
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	290.4
		l/s	3.361
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	29.04
		l/s	0.336
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	319.44
		l/s	3.697
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	383.328
		l/s	4.436
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	306.662
		l/s	3.549
8	Débit maximal journalier (Q _{maj})	m ³ /j	459.994
		l/s	5.324

Centre de BRAHMIA

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	816
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	122.4
		l/s	1.416
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	12.24
		l/s	0.142
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	134.64
		l/s	1.558
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	161.568
		l/s	1.87
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	129.254
		l/s	1.495
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	193.882
		l/s	2.244

Centre d'EL MESSRAH

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	844
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	126.6
		l/s	1.465
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	12.66
		l/s	0.146
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	139.26
		l/s	1.611
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	167.112
		l/s	1.934
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	133.69
		l/s	1.547
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	200.534
		l/s	2.32

Centre d'EL MERDJA

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	204
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	30.6
		l/s	0.354
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	3.06
		l/s	0.035
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	33.66
		l/s	0.389
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m ³ /j	40.392
		l/s	0.467
7	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	32.313
		l/s	0.373
8	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	48.47
		l/s	0.56

Les huit centres de la commune d'El ACH

N°	Dénomination	Unité	Horizon de calcul 2044
1	Population	Habitants	10263
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m^3/j	1539.45
		l/s	17.817
4	Besoins des équipements 10%	m^3/j	153.945
		l/s	1.781
5	Débit moyen journalier (Q_{moyj})	m^3/j	1693.395
		l/s	19.599
6	Débit moyen journalier en tenant compte des pertes	m^3/j	2032.074
		l/s	23.519
7	Débit minimal journalier (Q_{minj})	m^3/j	1625.659
		l/s	18.815
8	Débit maximal journalier (Q_{maxj})	m^3/j	2438.488
		l/s	28.223

III.8. Conclusion

Les besoins maximaux en eau sont de $2438.488 m^3/j$ ($28.223 l/s$) pour l'horizon 2044. Nous utiliserons ce débit maximal pour le dimensionnement de la nouvelle chaîne d'adduction à partir du forage d'EL MEDJEZ.

INTRODUCTION

L'adduction est l'ensemble des installations qui assure le transport de l'eau entre le point de captage (barrage, forage, source...) et le point de stockage. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

IV.1. Types d'adduction

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle de réservoir de desserte de l'agglomération.

IV.1.2. Adduction par refoulement

Le point de captage dans une adduction par refoulement se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir dont les eaux sont relevées au moyen d'une station de pompage.

IV.1.3. Adduction mixte

Lorsqu' un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que l'eau, dans un deuxième temps, se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de l'agglomération, situé au niveau plus bas.

IV.2. Adduction et type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre

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

IV.2.2. Ecoulement en charge

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

IV.3. Choix du tracé

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques, et topographiques qui se résument comme suivant :

- Dans le but économique du projet, il est nécessaire de choisir le tracé le plus court possible ayant un profil en long régulier.
- Dans le but technique et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste...).
- Il faut éviter également les contres pentes susceptibles de créer des accumulations d'air aux points hauts des conduites qui sont plus aux moins difficiles à évacuer. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt d'alimentation inopinée pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- Eviter les pentes trop fortes, difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et afin de minimiser les pertes de charge.

IV .4 : Choix des matériaux de canalisation

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

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Il existe plusieurs types de tuyaux que l'on peut classer en fonction des matériaux avec lesquelles ils sont fabriqués :

- Métallique : fonte (grise ou ductile), acier ;
- A base de ciment : béton armé, amiante ciment ;
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (pvc), polyéthylène (PEHD, PEBD)

IV. 4. 1 : Tuyaux utilisés dans la chaîne d'AEP

A. Tuyaux en fonte

La fonte est le matériau le mieux adapté, semble-t-il, à l'établissement des conduites enterrées. Sa longévité est bien connue.

Les tuyaux fonte sont très robustes, mais en raison de leur fragilité, ils doivent être manutentionnés avec certaines précautions.

- ✓ Ces tuyaux présentent certains avantages tel que :
 - Résistance aux pressions élevées jusqu'à 50 bars pour les diamètres qui ne dépassent pas 600 mm de diamètre et 40 bars pour les diamètres supérieurs.
 - Bien adaptés aux conduites d'adduction ou aux conduites principales de distribution.
 - Longue durée de vie.
 - Souples.
 - Une longévité bien connue.
- ✓ Leurs inconvénients sont :
 - La sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
 - La fragilité et la corrosion.
 - La non disponibilité sur le marché.
 - Très robuste.
 - La nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides .Ces derniers sont réalisés au moyen de joints en plomb, de bague en caoutchouc ou de précautions spéciales

B. Les tuyaux en acier

L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est de l'acier doux, soudable.

Les tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sans soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages sur mandrin (jusqu'au diamètre de 400mm), soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre de 350 mm et au dessus) , soit encore à partir de bandes enroulées en hélice et soudées sur les bords à l'arc électrique (du diamètre de 150 jusqu'au diamètre de 600 mm).

- ✓ Les avantages des tuyaux en acier sont multiples :
 - Ils permettent une pose beaucoup plus simple : ils sont soudables et cintrés à la demande ce qui permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales ;
 - Le joint entre tuyauterie se fait par simple soudage des extrémités bout à bout ;
 - Peuvent supporter des pressions très importantes ;
 - Disponible sur le marché ;
 - Assure une bonne étanchéité ;
 - Plus léger que les tuyaux en fonte, dont l'économie de transport.
- ✓ Leurs inconvénients sont :
 - Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple)
 - Durée de vie courte 20 ans.

C. Tuyaux en plastiques (thermoplastique)

Après quelques appréhensions à l'occasion de la venue sur le marché de ce types de tuyaux, il faut reconnaître que maintenant ils jouissent d'une certaine faveur auprès des utilisateurs, tant en alimentation rurale, notamment pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont les mieux adoptés pour les conduites de distributions.

C.1 : Tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle)

C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C, sa longueur est de 4m à 6m, les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier – fonte).

C.2 : Tuyaux en polyéthylène (PE)

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

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



Figure IV.1. Les tuyaux en PEHD

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

- Facilité à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieurs aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau de branchement (pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie théorique 50 ans à 20°C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait par :

- Raccordements par accessoires à pression

Ces raccords sont soit en matière plastique ou métallique.

Le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord. Ce type de raccordement est conseillé pour les petits diamètres, 90 mm au maximum.

- Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité comparable entre eux (entre 0,2 et 1,3 g /10min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température 230°C pendant six minutes, les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outils chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues à pression 50 bars, une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 min.

Une bonne soudure bout à bout exécutée correctement reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir d'un diamètre 90 mm.

- Raccordement par accessoires électro – soudage (électro – fusion intégrée)

Les pièces de raccords électro – soudage sont menées de spires métalliques, la soudure de la pièce avec le tube est par la mise en tension des spires à l'aide d'un générateur électrique adapté. La qualité de la soudure est conditionnée par respect des procédures, préconisées par les fabricant qui sont les suivant :

- ✓ Grattage et nettoyage et dégraissage et positionnement des pièces à raccorder, là est appliqué aux bornes du raccord.
- ✓ Assemblage.

Raccords et tubes sont reliés définitivement en une seule pièce compacte et homogène

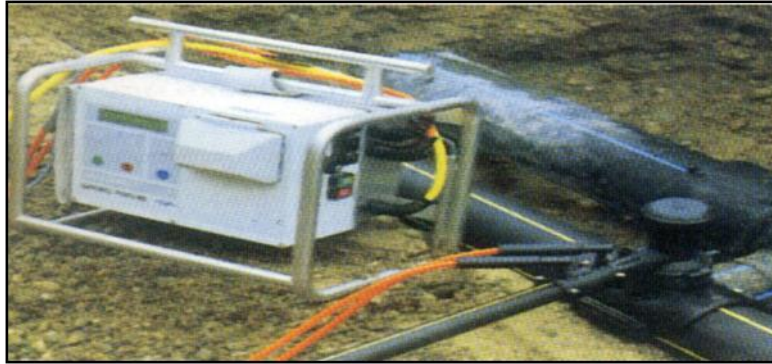


Figure IV.2 : Raccordement par accessoires électro-soudables

*Les tuyaux en PE présentent les avantages suivants :

- Elasticité et flexibilité qui leurs permettent d'absorber les affaissements terrains éventuels dus à des mouvements du sous sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- Montage facile et rapide ;
- Le système de raccordement et les caractéristiques des tubes en PEHD permettent une énorme économie en ressource humaine et temps de montage ;
- Légèreté, ils sont quatre fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Fiabilité au niveau de branchement, pas de fuites ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc)

IV.5 : Organes et accessoires des réseaux

Les réseaux d'adduction ou de distribution d'eau potable comportent des équipements permettant d'isoler des tronçons, de les vidanger, les régulateurs de pression et les clapets anti – retour.

IV.5.1 : Les différentes sorte de robinets (verticaux ou horizontaux)

a) Les robinets à boisseau ou à soupape (vannes du sectionnement)

En utilité d'isoler les branchements ou les appareils hydrauliques dont les diamètres nominaux ne dépassent pas généralement 40 mm.

a.1) Les robinets à boisseau : Comportent un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la clé.

a.2) Les robinets à soupape : Leurs obturations sont réalisées par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

b) Les robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillons :

- Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

- Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VI.3. robinet à vanne opercule



Figure .IV.4. robinet à vanne papillon

IV.5.2 : Ventouses

Pour évacuer l'air entraîné par l'eau qui s'accumule aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau, on dispose des ventouses à boule flottante. En absence d'air, la boule est plaquée à l'orifice par la pression d'eau. Elle descend si l'air est présent et permet ainsi à celui-ci de s'échapper. Ces appareils permettent aussi l'admission de l'air dans la conduite lors de sa vidange.

a) Ventouses manuelles

Elles sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

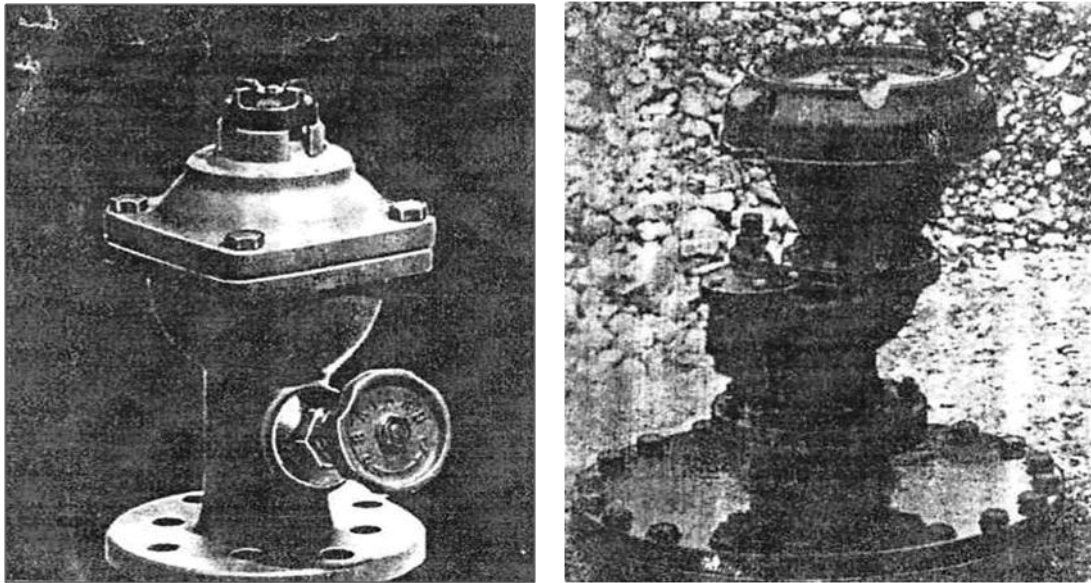


Figure IV.5 Ventouses manuelles

b) Ventouses automatiques

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 250 mm



Figure IV.6: ventouse triple fonction VAG DUOJET

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

IV.5.3 : Décharges

Les décharges servent à vidanger les conduites. Elles sont placées aux points bas et constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonné. Un robinet est installé sur le parcours de la décharge, le plus possible de la conduite.

IV.5.4 : Clapets de retenue

Leur fonction est d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe dans la station de pompage.

IV.5.5: Régulateurs de pression

On distingue :

a) Régulateurs aval

Ils ont le rôle d'assurer une pression constante et réglable quelles que soient les variations de la pression à l'amont de l'appareil et la demande de débit à l'aval. L'appareil se ferme quand la demande du débit est nulle.

b) Régulateurs amont

Ils assurent le maintien d'une pression constante et réglable à l'amont de l'appareil quelles que soient les variations de la pression et des débits à l'aval.

L'appareil reste fermé tant que la pression à l'amont n'atteint pas la pression fixée.

c) Régulateurs amont – aval

Ils ont le rôle d'assurer une pression en amont supérieure ou égale à une valeur minimum fixée et de délivrer une pression aval égal ou inférieur à une valeur maximum souhaitée.

L'appareil reste fermé lorsque le débit est nul et tant que la pression amont ne dépasse pas le maximum fixé.

IV.5.6 : Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percée en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles – ci.

IV.6. Etude technico-économique de l'adduction

IV.6.1. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement :

Le dimensionnement des conduites d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique, la conciliation des deux tendances suivantes nous permet de déterminer le diamètre économique des conduites de refoulement qui sont :

- les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.
- les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.6.1.1. Choix de la gamme de diamètre

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

- La formule générale :

$$D = K \cdot \sqrt{Q}$$

- La formule de BONNIN :

$$\text{Si } K = 1 \quad D = 1 \cdot \sqrt{Q}$$

- La formule de BRESSE :

$$\text{Si } K = 1,5 \quad D = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$$

Avec :

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit véhiculé en (m³/s).

Les deux formules nous donnent l'extrémité supérieure et inférieure du diamètre. On choisit alors les valeurs de diamètres normalisés aux alentours de ceux obtenus par les deux formules.

Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement :

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}.$$

IV.6.1.2. Evaluation des frais d'amortissement et frais d'exploitation

IV.6.1.2.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (F_a) correspondent au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A) :

$$F_a = P \times A$$

L'annuité est calculée d'après la formule suivante :

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,09$$

Donc :

$$F_a = P \times 0,09$$

Avec :

i : Taux d'annuité adopté égale à 8 % en Algérie ;

n : Nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans) ;

P : Prix de revient total de la conduite (DA) ;

A : Annuité d'amortissement donnée par la formule.

IV.6.1.2.2. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F_{ex}) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir de tête. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

$$F_{ex} = E \cdot e \text{ (DA)}$$

Avec :

F_{ex} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de SONALGAZ (e = 4,5 DA/KWh).

L'énergie consommée par la pompe dépend de la hauteur manométrique totale (Hmt) qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique (Hg) ;
- Les pertes de charge totales de la conduite (j_t).

a- Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.

$$Hg = (C_{TP} + 0,5) - (C_r + 0,2) \quad (\text{m})$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique en (m) ;

C_{TP} : Côte trop-plein du réservoir d'arrivée en (m NGA) ;

0,5 : Lane d'air en (m) ;

C_r : Côte radier du réservoir de départ ou de la station de reprise de départ ;

0,2 : Espacement entre le niveau de commande d'arrêt et de démarrage des groupes électropompe.

b. Calcul des pertes de charge

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes d'énergie, ces derniers se présentent sous forme des pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières.

b.1 : Pertes de charge linéaires (j_l)

Elles se produisent par le frottement de l'eau contre les parois des canalisations et par le frottement des molécules entre elles (pertes d'énergie hydraulique), et peuvent être calculées à l'aide de l'équation de *DARCY-WEISBACH* formulée comme suit :

$$j_l = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement ;

D : Diamètre intérieur du tuyau (m) ;

V_m : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

L : Longueur de la conduite en (m).

❖ Détermination de (λ)

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

1) Régime turbulent rugueux : λ est donné par la formule de *NIKURADZE* :

Où :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,14 - 2 \cdot \log \frac{\varepsilon}{D}$$

$$\lambda = [1,14 - 2 \cdot \log(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2}$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

2) Régime transitoire : λ est donné par la formule de COLEBROOK-WHITE.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7.D} + \frac{2,51}{Re.\sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau en (mm)

Re : Nombre de *REYNOLDS*.

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives.

En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de *NIKURADZE*. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de *COLEBROOK WHITE*, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux.

3) Régime laminaire : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de *POISEUILLE*.

- λ peut être déterminé par le diagramme de Moody (voir annexe A) en fonction de nombre de Reynolds (Re) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$.

$$\lambda = f(Re)$$

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

❖ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Re = \rho \frac{VD}{\mu}$$

$$Re = \frac{VD}{\gamma}$$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

γ : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} m²/s à une température de 20° C ;

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m³) ;

μ : Viscosité dynamique (Kg/m.s).

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

- $Re < 2100$ $\longrightarrow$ régime laminaire stable ;
- $2100 < Re < 4000$ $\longrightarrow$ régime transitoire ;
- $Re > 4000$ $\longrightarrow$ régime turbulent stable.

❖ La rugosité

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

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot t$$

Avec :

ε_0 : Rugosité à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/an) ;

t : Temps de service en année ($t = 30$ ans) ;

Pour l'acier on a : $\varepsilon = 10^{-3}$ m ;

Pour la fonte ductile : $\varepsilon = 0,03$ mm ;

Pour le PEHD :

- si $D \leq 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;
- si $D > 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.02$ mm ;

b.2 : Pertes de charge singulières (j_s)

Elles sont générées par les singularités tels que : les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes...etc. Ces pertes sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires, elles sont données par la formule suivante :

$$j_s = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

j_s : Perte de charge singulière en (m) ;

K : Coefficient de perte de charges singulières ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

b.3 : Les pertes de charge totales (j_t)

Les pertes de charge totales j_t le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$j_t = j_l + j_s$$

$$j_s = 0,15 j_l$$

$$j_t = 0,15 j_l + j_l$$

Donc

$$j_t = 1,15 j_l$$

$$J_t = 1.15 \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{Vm^2}{2g}$$

Avec :

j_t : Perte de charge totale (m) ;

j_l : Perte de charge linéaire en (m);

j_s : Perte de charge singulière en (m).

c. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$H_{mt} = H_g + j_t$$

Avec :

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

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

j_t : Perte de charge totale (m).

d. 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 :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{KW})$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3) ;

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

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

η : Rendement de la pompe compris entre 70% et 80% (dans notre cas on le prend égal à 75 %) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

e. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule suivante

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (\text{KWh /an})$$

Avec :

P : puissance de la pompe en (KW) ;

t : nombre d'heures de pompage par jour (h) (dans notre cas, $t = 18 \text{ h}$);

E : énergie totale dépensée par la pompe en (KWh/an).

On détermine finalement les frais d'exploitation qui sont le prix d'énergie :

$$F_{ex} = E \cdot e \quad (\text{DA})$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Energie (KWh/an) ;

e : Tarif de l'énergie appliqué par la SONALGAZ, ($e = 4,5 \text{ DA/KWh}$).

IV.6.1.3. Bilan des frais

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement.

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés. Il est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_{exp} + F_a$$

Avec :

F_t : frais totaux (DA) ;

F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

F_a : frais d'amortissement (DA).

IV.6.2. Etude de l'adduction gravitaire

L'adduction gravitaire se fait par conduites en charge et pour le calcul des diamètres de ces conduites, on fait intervenir quatre paramètres, à savoir :

- Le débit de l'écoulement Q (m³/s) ;
- La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite D (m) ;
- Les pertes de charge j (m).

IV.6.2.1. Calcul de la charge disponible (j_d)

$$j_d = (Z_1 + 0,2) - (Z_2 + 0,5) \quad (\text{m})$$

Avec :

j_d : La perte de charge disponible en (m) ;

Z_1 : Côte de départ (côte radier du réservoir ou de la station de pompage de départ) (m) ;

Z_2 : Côte trop plein du réservoir d'arrivée (m) ;

0,2 : La hauteur des dépôts dans le réservoir (m) ;

0,5 : La lame d'air (m).

IV.6.2.2. Choix de gamme des diamètres

La gamme des diamètres des conduites est déterminée en utilisant les formules de *BONNIN* et *BRESSE*.

$$D = K \times \sqrt{Q}$$

[Expression général].

$$D = 1 \times \sqrt{Q}$$

[k=1 : formule de BONNIN].

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q}$$

[k=1,5 : formule de BRESSE].

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit maximum à transiter (m³/s).

On choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le marché, dont les valeurs entourent celles des diamètres calculés.

On utilise l'abaque des pertes de charge de *COLEBROOK* et ayant le débit, on aura pour chaque diamètre une perte de charge et une vitesse correspondantes.

Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement:

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}.$$

IV.6.2.3. Calcul de la perte de charge

Pour calculer les pertes de charge et pour plus de commodité, il y a lieu d'utiliser l'abaque de calcul des pertes de charge dans des tuyaux d'adduction et de distribution en plastique (annexe IV). Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux.

Le procédé de lecture sur cet abaque est le suivant :

Pour un diamètre « D » et un débit « Q » donné. On trace une verticale qui passe par « Q » jusqu'au point d'intersection avec la droite « D » de ce point de jonction on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

IV.6.2.4. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + j_t) \quad (\text{m})$$

Avec :

P_r : Pression (m) ;

j_t : Perte de charge totale (m) ;

Z_1 : Côte de départ (m);

Z_2 : côte d'arrivée (m).

IV.6.2.5. Calcul de la pression statique du flotteur

Quand l'eau atteint le niveau trop plein dans le réservoir, son écoulement est stoppé par la pression statique du flotteur qui doit rester supérieure à la pression statique de l'eau dans le réservoir d'arrivée cette pression est calculée par la formule suivante :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2 \quad (\text{m})$$

Avec :

P_f : Pression statique du flotteur (m) ;

H : Hauteur du réservoir du départ (m).

IV.6.2.6. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.7. Etude du projet

IV.7.1. Calcul des conduites d'adduction par refoulement de la chaîne :

- Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant le Forage EL MEDJAZ vers la bache de station de reprise ST1
- $Q_{exp.} = 28.223 \text{ l/s}$ soit $0,028 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L = 51,5 \text{ m}$;
- Côte terrain naturel de Forages EL MEDJAZ : $C_{TN} = 651.91\text{m}$;
- Côte du trop plein de la bache: $CTP_b = 655.40\text{m}$;
- Niveau dynamique de forage : $ND = 612.91\text{m}$;
- Côte de calage de forage : $C_{CF} = C_{TN} - ND = 651.91 - 612.91 = 39\text{m}$;

✚ Calcul de la hauteur géométrique

$$H_g = (CTP_b + 0,5) - ND$$

$$H_g = (655,40 + 0,5) - 612,91 = 616,9 \text{ m.}$$

$$H_g = 42,99 \text{ m}$$

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$\text{Débit transféré} = Q_{\text{exp.}} \times 24 \div 20h$$

$$Q_{\text{TR}} = 0,028 \times 24 \div 20 = 0,0348 = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{TR}} = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0336} = 0,183 \text{ m} = 183 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0336} = 0,274 \text{ m} = 274 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200, 250, 300].

✚ Calcul de la Hauteur manométrique totale HMT

Tableau. IV.7.1.1. Calcul de la Hmt.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁴	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 × J _l (m)	H _g (m)	(Hmt) (m)
200	152	0,0336	1,85	/	/	/	/	42,99	/
250	202		1,05	0,99	2,12	0,047	0,77		43,76
300	252		0,68	0,79	1,71	0,045	0,25		43,24

Le diamètre 200 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

✚ Calcul des frais d'exploitation

Tableau .IV.7.1.2. Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(Da/KWH)	Fexp (Da)
250	19,231	140386,3	4,5	631738,35
300	19,003	138721,9	4,5	624248,550

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.1.3. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	7357	51,5	378885.5	0,09	34099,695
300	9245	51,5	476117,5	0,09	42850,57

✚ Calcul du bilan

Tableau .IV.7.1.4. Calcul du bilan.

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amorts(DA)	Bilan(DA)
250	631738.35	34099,695	665838,045
300	624248,550	42850,57	667099,12

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le forage el MEDJEZ et la station de reprise SR1 est le DN 250 mm avec une vitesse de 1,05 m/s dont le matériau utilisé est de PEHD a PN20.

- Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR1 à la station de reprise SR2
- $Q_{exp.} = 28.223 \text{ l/s}$ soit $0,028 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L = 1193 \text{ m}$;
- Côte de radier de ST1 : $CR1 = 652,40$
- Côte de trop plein de la bache de SR2 : $CTP_{B2} = 785,61 \text{ m}$;

✚ Calcul de la hauteur géométrique

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)$$

$$H_g = (785,61 + 0,5) - (652,40 + 0,2) = 133,51 \text{ m.}$$

$$H_g = 133.51 \text{ m}$$

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$\text{Débit transféré} = Q_{\text{exp.}} \times 24 \div 20h$$

$$Q_{\text{TR}} = 0,028 \times 24 \div 20 = 0,0348 = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{TR}} = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0336} = 0,183 \text{ m} = 183 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0336} = 0,274 \text{ m} = 274 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200, 250, 300].

✚ Calcul de la Hauteur manométrique totale Hmt

Tableau .IV.7.1.5. Calcul de la Hmt.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁴	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 × J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
200	152	0.0336	1,85	/	/	/	/	133,51	/
250	202		1,05	0,99	2,12	0,047	17,93		151,44
300	252		0,79	0,79	1,71	0,045	7,79		141,30

Le diamètre 200 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

✚ Calcul des frais d'exploitation

Tableau .IV.7.1.6. Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(Da/KWH)	Fexp (Da)
250	72,585	529870,5	4,5	2384417,27
300	64,719	472448,7	4,5	2126019,15

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.1.7. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	7357	1193	8776901	0,09	789921,09
300	9245	1193	11029285	0,09	992635,65

✚ Calcul du bilan

Tableau .IV.7.1.8. Calcul du bilan.

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amorts(DA)	Bilan(DA)
250	2384417,27	789921,09	3174338,36
300	2126019,15	992635,65	3118654,8

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant ST1et ST2 est le DN 250 mm avec une vitesse de 1,05 m/s dont le matériau utilisé est le PEHD à PN20.

- Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la ST2 vers la bache de reprise BR3 de la station de reprise SR3 :

- $Q_{exp.}=28,223 \text{ l/s}$ soit $0,028 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L= 4267\text{m}$;
- Côte du radier de la bache de la station 2 : $C_{R2}=782,61\text{m}$;
- Côte trop plein de la bache 3 : BR3 : $C_{TP}= 901,73 \text{ m}$;

✚ Calcul de la hauteur géométrique

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_{R2} + 0,2);$$

$$H_g = (901,73 + 0,5) - (782,61 + 0,2) = 119,42\text{m} ;$$

$$H_g = 119,42 \text{ m}$$

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$\text{Débit transféré} = Q_{exp.} \times 24 \div 20h$$

$$Q_{TR} = 0,028 \times 24 \div 20 = 0,0348 = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{TR} = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0336} = 0,183 \text{ m} = 183\text{mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0336} = 0,274 \text{ m} = 274 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200, 250, 300].

✚ Calcul de la Hauteur manométrique totale HMT

Tableau .IV.7.1.9. Calcul de la Hmt.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁴	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 ×J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
200	152	0.0336	1,85	/	/	/	/	119,42	/
250	202		1,05	0,99	2,12	0,047	64,15		183,57
300	252		0,79	0,79	1,71	0,045	27,87		147,29

Le diamètre 250 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

✚ Calcul des frais d'exploitation

Tableau .IV.7.1.10. Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(Da/KWH)	Fexp (Da)
250	86,86	634078	4,5	2853351
300	70,92	517716	4,5	2329722

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.1.11. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	7357	4267	31392319	0,09	2825308,71
300	9245	4267	39448415	0,09	3550357,35

 Calcul de bilan

Tableau .IV.7.1.12. Calcul du bilan.

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amorts(DA)	Bilan(DA)
250	2853351	2825308,71	5678659,71
300	2329722	3550357,35	5880079,35

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant les deux stations de reprises 2 et 3 est le DN 250 mm avec une vitesse de 1,05 m/s dont le matériau utilisé est le PEHD à PN20.

- Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la bache de reprise BR3 le réservoir de tête de 1500 m³ de TIHAMMAMINE
- Q_{exp.} = 28.223 l/s soit 0,028 m³/s ;
- La longueur de la conduite : L = 6756,71 m ;
- Côte radier de BR₃ : C_R = 898,73 m ;
- Côte du trop plein de réservoir de tête : C_{TP} = 997,44 m ;

 Calcul de la hauteur géométrique

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2) = (997,44 + 0,5) - (898,73 + 0,2) = 99,01 \text{ m}$$

$$H_g = 99,01 \text{ m}$$

 Calcul de la gamme de diamètre

$$\text{Débit transféré} = Q_{\text{exp.}} \times 24 \div 20h$$

$$Q_{TP} = 0,028 \times 24 \div 20 = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{TR} = 0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0336} = 0,183 \text{ m} = 183 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0336} = 0,274 \text{ m} = 274 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200, 250, 300]

✚ Calcul de la Hauteur manométrique totale Hmt

Tableau .IV.7.1.13. Calcul de la Hmt.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁴	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 ×J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
200	152	0.0336	1,85	/	/	/	/	99.01	/
250	202		1,05	0,99	2,12	0,047	100,59		199,6
300	252		0,79	0,79	1,71	0,045	44,13		143,14

Le diamètre 200 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

✚ Calcul des frais d'exploitation

Tableau .IV.7.1.14. Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e (Da/KWH)	F _{exp} (Da)
250	59,83	4326759	4,5	1965415,5
300	85,08	621119,6	4,5	2795038,2

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.1.15. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	7357	6756,71	49707115,46	0,09	4473820,39
300	9245	6756,71	62465783,95	0,09	5621920,55

✚ Calcul du bilan

Tableau .IV.7.1.16. Calcul du bilan.

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amorts(DA)	Bilan(DA)
250	1965415,5	4473820,39	6439235,89
300	2795038,2	5621920,55	8416958,75

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la bache de reprise BR3 de la SR3 et le réservoir de tête est le DN 250 mm dont le matériau utilisé est le PEHD à PN20, avec une vitesse de 1,05 m/s.

VI.7.2.Calcul des conduites gravitaire de la chaîne

➤ Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête de 1500m^3 avec les réservoirs de stockage de 100m^3 et 300m^3 alimentant TIHAMMAMINE et BRAHMIA situés sur les hauteurs de TIHAMMAMINE

- $Q_{\text{exp.}} = 28.223\text{l/s}$ soit $0,028\text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L = 19\text{ m}$;
- Côte de nœud 1: $C_{\text{TP1}} = 983.59\text{ m}$;
- Côte de radier de R1 : $C_{\text{R1}} = 992.44\text{ m}$.

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,028} = 0,173\text{ m} = 173\text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt[3]{Q} = 1,5\sqrt[3]{0,028} = 0,259\text{ m} = 259.5\text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200,250, 300]

✚ Calcul de la charge disponible H_d

Tableau .IV.7.2.1. Calcul de H_d .

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	(ϵ/D) 10^{-4}	(Re) 10^5	λ	$J_t =$ 1,15 $\times J_1(\text{m})$	C_p (m)	H_d (m)
200	152	0,028	1,65	/	/	/	/	/	/
250	202		0,93	0,99	2,12	0,047	0,27	992,17	8,08
300	252		0,6	0,79	1,71	0,045	0,09	992,35	8,26

Le diamètre 200 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5\text{ m/s} \leq V \leq 1,5\text{ m/s}$)

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.2.2. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	7357	19	139783	0,09	12580,47

Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête R1 au deux réservoirs de TIHAMMAINE est le DN 250 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, avec une vitesse de 0,93 m/s.

✚ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 992,44 - (979,59 + 0,27)$$

$$P_r = 12,58 \text{ m}$$

✚ Calcul de la pression statique du flotteur

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (992,44 + 4) - 979,59$$

$$P_f = 16,85 \text{ m}$$

➤ Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le noeud1 et le noeud2 en alimentant les réservoirs de ouled ahmed :

- $Q_{exp.} = 19,167 \text{ l/s}$ soit $0,019 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L = 11124 \text{ m}$;
- Côte noeud 1 : $C_{RN1} = 979,59 \text{ m}$;
- Côte noeud 2 : $C_{TPN2} = 915,75 \text{ m}$.

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,019} = 0,137 \text{ m} = 137 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,019} = 0,206 \text{ m} = 206 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [150, 200, 250]

✚ Calcul de la charge disponible H_d

Tableau .IV.7.2.3. Calcul de H_d .

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10^{-4}	(Re) 10^5	λ	$J_t =$ 1,15	C_p (m)	H_d (m)
150	102	0,019	2,32	/	/	/	/	/	/
200	152		1,04	1,31	1,58	0,049	227,34	764,83	-151,42
250	202		0,59	0,99	1,19	0,047	53,47	938,7	22,45

Le diamètre 150 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$)

Le diamètre 200mm ne fait pas l'objet de calcul car H_d inférieur au pertes de charges totales

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.2.4. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
200	5200	11124	57844800	0,09	5206032
250	7357	11124	81839268	0,09	7365534,12

Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le nœud 1 et le nœud 2 est le DN 250 mm avec une vitesse de 0,59 m/s dont le matériau utilisé est le PEHD à PN20.

✚ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 979,59 - (915,75 + 53,47)$$

$$P_r = 10,37 \text{ m}$$

✚ Calcul de la pression statique du flotteur

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (979,59 + 4) - 915,75$$

$$P_f = 67,84 \text{ m}$$

- Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le noeud2 et le réservoir D'OULED HAMA
- $Q_{exp.} = 5,32 \text{ l/s}$ soit $0,0053 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur de la conduite : $L = 1168 \text{ m}$;
- Côte du nœud 2 : $C_{RN2} = 911,75 \text{ m}$;
- Côte trop plein Du réservoir OULED HAMA : $C_{TPRH} = 855,13 \text{ m}$.

✚ Calcul de la gamme de diamètre

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0053} = 0,072 \text{ m} = 72 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,062} = 0,109 \text{ m} = 109 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [75, 90, 110,]

✚ Calcul de la charge disponible H_d

Tableau .IV.7.2.5. Calcul de H_d

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	(ε/D) 10^{-4}	(Re) 10^4	λ	$J_t =$ 1,15	C_p (m)	H_d (m)
75	63,8	0,0053	1,65	/	/	/	/	/	/
90	79,2		1,07	1,26	8,47	0,049	48,49	716,34	-138,79
110	96,8		0,72	1,03	6,91	0,047	17,23	921,46	65,83

Le diamètre 75 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$),

Le diamètre 90mm ne fait pas objet de calcul car les pertes de charges sont supérieures à la charge disponible.

✚ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .IV.7.2.6. Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix (DA)	ml (m)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
110	654,86		1530	1001935,8	0,09	90174,222

Le diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le nœud 2 et le réservoir d'OULED HAMA est le DN 110 mm avec une vitesse de 0,72 m/s dont le matériau utilisé est le PEHD à PN 10.

✚ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 911,75 - (855,13 + 20,57)$$

$$P_r = 36,05 \text{ m}$$

✚ Calcul de la pression statique du flotteur

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (911,75 + 4) - 855,13$$

$$P_f = 60,62 \text{ m}$$

IV.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons proposé une nouvelle chaîne d'adduction pour Les huit centres de la commune d'el ach. Le profil en long de la variante proposée est pris en tenant compte des impératifs techniques et des considérations économiques.

La variante comporte trois stations de reprises refoulant l'eau vers le réservoir de tête de tihammamine :

- A partir de point du forage d'el medjez vers la SR1, un débit de $0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$ soit 33.6 l/s est écoulé le long d'une conduite de 51.5 m , DN = 250 mm à PN20 bars ;
- De la SR₁ vers la SR₂, un débit de $0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$ soit 33.6 est refoulé le long d'une conduite de 1193 m , DN = 250 mm, à PN20 bars ;
- De la SR₂ vers SR₃, un débit de $0,0336 \text{ m}^3/\text{s}$ soit 33.6 est refoulé le long d'une conduite de 4267 m , DN = 250 mm, à PN20 bars ;
- A partir de la SR₃, le refoulement se fait vers le réservoir de tête toujours avec un débit de 33.6 l/s . Une conduite de refoulement de longueur 6756.71 m , DN = 250mm à PN 20 bars ;
- A partir du réservoir de tête l'adduction gravitaire se fait vers trois réservoirs ;
 - Le réservoir de tihammamine avec un débit de 28.223 l/s qui alimente tihammamine et brahmia (la longueur de ce tronçon est de 19 m , avec le diamètre nominal 250mm a PN20);
 - Le réservoir de ouled ahmed par un débit de 19.16 l/s qui alimente les centres :touama,merdja,boumeriouane et el messrah (la longueur de ce tronçon est de 11124 , avec le diamètre nominal 250mm a PN20);
 - Le réservoir de ouled hama par un débit de 5.32 l/s qui alimente sa population (la longueur de ce trançon est de 1530 m ,avec le diamétre nominal 110mm à PN10) ;

Vue la corrosivité et l'agressivité du terrain de la région d'étude, nous avons opté pour le polyéthylène à haute densité (PEHD) pour la réalisation des conduites.

Les frais occasionnés par la réalisation de cette partie du projet sont de 17556854.19 DA

V.1. INTRODUCTION

La durée d'un réseau est son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours ...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 de la nature du sol.

V.2. DIFFERENTS TYPES DE POSE DES CONDUITES

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

V.2.1. Pose en terre

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans un creux de la largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux naturellement, il est conseillé d'élargir le creux dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri de la gelée. [1]



Figure V.1. Pose des conduites en terre

V.2.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où démonteraient les joints de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé. [3]

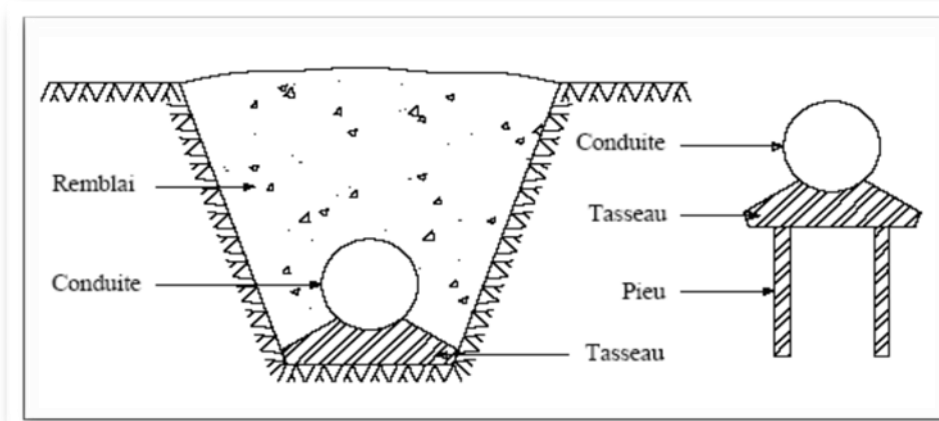


Figure V.2. Pose en mauvais terrains

V.2.3. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Les gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton
Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton

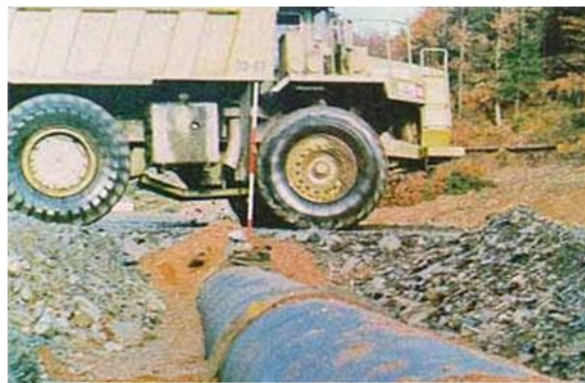


Figure V.3. : Traversée d'une route

V.2.4. Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposent déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visible etc). Elle est surtout répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales. [3]

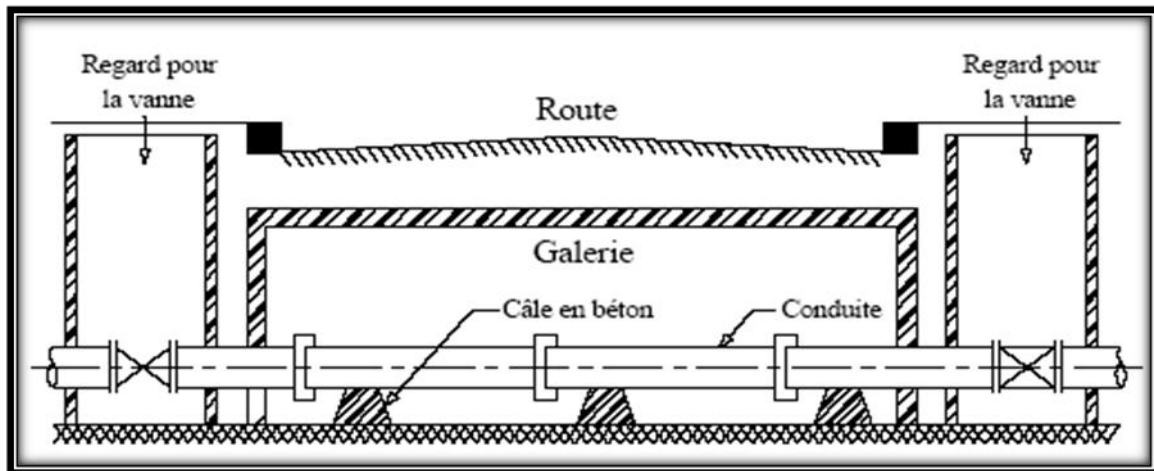


Figure V.4. Pose des conduites en galerie

V.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux-ci sont confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton. [4]

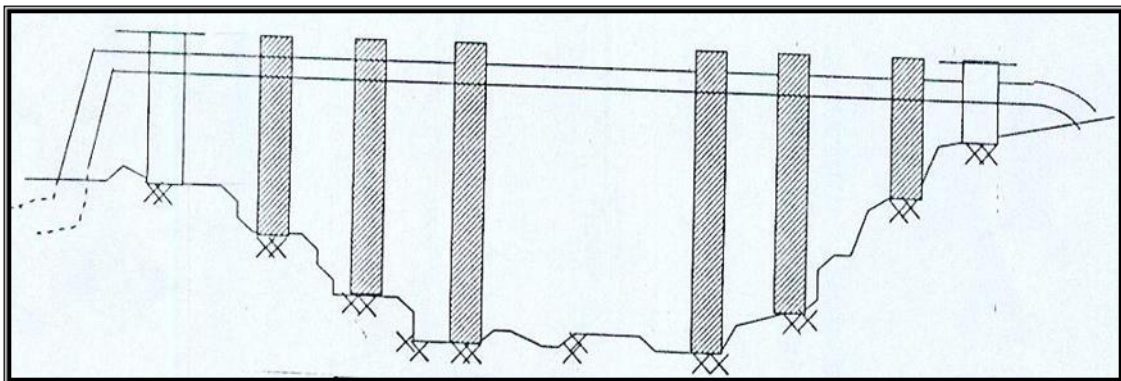


Figure V.5. Traversée d'un cours d'eau

V.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usés.

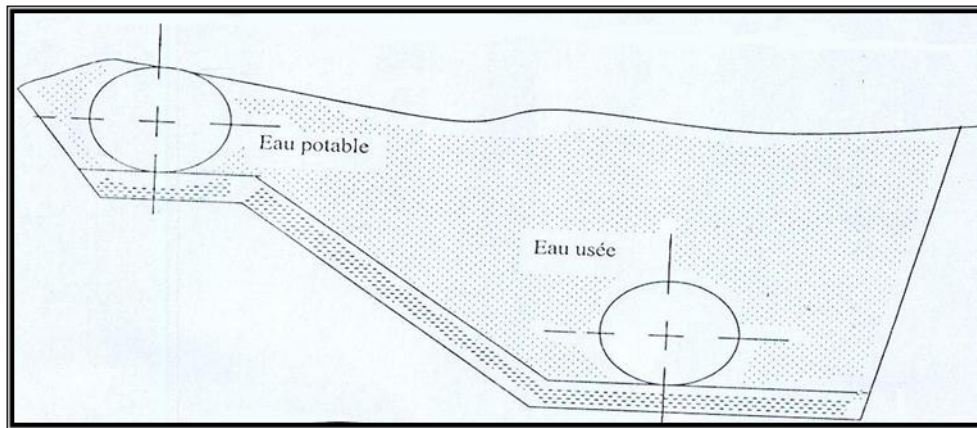


Figure V.6. Pose à proximité d'un cours d'eau usée

V.2.7. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints. [4]

V.3. DIFFERENTES ETAPES DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS

V.3.1. Réalisation des fouilles

V.3.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.3)$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

0,3 : Espace laissé de chaque côté (m).

V.3.1.2. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge

Cette distance varie de 0.6 à 1.20 selon que les régions ne sont exposées à des gels importants.[4]

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D$$

Avec:

H : Profondeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

H₁: Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m ;

H₂ : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

V.3.1.3.Lit de pose.

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par:

Du gravier, dans un terrain ordinaire ;

Des pierres cassées à l'anneau de 5cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;

Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente. [1]

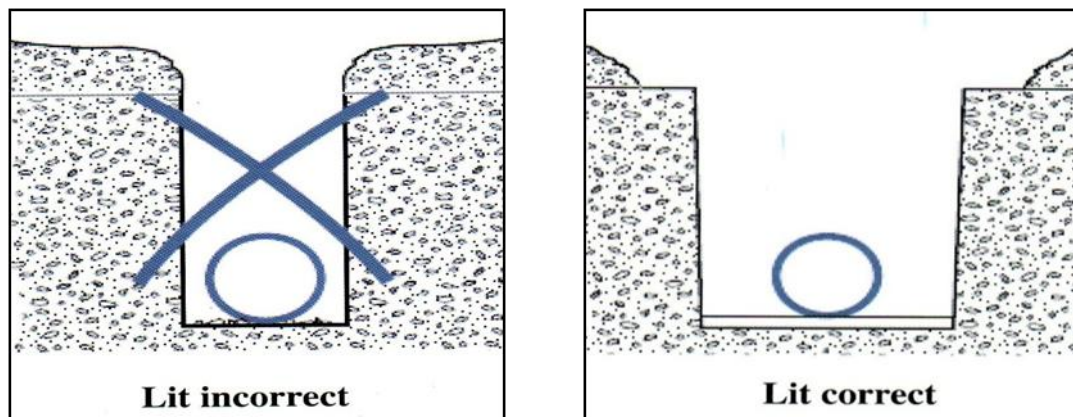


Figure V.7.Lit de pose de la

V.3.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en

acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée. [2]

V.3.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ce sont des essais à la presse hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 %, cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale. [4]

V.3.4. Essai général du réseau

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constantes, elle ne doit pas dépasser 2%.

V.3.5. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0.3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques. [5]

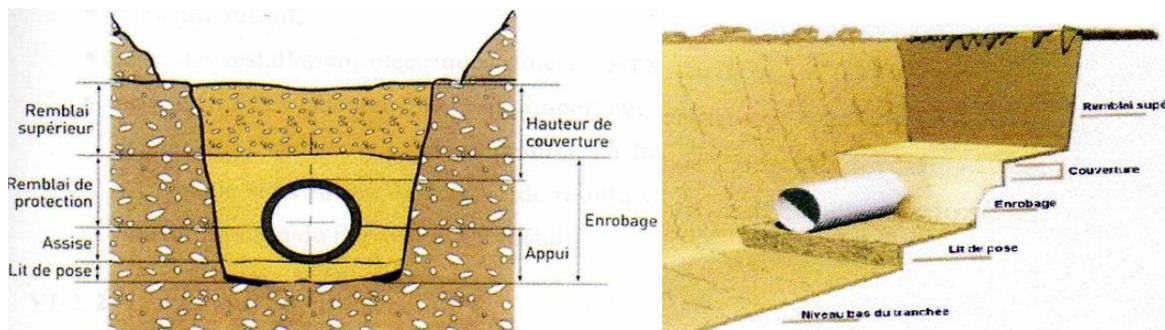


Figure V.8. Remblayage de la fouille

V.3.6. Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

V.4. ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

V.4.1. L'Entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure V.9.1'entartrage

V.4.2. La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure V.10. la corrosion des conduites

V.5. MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION

V.5.1. Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants : -Traitement du milieu ;

- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion,

notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

V.5.2. Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé spécial.
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,... etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

V.6. CONCLUSION

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, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VI.1. INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de stockage, ils font partie des installations d'adduction et de distribution.

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve d'incendie garantie. Une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie.

VI.2. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol (résistant et non rocheux), en effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on se forcera de respecter les conditions suivantes :

✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

✓ En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, en terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

✓ Le souci esthétique devrait conduire le plus souvent à la construction des réservoirs souterrains. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

Mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétique des couts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.

VI.3. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS :

Les réservoirs sont équipés de :

VI.3.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir à une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

VI.3.2. Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

S'il y a une rupture de la conduite maîtresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir pour éviter les inondations en ville. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du

robinet en utilisant une vanne-papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

VI.3.3. Trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

VI.3.4 : Conduite de vidange :

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

VI.3.5. By-pass entre adduction et distribution :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant le nettoyage (vidange) d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer d'un by-pass reliant la conduite d'amenée (adduction) à la conduite de départ (distribution).

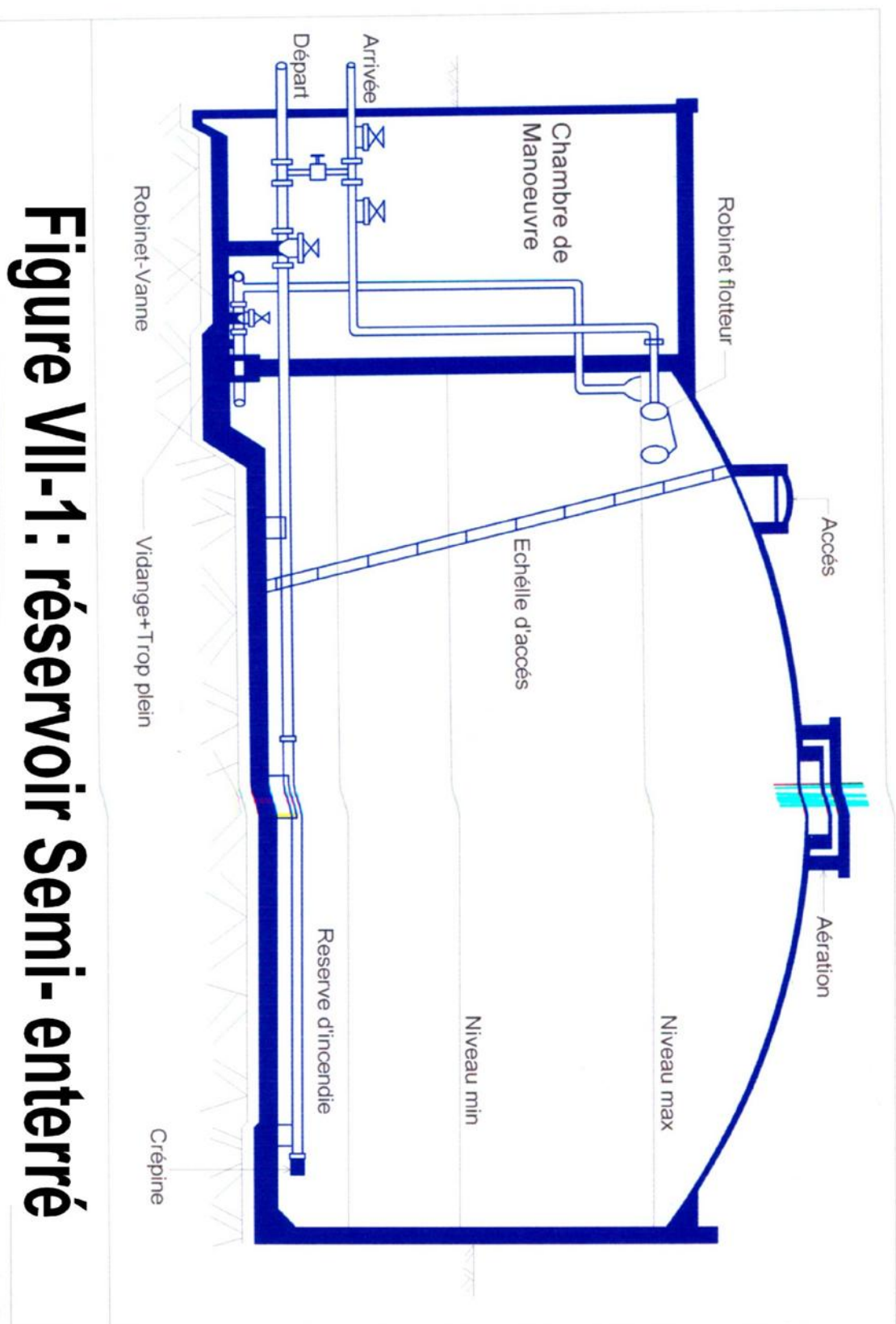
La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure ci-dessous. En temps normal, les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes et la vanne « 2 » est fermée. En by-pass, on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 ».

VI.3.6. Matérialisation de réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies.

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.



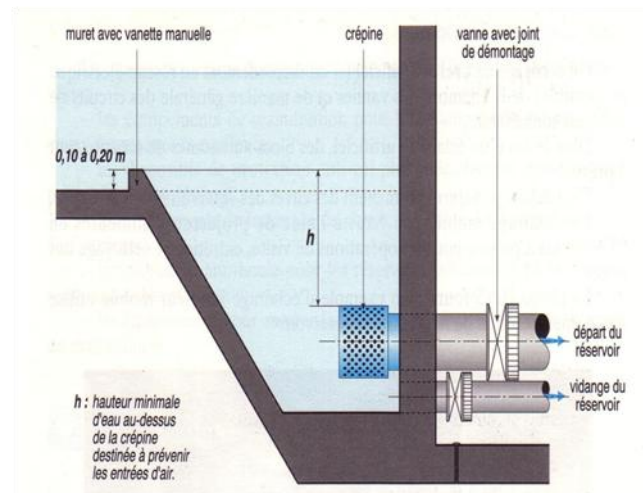


Figure VI-2 : conduites de la distribution et de vidange

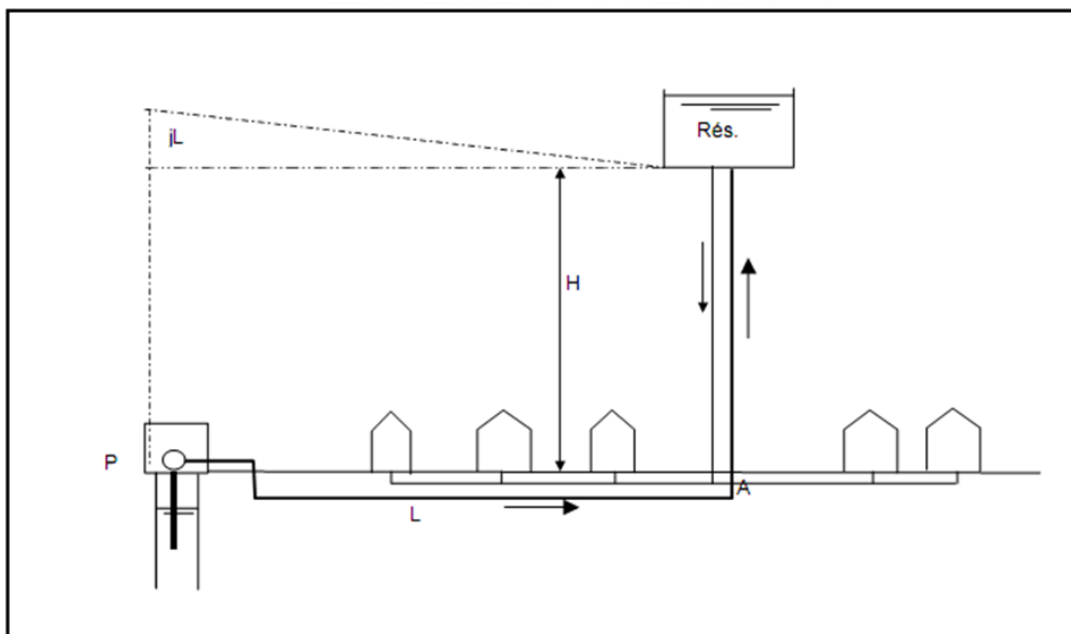


Fig.VI.3.A. Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

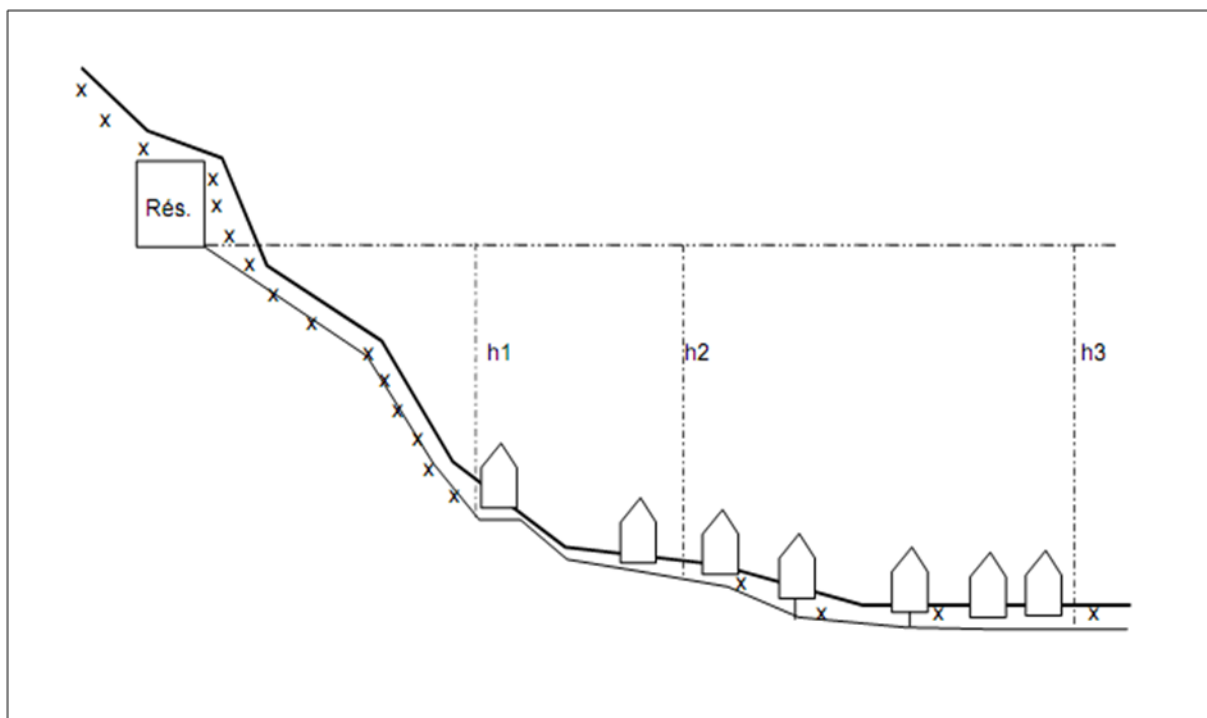


Fig.VI.3.B. Emplacement du réservoir en altitude

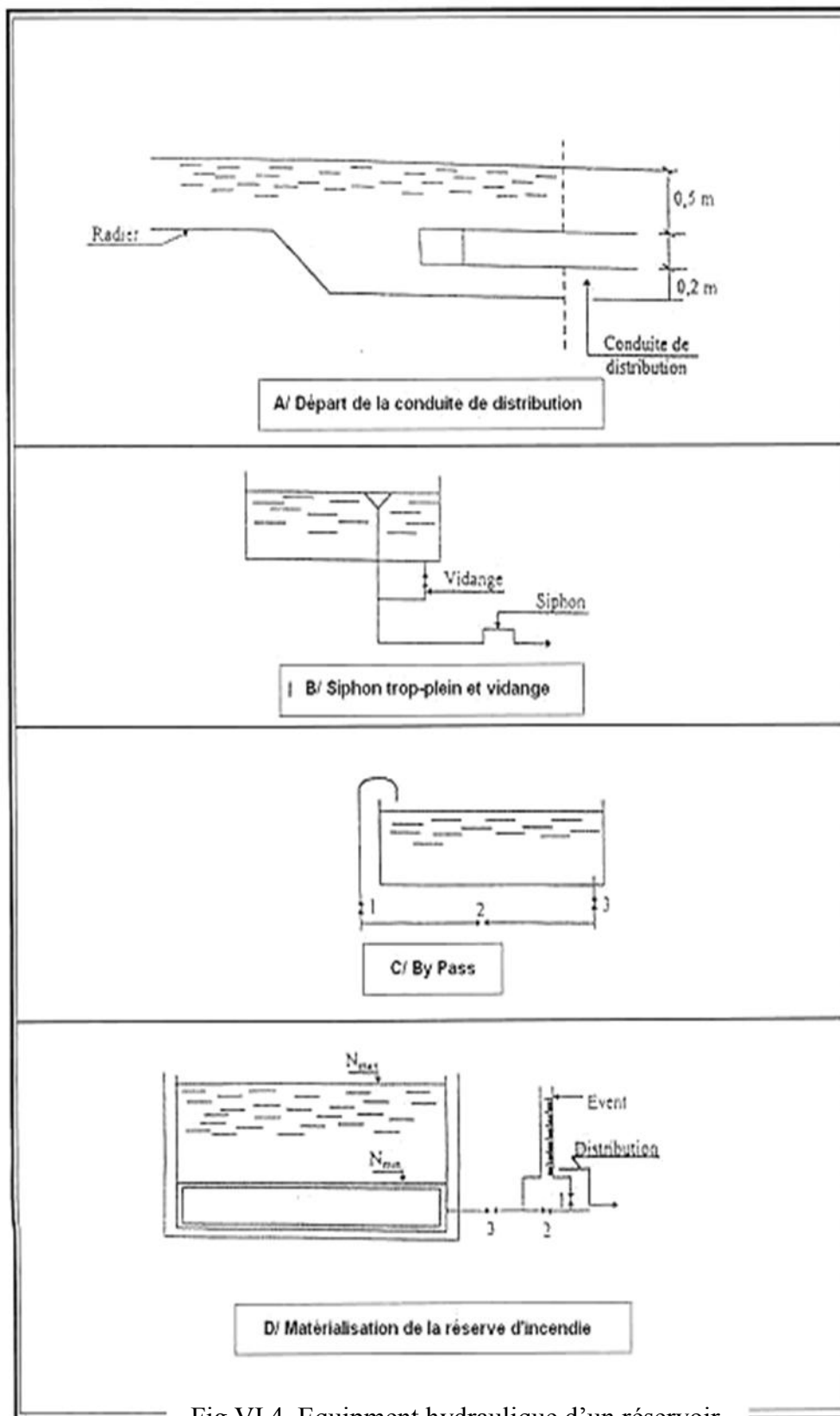


Fig.VI.4. Equipement hydraulique d'un réservoir

VI.4. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS :**VI.4.1. Généralités :**

Les réservoirs doivent impérativement protéger l'eau aux risques de contamination, et autant que possible, des fortes variations de température.

VI.4.2. Détermination de la forme et proportions des réservoirs :**VI.4.2.1. Forme :**

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint.

Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

VI.4.2.2. Hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1 000	4 à 5
5 000	5 à 6

Dans la plupart des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

VI.4.3. Classification des réservoirs :

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons:

VI.4.3.1. Classification selon le matériau de construction :

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs:

- Réservoirs métalliques (principalement pour les réservoirs industriels);
- Réservoirs en maçonnerie (avec enduit intérieur et de ciment étanche);
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

VI.4.3.2. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs sont classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés ou sur tour.

VI.4.3.3. Classification selon l'usage :

Selon l'usage des réservoirs, on peut les classer en:

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir de traitement.

VI.4.3.4. Classification selon les considérations esthétiques :

Selon les considérations esthétiques, on peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

VI.4.3.5. Classification selon la forme géométrique :

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques ;
- Réservoirs rectangulaires.

VI.4.4. Choix du type de réservoir :

Les réservoirs utilisés dans notre étude sont de type cylindrique –semi enterré –en béton armé. Ce choix est basé sur les avantages qu'ils présentent :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etude plus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau emmagasinée à une température constante ;

VI.4.5. Exigences techniques :

Un bon réservoir doit répondre aux exigences suivantes:

Etanchéité

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être pratiquement étanches et de ne recevoir aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

Résistance

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquelles seront soumis : poids propre, effets climatiques (neiges, vents...), effets dynamiques (séismes), effets de retraits, effets de fluage, variation de température, surcharge d'exploitation.

Durabilité

Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs, doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent.

VI.5. ENTRETIEN DU RESERVOIR :

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant le phénomène de corrosion des parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne, ainsi que d'éventuelles fissures et la dégradation.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examens des parois et réparation éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

VI.6. HYGIENE ET SECURITE :

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation ;
- avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant) ;
- être aérés par des orifices de grillage.

VI.7. CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR :

Les besoins journaliers, qu'il y a lieu de satisfaire, ayant été établis supposons une adduction à débit uniformément réparti sur 24 h.

Soit :

$$q = \frac{Q_{maxjt}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

q : débit moyen de distribution

Q : consommation journalière maximal total en m³/j

Dans notre étude nous ne tiendrons compte que d'un seul coefficient en procédant à un découpage en tranches horaires durant lesquels le débit reste sensiblement constant. Nous retiendrons les découpages suivant :

- De 00h à 06h.....0, 125q
- De 06h à 07h..... q
- De 07h à 11h.....3, 5 q
- De 11h à 16h.....0, 4q
- De 16h à 18h.....2q
- De 18h à 22h.....0, 5q
- De 22h à 24h.....0, 125q

Tableau VI.7.1 : capacité du réservoir de stockage projeté des huit centres en adduction continue

$$q = \frac{2438.488}{24} = 101.603 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Heure	Coef. De pointe	Volume		Volume cumulé		Différence	
		Apporté	Consommé	Apporté	Consommé	ΔV+	ΔV-
0_1	0,125	101.603	12.7	101.603	12.7	88.903	-
1_2	0,125	101.603	12.7	203.206	25.4	177.806	-
2_3	0,125	101.603	12.7	304.809	38.1	266.709	-
3_4	0,125	101.603	12.7	406.412	50.8	355.612	-
4_5	0,125	101.603	12.7	508.015	63.5	444.515	-

5_6	0,125	101.603	12.7	609.618	76.2	533.418	-
6_7	1	101.603	101.603	711.221	177.803	533.418	-
7_8	3.5	101.603	355.61	812.824	533.413	279.411	-
8_9	3.5	101.603	355.61	914.427	889.023	25.404	-
9_10	3.5	101.603	355.61	1016.03	1244.633	-	228.603
10_11	3.5	101.603	355.61	1117.633	1600.243	-	482.61
11_12	0.4	101.603	40.641	1219.236	1640.884	-	421.648
12_13	0.4	101.603	40.641	1320.839	1681.525	-	360.686
13_14	0.4	101.603	40.641	1422.442	1722.166	-	299.724
14_15	0.4	101.603	40.641	1524.045	1762.807	-	238.762
15_16	0.4	101.603	40.641	1625.648	1803.448	-	177.8
16_17	2	101.603	203.206	1727.251	2006.654	-	279.403
17_18	2	101.603	203.206	1828.854	2209.86	-	381.006
18_19	0.5	101.603	50.801	1930.457	2260.661	-	330.204
19_20	0.5	101.603	50.801	2032.06	2311.462	-	279.402
20_21	0.5	101.603	50.801	2133.663	2362.263	-	228.6
21_22	0,5	101.603	50.801	2235.266	2413.064	-	177.798
22_23	0,125	101.603	12.7	2336.869	2425.764	-	88.895
23_24	0,125	101.603	12.7	2438.472	2438.464	-	00

Calcul du volume théorique du réservoir ;

$$V_{max}^{+} = 533.418 \text{ m}^3$$

$$V_{max}^{-} = 482.61 \text{ m}^3$$

$$V_{théorique} = +V_{max}^{+} / + / - V_{max}^{-} / = 533.418 + 482.61 = 1016.028 \text{ m}^3$$

Nous ajoutons la réserve d'incendie qui est de 120 m³ ce qui nous donne un volume de 1136.028. alors nous optons pour un réservoir standard posé au sol d'une capacité de 1500 m³ qui sera implanté sur les hauteurs de TIHAMMAMINE.

Tableau VI. 7.2 : capacité du réservoir projeté pour les centres de tihammamine et brahmia

$$q = \frac{782.417}{24} = 32.6 \text{ m}^3 / \text{heure}$$

Heure	Coef. De pointe	Volume		Volume cumulé		Différence	
		Apporté	Consommé	Apporté	Consommé	ΔV+	ΔV-
0_1	0,125	32.6	4.075	32.6	4.075	28.525	-
1_2	0,125	32.6	4.075	65.2	8.15	57.05	-
2_3	0,125	32.6	4.075	97.8	12.225	85.575	-
3_4	0,125	32.6	4.075	130.4	16.3	114.1	-
4_5	0,125	32.6	4.075	163	20.375	142.625	-
5_6	0,125	32.6	4.075	195.6	24.45	171.15	-
6_7	1	32.6	32.6	228.2	57.05	171.15	-
7_8	3.5	32.6	114.1	260.8	171.15	89.65	-
8_9	3.5	32.6	114.1	293.4	285.25	8.15	-
9_10	3.5	32.6	114.1	326	399.35	-	73.35
10_11	3.5	32.6	114.1	358.6	513.45	-	154.85

11_12	0.4	32.6	13.04	391.2	526.49	-	135.29
12_13	0.4	32.6	13.04	423.8	539.53	-	115.73
13_14	0.4	32.6	13.04	456.4	552.57	-	96.17
14_15	0.4	32.6	13.04	489	565.61	-	76.61
15_16	0.4	32.6	13.04	521.6	578.65	-	57.05
16_17	2	32.6	65.2	554.2	643.85	-	89.65
17_18	2	32.6	65.2	586.8	709.05	-	122.25
18_19	0.5	32.6	16.3	619.4	725.35	-	105.95
19_20	0.5	32.6	16.3	652	741.65	-	89.65
20_21	0.5	32.6	16.3	684.6	757.95	-	73.35
21_22	0,5	32.6	16.3	717.2	774.25	-	57.05
22_23	0,125	32.6	4.075	749.8	778.325	-	28.525
23_24	0,125	32.6	4.075	782.4	782.4	-	00

Calcul du volume théorique du réservoir ;

$$V_{max}^{+} = 171.15 \text{ m}^3$$

$$V_{max}^{-} = 154.85 \text{ m}^3$$

$$V_{théorique} = +V_{max}^{+} / + / - V_{max}^{-} / = 171.15 + 154.85 = 326 \text{ m}^3$$

Calcul du volume du réservoir à projeté:

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

$$V_{total} = 326 - 100$$

$$V_{total} = 226 \text{ m}^3$$

On optera pour un réservoir standard posé au sol d'une capacité de 300 m³ qui sera implanté sur les hauteurs de tihammamine pour alimenter les centres de tihammamine et brahmia.

Tableau VI.7.3 : capacité du réservoir projeté pour les centres d'El Messrah, Boumerouane, Touamma, d'Ouled Ahmed et d'El Merdja en adduction continue

$$q = \frac{1196.077}{24} = 49.836 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Heure	Coef. De pointe	Volume		Volume cumulé		Différence	
		apporté	Consommé	Apporté	Consommé	ΔV+	ΔV-
0_1	0,125	49.836	6.229	49.836	6.229	43.607	-
1_2	0,125	49.836	6.229	99.672	12.458	87.214	-
2_3	0,125	49.836	6.229	149.508	18.687	130.821	-
3_4	0,125	49.836	6.229	199.344	24.916	174.428	-
4_5	0,125	49.836	6.229	249.18	31.145	218.035	-
5_6	0,125	49.836	6.229	299.016	37.374	261.642	-
6_7	1	49.836	49.836	348.852	87.21	261.642	-
7_8	3.5	49.836	174.426	398.688	261.636	137.052	-
8_9	3.5	49.836	174.426	448.524	436.062	12.462	-
9_10	3.5	49.836	174.426	498.36	610.488	-	112.128
10_11	3.5	49.836	174.426	548.196	784.914	-	236.718
11_12	0.4	49.836	19.934	598.032	804.848	-	206.816
12_13	0.4	49.836	19.934	647.868	824.782	-	176.914
13_14	0.4	49.836	19.934	697.704	844.716	-	147.012

14_15	0.4	49.836	19.934	747.54	864.65	-	117.11
15_16	0.4	49.836	19.934	797.376	884.584	-	87.208
16_17	2	49.836	99.672	847.212	984.256	-	137.044
17_18	2	49.836	99.672	897.048	1083.928	-	186.88
18_19	0.5	49.836	24.918	946.884	1108.846	-	161.962
19_20	0.5	49.836	24.918	996.72	1133.764	-	137.044
20_21	0.5	49.836	24.918	1046.556	1158.682	-	112.126
21_22	0,5	49.836	24.918	1096.392	1183.36	-	86.968
22_23	0,125	49.836	6.229	1146.228	1189.829	-	43.601
23_24	0,125	49.836	6.229	1196.064	1196.058	-	00

Calcul du volume théorique du réservoir ;

$$V_{\max}^{+} = 261.642 \text{ m}^3$$

$$V_{\max}^{-} = 236.718 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{théorique}} = /+V_{\max}^{+} / + / - V_{\max}^{-} / = 261.642 + 236.718 = 498.36 \text{ m}^3$$

Calcul du volume du réservoir à projeté:

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

$$V_{\text{total}} = 498.36 - 100$$

$$V_{\text{total}} = 398.36 \text{ m}^3$$

Nous optons pour un réservoir standard posé au sol d'une capacité de 500 m^3 qui sera implanté sur les hauteurs D'OULED AHMED.

VI.7.4 détermination du volume de la bache d'aspiration des stations de reprises projetées.

Selon les normes techniques, le volume nécessaire d'une bache d'aspiration est déterminé par le débit d'eau qui arrive vers la station de pompage pour le temps d'une demi-heure.

Dans notre cas le débit d'exploitation est de 30 l/s.

Le volume de la bache d'aspirations (volume minimal) est égal à :

$$V = \frac{30 \cdot 3600 \cdot 0,5}{1000} = 54 \text{ m}^3$$

IL est possible de retenir un volume 60m^3 pour la bache d'aspiration de la station de reprise projetée.

Dans notre cas le débit maximal journalier est de 28.223 l/s.

$$V = \frac{28.223 \cdot 3600 \cdot 0,5}{1000} = 50.8 \text{ m}^3$$

Nous optons pour une bache d'eau de 60m^3 .

VI.8. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS PROJETES ET DES BACHES D'EAUX 1500m^3 , 500m^3 , 300m^3 et 60m^3 :

VI.8.1 calcul des sections de cuves des réservoirs projetés 1500m^3 , 500m^3 , 300m^3 et des baches d'eau :

$$S_{\text{RESERVOIR}} = \frac{V_{\text{RESERVOIR}}}{H_{\text{RESERVOIR}}}$$

$S_{\text{RESERVOIR}}$: Surface (section) de la cuve du réservoir en (m^2)

$V_{\text{RESERVOIR}}$: Volume du réservoir (m^3)

$H_{\text{RESERVOIR}}$: Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_{\text{RESERVOIR}} = 3,14 \times \frac{D_{\text{RESERVOIR}}^2}{4}$$

$S_{\text{RESERVOIR}}$: Section circulaire (m^2)

$D_{\text{RESERVOIR}}$: Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_{\text{RESERVOIR}} = \sqrt{\frac{S_{\text{RESERVOIR}} \times 4}{3,14}}$$

$S_{\text{RESERVOIR}}$: Surface (section) de la cuve du réservoir (m^2)

Réservoir projeté 1500m^3 :

$$S_{\text{RESERVOIR}} = \frac{1500\text{m}^3}{5} = 300\text{m}^2$$

$$S_{\text{Réservoir}} = 300 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{RESERVOIR}} = \sqrt{\frac{300 \times 4}{3,14}} = 19,55\text{m}$$

Réservoir projeté 500m^3 :

$$S_{\text{RESERVOIR}} = \frac{500\text{m}^3}{4} = 125\text{m}^2$$

$$S_{\text{Réservoir}} = 125 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{RESERVOIR}} = \sqrt{\frac{125 \times 4}{3,14}} = 12,62\text{m}$$

Réservoir projeté 300m^3

$$S_{\text{RESERVOIR}} = \frac{300\text{m}^3}{4} = 75\text{m}^2$$

$$S_{\text{RESERVOIR}} = 75\text{m}^2$$

$$D_{\text{RESERVOIR}} = \sqrt{\frac{75 \times 4}{3,14}} = 9,77\text{m}$$

Bâche d'eau projetée 60m^3 :

$$S_{\text{RESERVOIR}} = \frac{60\text{m}^3}{3} = 20\text{m}^2$$

$$S_{\text{Réservoir}} = 20 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{RESERVOIR}} = \sqrt{\frac{20 \times 4}{3,14}} = 5,04\text{m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif :

V (m ³)	S _{RESERVOIR} (m ²)	H _{RESERVOIR} (m)	D _{RESERVOIR} (m)
1500	300	5	20
500	125	4	13
300	75	4	10
60	20	3	5

VI.9.CONCLUSION :

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de plusieurs réservoirs répartis sur l'ensemble de la région.

-trois stations de reprise projetées SR1, SR2 et SR3 équipant chacune d'elle une bache à eau implantées respectivement sur des cotes de 652.40mNGA, 782.61mNGA et 898.73NGA avec une capacité de 60m³chacune. Le débit transité par chaque bache est de l'ordre de 28.223 l/s.

-Un réservoir de tête R1 d'une capacité de 1500 m³ sur les hauteurs de tihammamine.

-Un réservoir de transit et de stockage d'une capacité de 300 m³ jumelé avec le réservoir existant 100 m³ pour tihammamine et brahmia.

-Un réservoir de transit et de stockage sur ouled ahmed d'une capacité de 500 m³ pour touama,boumeriouane,el messrah et el merdja ;et le réservoir existant 100 m³ pour ouled ahmed .

- le réservoir de stockage existant à ouled hama d'une capacité de 200 m³ peut reprendre suffisamment aux besoins de la population, donc il est inutile de projeter d'autres réservoirs.

INTRODUCTION :

La pompe est un appareil qui transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique c'est-à-dire qu'elle transmet un courant pour élever de l'eau de la zone à basse pression vers une zone à haute pression (élever un débit "Q" à une hauteur "H"). Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

VII-1 : Les types de pompes :

Selon BONIN (1977) les pompes se classent en deux catégories:

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

VII-1-1 : Pompes volumétriques:

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :

- ✓ Les pompes rotatives,
- ✓ Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
- ✓ Les pompes à piston (alternatives).

VII-1-2 : Pompes dynamiques (turbopompes) :

Il existe trois classes de turbo- pompes : les pompes centrifuges à écoulement radial, les pompes à écoulement axial, les pompes hélico centrifuges à écoulement mixte. Les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées par rapport aux pompes volumétriques. Leur développement a été très rapide grâce au progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique; accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.(Figure VII-1)

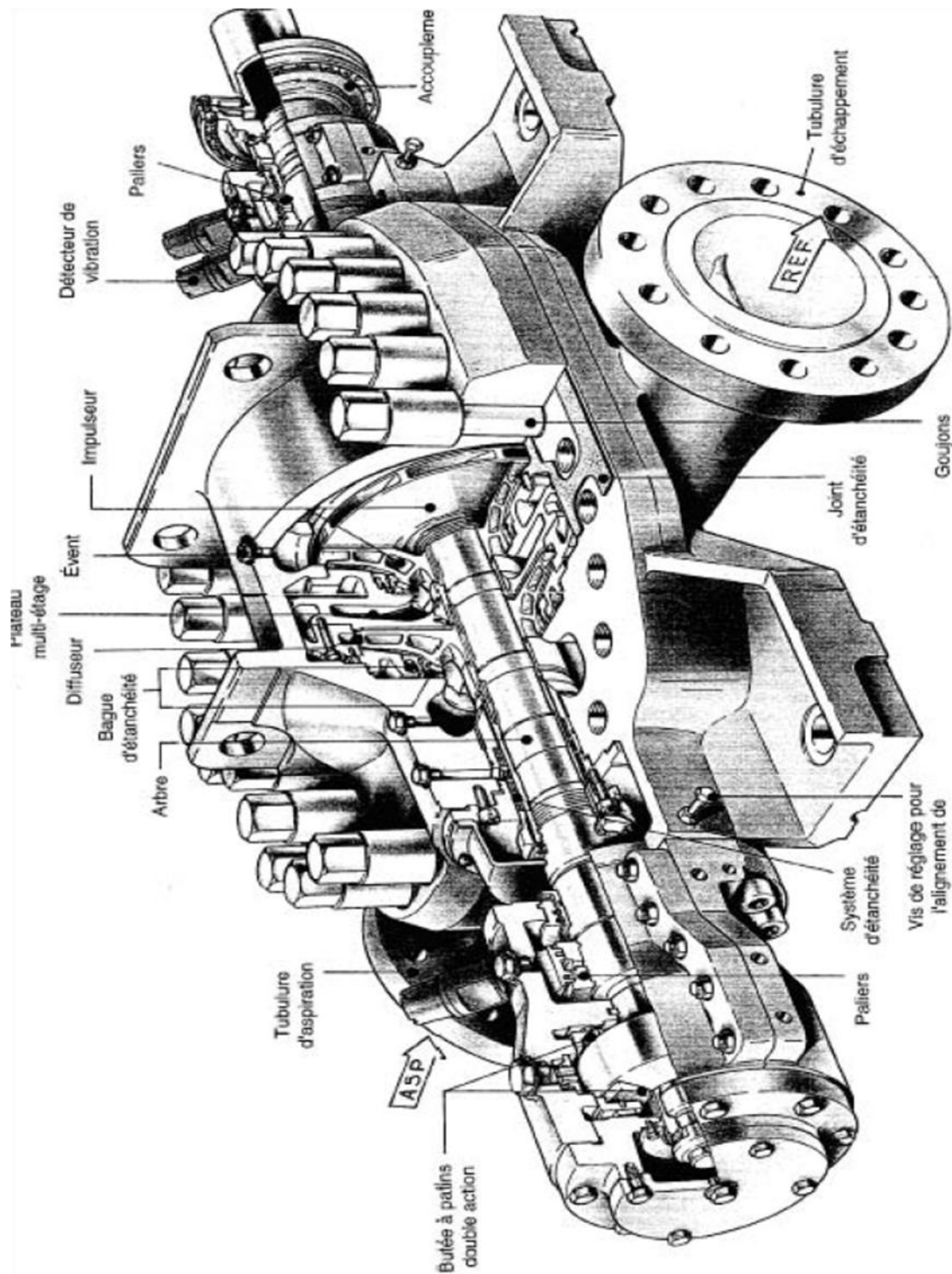


Figure VII.1. Composantes d'une pompe centrifuge multicellulaire

VII-2 : Choix des types de pompes :

Les critères de choix du type de pompes sont :

- ✓ Assurer un débit appelé "Qapp" et la hauteur "Hmt" ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faible ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Etre fabriquées en série.

VII-3 : Principe de fonctionnement :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait engendre une dépression, ce qui provoque un appel des tranches suivantes, et par suite, un écoulement continue de la vaine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

VII-4 : Les courbes caractéristiques des pompes :

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (Figure VII-2).

VII-4-1 : La courbe débit-hauteur ou Q(H) :

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

La hauteur réelle engendrée "H" est reliée à la hauteur théorique "Hth" pour une pompe théorique par la relation suivante :

$$H = H_{th} - \text{pertes de charge dans la pompe}$$

La courbe résultante Q(H) est une parabole, le point "F" de rencontre de la courbe Q(H) avec l'axe des ordonnées est le point de débit nul, on l'appelle aussi point à vanne fermé ou point de barbotage.

VII-4-2 : La 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.

VII-4-3 : La 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.

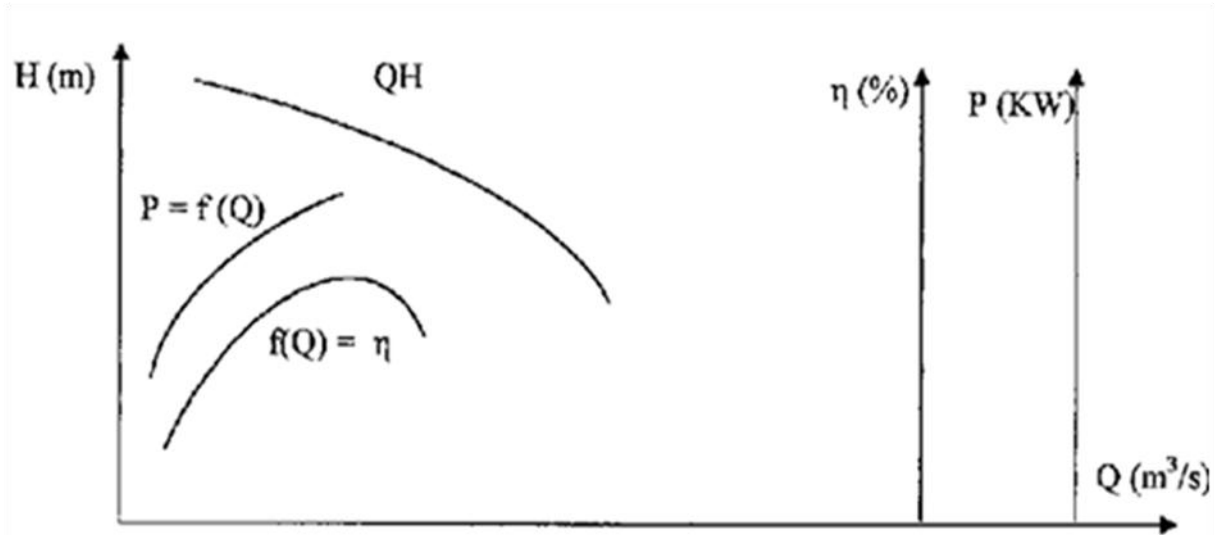


Figure VII2 : Courbes caractéristiques d'une pompe

VII-5 : Les modes de couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

VII-5-1 : Couplage en série :

Dans ce cas, 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 pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante. (Figure VII-3 et VII-4).

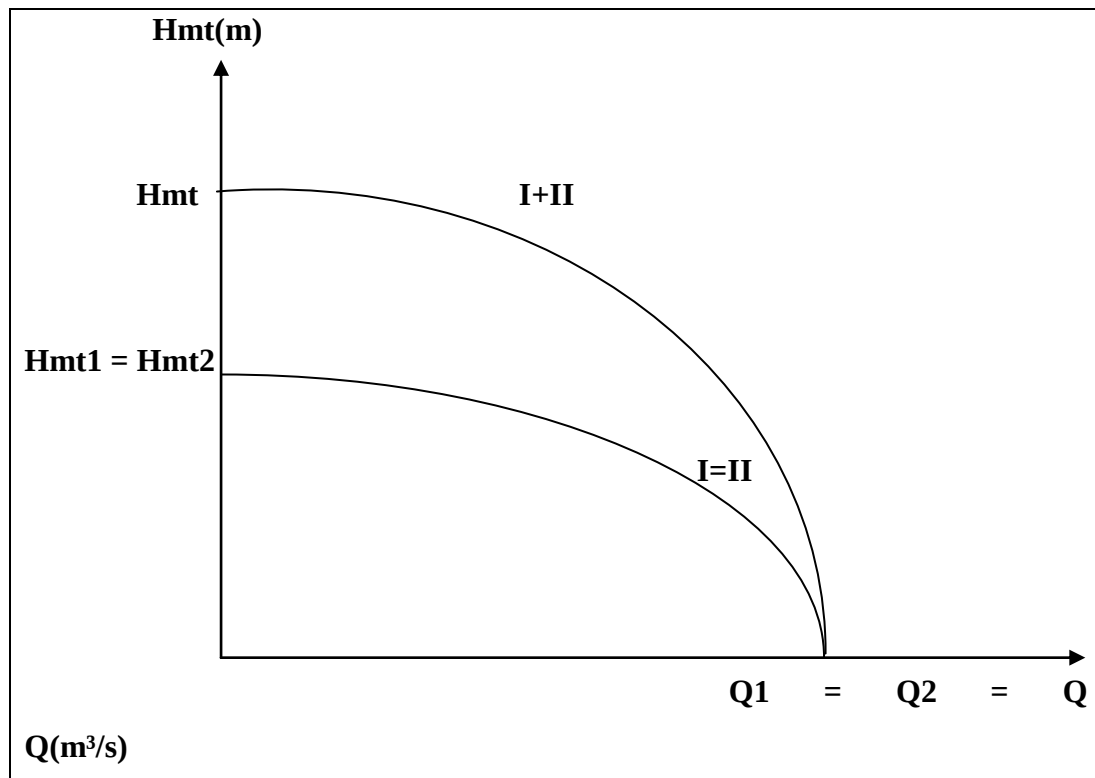


Figure VII.3. Graphe de couplage de deux pompes identiques en série

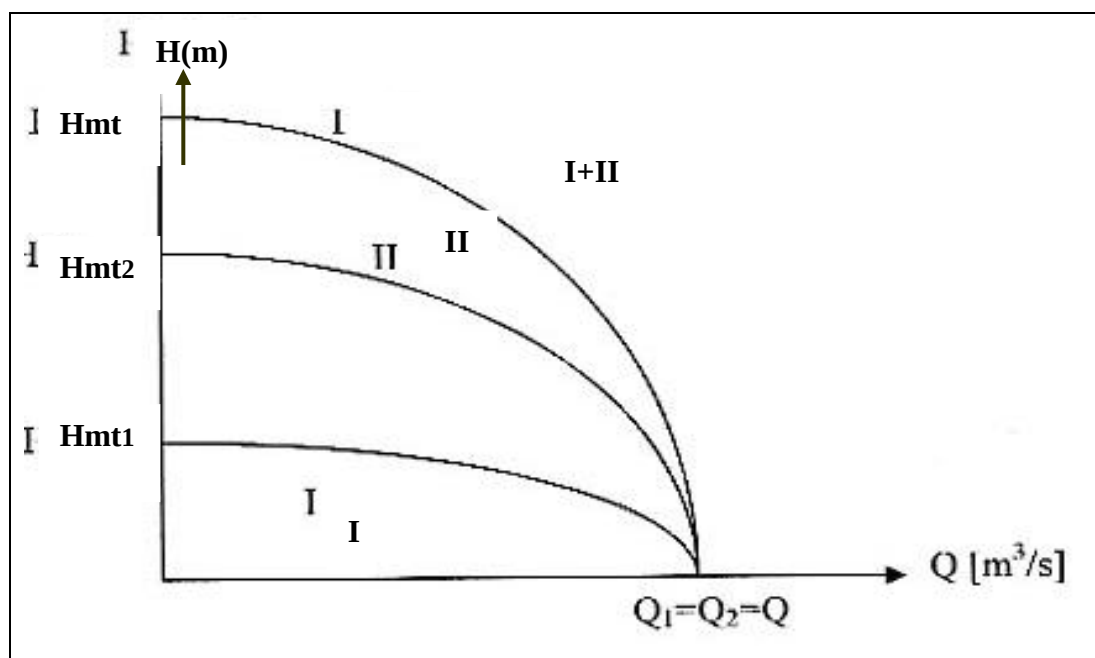


Figure VII.4: Graphe de couplage de deux pompes différentes en série.

VII-5-2-Couplage en parallèle :

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 pour un débit variable à une hauteur constante. (Figure VII-5 et VII-6)

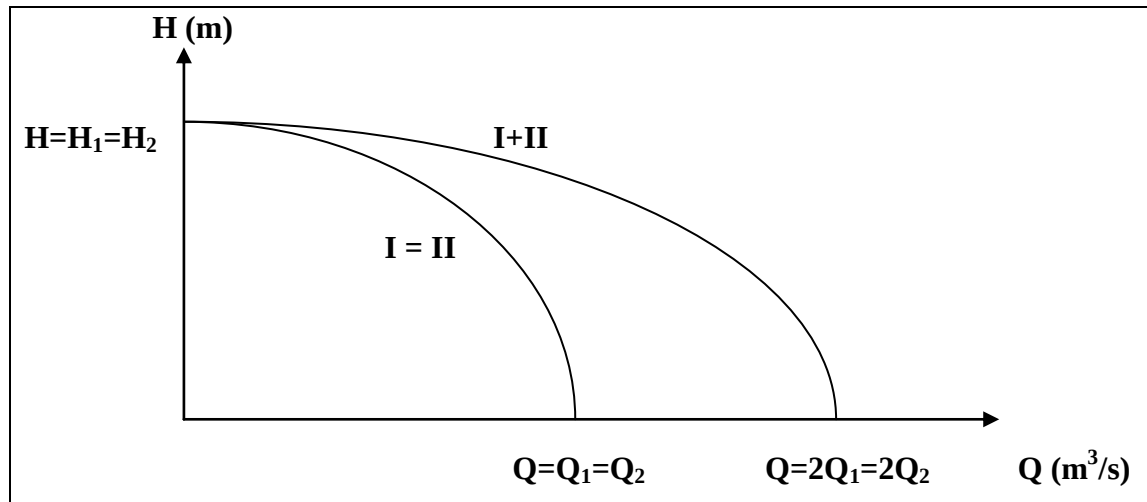


Figure VII5. Graphe de couplage de deux pompes identiques en parallèle.

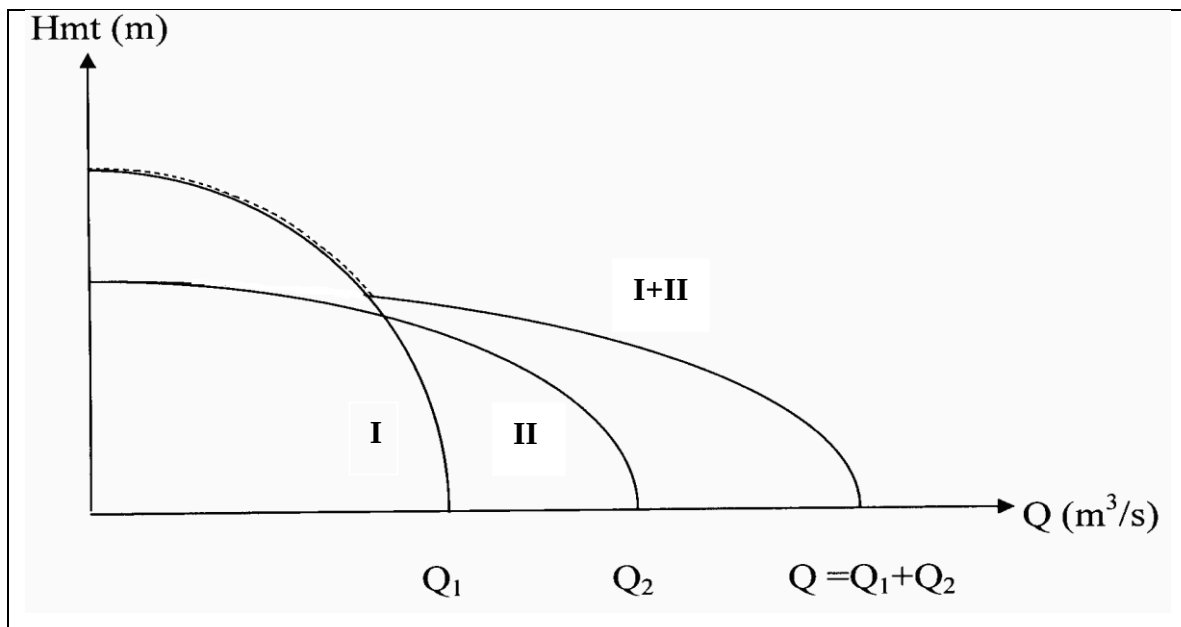


Figure VII6. Graphe de couplage de deux pompes différentes en parallèle

VII-6 : La courbe caractéristique d'une conduite (Q H) :

Connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possibles qui la traversent, la perte de charge totale.

La courbe caractéristique de la conduite est trouvée conformément à la relation suivante :

$$H = H_g + J_t$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m) ;

Jt : pertes de charge totales dans la conduite avec: $J_t = 1.15 \times L \times J_u$ (m) ;

L : longueur de la conduite (ml) ;

Ju : pertes de charge unitaires (m), avec : $J_u = \frac{\lambda V^2}{2gD}$

En remplaçant la valeur de "Ju" dans l'expression de "Jc":

$$J_t = \frac{1.15.L\lambda}{2gD} V^2$$

Nous savons que :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4.Q}{\pi D^2}$$

En remplaçant la valeur de "V" dans l'expression de "Jc", nous trouverons :

$$J_t = \frac{1.15.L\lambda}{2gD} \cdot \frac{16Q^2}{\pi^2.D^4} = \frac{1.15.8L\lambda}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

$$J_t = KQ^2$$

Avec :

$$K = 0.095\lambda \frac{L}{D^5}$$

$$K = \lambda \frac{L}{D^5} \times 9.5 \times 10^{-2}$$

Finalement nous avons :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

VII-7 : Choix du nombre de pompe

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- ✓ Nombre de pompes "n" minimal ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSHr) minimale;
- ✓ Nombre d'étages minimaux ;
- ✓ Puissance absorbée minimale.

VII-8 : Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite définit par un débit "Q" et une hauteur "H" est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (Ccp) dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite (Ccc) dite résistante.

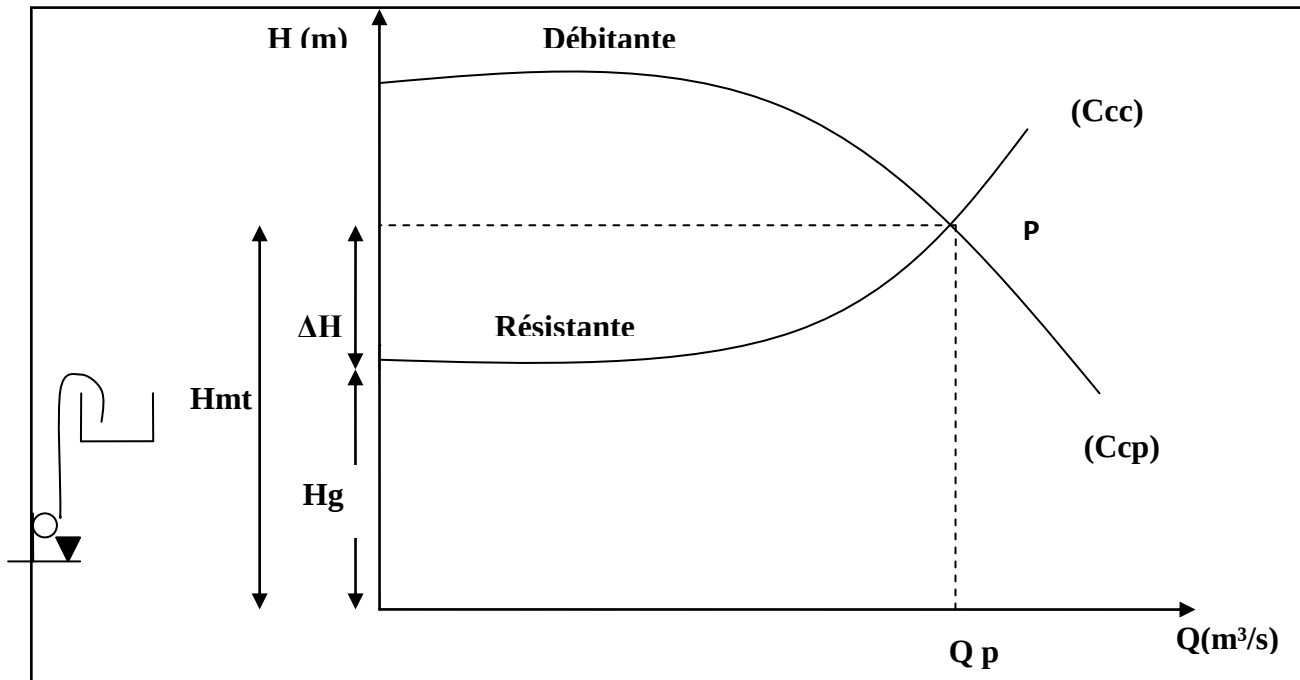


Figure VII7. Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit désiré, si non il faut procéder à l'un des modes de réglage suivantes :

- Vannage sur la canalisation de refoulement :

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

- Rognage de la roue :

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

- Diminution de temps de pompage :

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est t' tel que : $t' = (H_{app} \cdot t) / Q_{app}$

Avec :

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{app} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3 / h).

Remarque :

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

VII-9 : Phénomène de cavitation :

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

Pour éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH_r) < (NPSH_d)$$

Avec :

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

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

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- ✓ Une chute des courbes caractéristiques des pompes (diminution du débit et de la pression) ;
- ✓ Chocs et vibrations notables ;
- ✓ Des bruits de cailloux brassés.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par:

- ✓ L'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- ✓ Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- ✓ L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

On a :

$$NPSH_d = \frac{-P_0}{W} - (H_a + J_a + hv)$$

Avec :

P_0/W : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m) ;

J_a : Pertes de charge d'aspiration (m);

h_v : Tension de vapeur pour la température de l'eau pompée ;

$V^2m/2g$: Energie de vitesse.

$$NPSH_r = \frac{P_1}{W} - h_v$$

Avec:

P_1/W : Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

NB: cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au dessus du plan d'eau.

$$NPSH_d = \frac{-P_0}{W} + (H_a + J_a + h_v)$$

Pour les réservoirs, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10m), et en négligeant le terme de : $\frac{V^2_m}{2 \times g}$ (faible vitesse) l'expression

devient :

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad (\text{m}) \quad (\text{On prend } \frac{P_0}{W} - h_v = 10\text{m})$$

Le point " I " d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes (NSPH)_d et (NPSH)_r, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement "P2" de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point "I" (Figure VIII-8).

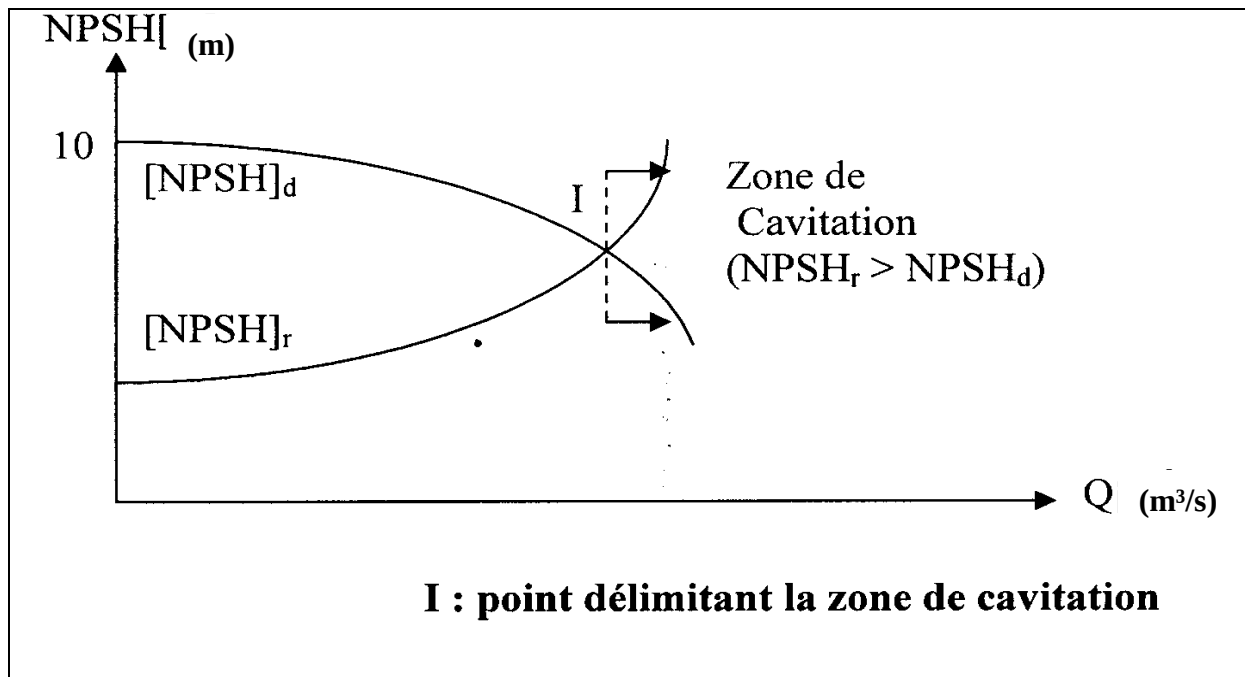


Figure VII8. Graphes des courbes NPSH

VII.10. Amorçage des pompes :

L'amorçage est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors à un remplissage avec de l'eau.

Il existe plusieurs types d'amorçage :

➤ Amorçage par remplissage :

Il nécessite une intervention manuelle qui consiste à remplir la volute avec de l'eau, à cet effet, un petit entonnoir est prévu sur cette dernière avec un robinet. La conduite d'aspiration doit être munie à son extrémité d'un clapet de pied, pour éviter l'écoulement de l'eau.

➤ Amorçage sous pression :

Dans ce type d'amorçage, nous procéderons à l'installation d'un dispositif, qui crée au-dessus de la pompe une certaine pression à l'aspiration et la pompe pleine à l'arrêt. Pour cela, il suffira de faire arriver l'eau dans une bêche et de la reprendre par une courte canalisation qui sera celle d'aspiration de la pompe.

➤ Amorçage par pompe à vide :

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau, qui va aspirer l'air qui se trouve dans la canalisation d'aspiration.

➤ Pompe auto amorçante :

Des pompes auto amorçantes ont été mises au point par certains fabricants, mais dont le rendement est très inférieur à celui d'une pompe qui serait amorcée par un autre moyen

VII-11 : Commande automatique des pompes centrifuges :

L'automatisation des installations d'un service d'eau est très intéressante, par l'avantage d'une réduction du personnel, mais elle ne peut pas assurer une sécurité totale à cause des défaillances matérielles, pour cela une commande manuelle doit obligatoirement être intégrée dans le système d'automatisation.

Cette automatisation doit réaliser les fonctions suivantes:

- ✓ L'arrêt de pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement ;
- ✓ L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales, au Sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse d'un certain niveau.

Les commandes sont réalisées différemment selon l'importance de la longueur qui sépare les deux cuves.

➤ Commande par ligne pilot :

Ce genre de commande est utilisé lorsque la distance entre la station de pompage et le réservoir est peu importante. C'est un interrupteur à flotteur qui est disposé à la partie haute de réservoir, il est relié par un câble enterré ou sur poteaux, au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau inférieur et le décoche pour un niveau supérieur.

➤ Commande sans ligne pilot :

Lorsque la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir est très importante, nous utilisons ce genre de commande. Le principe de fonctionnement est le suivant :

Dès que l'eau atteint un certain niveau dans le réservoir, le servo-clapet est placé au débouché de la canalisation de refoulement obstrue cette dernière.

Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique dans la station de pompage, ce relais coupe le circuit électrique d'alimentation des pompes.

VII.12 : Etude des choix des pompes :

VII.12.1 : Elévation du forage vers la SR1

- ✓ Le débit à relever : $Q = 33,6 \text{ l/s} = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ La hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 43,76 \text{ m}$;
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 42,99 \text{ m}$.

Choix de la pompe :

En tenant compte du débit "Q" et de la hauteur manométrique totale "Hmt", et en basant sur le catalogue des pompes "Jeumont Schneider" (voir l'annexe), on a choisit une pompe immergée de type SP 95 à sept étages plus une autre de secours avec :

- ✓ Une vitesse de rotation $N = 2900$ tr/min ;
- ✓ Un diamètre de la roue $\varnothing = 138$ mm ;
- ✓ Un rendement $\eta = 57\%$.
- ✓ Puissance $P=30$ Kw

Caractéristiques de la pompe 1:

Q (m³/h)	0	20	40	60	80	100	120
Hmt (m)	148	142	128	112	98	78	47

Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$Hmt = Hg + KQ^2 \quad \text{Ou encor} \quad Hmt = Hg + \frac{1,15.8L\lambda}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

Avec :

$$Hg = 42.99 \text{ m ;}$$

$$\lambda = 0.047$$

$$L = 51.5 \text{ ml;}$$

$$D_{\text{int}} = 202 \text{ mm.}$$

Où

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,047 \times 51.5}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0.202)^5} = 684.55 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

$K = 684.55 \text{ s}^2 / \text{m}^5$

Alors :

$$Hmt = 42.99 + 684.55 Q^2$$

Q (m³/h)	0←	20	40	60	80	100	120	140
Hmt (m)	42.99	43.01	43.07	43.18	43.33	43.52	43.75	44.03

Soit le point P1 le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 43,76 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 57 \%$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite "C" et la courbe de la pompe "H" (voir annexe). A partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes.

➤ P₂ le point de fonctionnement de coordonnées :

$$Q_2 = 121 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 43,76 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 57\%$$

Ce dernier se trouve très proche du P₁ désiré, donc on laisse cette pompe telle qu'elle est.

VII.12.2 : Elévation de la station de pompage SPR1 vers la SR2 :

- ✓ Le débit à relever : $Q = 33,6 \text{ l/s} = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ La hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 151,44 \text{ m}$;
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 133,51 \text{ m}$.

Choix de la pompe :

En tenant compte du débit "Q" et de la hauteur manométrique totale "H_{mt}", et en basant sur le catalogue des pompes "Jeumont Schneider" (voir l'annexe) on a choisit une pompe multicellulaires de type 80NM à cinq étages plus une autre de secoure avec :

- ✓ Une vitesse de rotation $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- ✓ Un diamètre de la roue $\varnothing = 198 \text{ mm}$;
- ✓ Un rendement $\eta = 66,5\%$.
- ✓ Puissance $P = 90 \text{ Kw}$

Caractéristiques de la pompe 1:

Q (m ³ /h)	0	20	40	60	80	100	120	140
H _{mt} (m)	275	270	260	250	235	210	170	100

Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad \text{Ou encor} \quad H_{mt} = H_g + \frac{1,15.8L\lambda}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

Avec :

$$H_g = 133.51 \text{ m ;}$$

$$\lambda = 0.047$$

$$L = 1193 \text{ m ;}$$

$$D_{\text{int}} = 202 \text{ mm.}$$

Où :

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,047 \times 1139}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,202)^5} = 15139,94 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

$K = 15139.94 \text{ s}^2 / \text{m}^5$

Alors :

$$H_{\text{mt}} = 133.51 + 15139.94 Q^2$$

Q (m³/h)	0←	20	40	60	80	100	120	140
Hmt (m)	133.51	133.97	135.38	137.71	140.98	145.19	150.33	156.40

➤ Soit le point P1 le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 151,44 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 66,5 \text{ \%}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite "C" et la courbe de la pompe "H" (voir annexe). A partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes.

➤ P₂ le point de fonctionnement de coordonnées :

$$Q_2 = 125 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 152 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 62 \text{ \%}$$

Ce dernier se trouve un peu décalé du point P₁ désiré, pour ramener cette pompe aux coordonnées de marche désirées, on procède à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

- 1ère possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage :

- ✓ Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_{1,t} = 120,96 \times 20$$

$$V = 2419,2 \text{ m}^3$$

- ✓ Le temps de pompage de débit Q_2 :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2419,2}{125}$$

$$t = 19 \text{ h } 21 \text{ min et } 12 \text{ s.}$$

- ✓ La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 125 \times 152}{3600 \times 0,62}$$

$$P_1 = 83,5 \text{ KW}$$

- ✓ Majoration de 10% :

$$P_1 = 83,5 \times 1,10$$

$$P_1 = 91,85 \text{ KW}$$

- ✓ Puissance absorbée par le moteur ($\eta_{\text{mot}} = 90\%$) :

$$\frac{P_1}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{91,85}{0,9}$$

$$P_1 = 102,055 \text{ KW}$$

- ✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot.}} \cdot t \cdot \text{Prix}_u = 102,055 \times 19,35 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 8886,43 \text{ DA}$$

- 2eme possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à : $J = H_3 - H_1$

$$J = 165 - 151,44$$

$$J = 13,56 \text{ m.}$$

- ✓ Le temps de pompage est égal à 20h, et le débit $Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$.

- ✓ La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{gQ_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 120,96 \times 165}{3600 \times 0,665}$$

$$P_2 = 81,78 \text{ KW}$$

- ✓ Majoration de 10% :

$$P_2 = 81,78 \times 1,10$$

$$P_2 = 89,96 \text{ KW}$$

- ✓ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_2}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{89,96}{0,9}$$

$$P_2 = 99,95 \text{ KW}$$

- ✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot}} \cdot t \cdot \text{Prix } u = 99,95 \times 20 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 8995,5 \text{ DA}$$

- 3eme possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré «P'1» en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point "F" (intersection de la droite passant par l'origine Q0H et le point désiré P'1 avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_f = 124 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 152 \text{ m}$$

$$\eta_f = 63\%.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante:

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

$$\text{On pose : } d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Où : d étant le diamètre de la conduite rognée (mm)

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{151,44}{152}} = 0,998$$

Le pourcentage de rognage sera donc égal à :

$$(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,998) \cdot 100 = 0,2\%, \text{ ce qui est très acceptable.}$$

✓ Le temps de pompage est de 20 heures.

✓ La puissance absorbée par pompe :

$$P_3 = \frac{gQ_1H_1}{3600\eta_1} = \frac{9,81 \times 120,96 \times 151,44}{3600 \times 0,665}$$

$$P_3 = 75,063 \text{ KW}$$

✓ Majoration de 10% :

$$P_3 = 75,063 \times 1,10$$

$$P_3 = 82,57 \text{ KW}$$

✓ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_3}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{82,57}{0,9}$$

$$P_3 = 91,74 \text{ KW}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot}} \cdot t \cdot \text{Prix } u = 91,74 \times 20 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 8256,95 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Solution	Dépense journalière électrique (DA)
Réduction du temps de pompage	8886,43
Vannage	8995,5
Rognage	8256,95

On constate d'après ces résultats que la 3^{ème} possibilité (rognage de la roue) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, on opte pour cette possibilité.

VII.12.3.Elevation de la SR2 vers la SR3 :

- ✓ Le débit à relever : $Q = 33,6 \text{ l/s} = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ La hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 183,57 \text{ m}$;
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 119,42\text{m}$.

Choix de la pompe :

En tenant compte du débit "Q" et de la hauteur manométrique totale "Hmt", et en basant sur le catalogue des pompes "Jeumont Schneider (voir l'annexe) on a choisit une pompe multicellulaires de type 80NM à six étages plus une autre de secours avec :

- ✓ Une vitesse de rotation $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- ✓ Un diamètre de la roue $\varnothing = 198 \text{ mm}$;
- ✓ Un rendement $\eta = 66,5\%$.
- ✓ Puissance $P=100\text{Kw}$

Caractéristiques de la pompe 3:

Q (m³/h)	0	20	40	60	80	100	120	140
Hmt (m)	330	320	310	300	280	250	200	120

Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad \text{Ou encor} \quad H_{mt} = H_g + \frac{1,15.8L\lambda}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

Avec :

$$H_g = 119,42;$$

$$\lambda = 0.047$$

$$L = 4267 \text{ ml};$$

$$D_{\text{int}} = 202 \text{ mm.}$$

Où

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,047 \times 4267}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,202)^5} = 56718,3 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

$$K = 56718,3 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

Alors :

$$H_{\text{mt}} = 119,42 + 56718,3 Q^2$$

Q (m³/h)	0←	20	40	60	80	100	120	140
H _{mt} (m)	119,42	121,17	126,42	135,17	147,42	163,18	182,44	205,19

➤ Soit le point P1 le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 183,57 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 66,5 \%$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite "C" et la courbe de la pompe "H" (voir annexe). A partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes.

➤ P₂ le point de fonctionnement de coordonnées :

$$Q_2 = 124 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 188 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 63\%$$

Ce dernier se trouve un peu décalé du point P₁ désiré, pour ramener cette pompe aux coordonnées de marche désirées, on procède à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

- 1ère possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage :

✓ Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_1 \cdot t = 120,96 \times 20$$

$$V = 2419,2 \text{ m}^3$$

- ✓ Le temps de pompage de débit Q2 :

$$t = \frac{v}{Q_2} = \frac{2419,2}{124}$$

$$t = 19\text{h } 30\text{ min et } 32\text{ s.}$$

- ✓ La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche :

$$P_1 = \frac{gQ_2H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 124 \times 188}{3600 \times 0,63}$$

$$P_1 = 100,83 \text{ KW}$$

- ✓ Majoration de 10% :

$$P_1 = 100,83 \times 1,10$$

$$P_1 = 110,92 \text{ KW}$$

- ✓ Puissance absorbée par le moteur ($\eta_{\text{mot}} = 90\%$) :

$$\frac{P_1}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{110,92}{0,9}$$

$$P_1 = 123,24 \text{ KW}$$

- ✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot.}} \cdot t \cdot \text{Prix}_u = 123,24 \times 19,53 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 10830,94 \text{ DA}$$

- 2eme possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à : $J = H_3 - H_1$

$$J = 200 - 183,57$$

$$J = 16,43 \text{ m.}$$

- ✓ Le temps de pompage est égal à 20h, et le débit $Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$.
 ✓ La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{gQ_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 120,96 \times 200}{3600 \times 0,665}$$

$$P_2 = 99,13 \text{ KW}$$

✓ Majoration de 10% :

$$P_2 = 99,13 \times 1,10$$

$$P_2 = 109,04 \text{ KW}$$

✓ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_2}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{109,04}{0,9}$$

$$P_2 = 121,16 \text{ KW}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot}} \cdot t \cdot \text{Prix } u = 121,16 \times 20 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 10904,59 \text{ DA}$$

- 3eme possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré «P'1» en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point "F" (intersection de la droite passant par l'origine Q0H et le point désiré P'1 avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_f = 124 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 188 \text{ m}$$

$$\eta_f = 63\%.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante:

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

$$\text{On pose : } d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Où : d étant le diamètre de la conduite rognée (mm)

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{183,57}{188}} = 0,988$$

Le pourcentage de rognage sera donc égal à :

$$(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,988) \cdot 100 = 1,2\%, \text{ ce qui est très acceptable.}$$

✓ Le temps de pompage est de 20 heures.

✓ La puissance absorbée par pompe :

$$P_3 = \frac{gQ_1H_1}{3600\eta_1} = \frac{9,81 \times 120,96 \times 183,57}{3600 \times 0,665}$$

$$P_3 = 90,99 \text{ KW}$$

✓ Majoration de 10% :

$$P_3 = 90,99 \times 1,10$$

$$P_3 = 100,08 \text{ KW}$$

✓ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_3}{\eta_{\text{mot}}} = \frac{100,08}{0,9}$$

$$P_3 = 111,2 \text{ KW}$$

✓ Dépenses journalières en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs.mot}} \cdot t \cdot \text{Prix } u = 111,2 \times 20 \times 4,5$$

$$\text{Frais} = 10008,77 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Solution	Dépense journalière électrique (DA)
Réduction du temps de pompage	10830,94
Vannage	10904,59
Rognage	10008,77

On constate d'après ces résultats que la 3^{ème} possibilité (rognage de la roue) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, on opte pour cette possibilité.

VII.12.4 : Elévation de la station de pompage SR3 vers le réservoir de tête et de tihammamine:

- ✓ Le débit à relever : $Q = 33,6 \text{ l/s} = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ La hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 199,6 \text{ m}$;
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 99,01 \text{ m}$.

Choix de la pompe :

En tenant compte du débit "Q" et de la hauteur manométrique totale "Hmt", et en basant sur le catalogue des pompes "Jeumont Schneider" (voir l'annexe) on a choisit une pompe multicellulaires de type 80NM à six étages posées plus une autre de secoure avec :

- ✓ Une vitesse de rotation $N = 2950 \text{ tr/min}$;
- ✓ Un diamètre de la roue $\varnothing = 198 \text{ mm}$;
- ✓ Un rendement $\eta = 66,5\%$.
- ✓ Puissance $P = 110 \text{ Kw}$

Caractéristiques de la pompe 3:

Q (m ³ /h)	0	20	40	60	80	100	120	140
Hmt (m)	330	320	310	300	280	250	202	120

Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad \text{Ou encor} \quad H_{mt} = H_g + \frac{1,15.8L\lambda}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

Avec :

$$H_g = 99.01$$

$$\lambda = 0.047$$

$$L = 6756,71 \text{ m} ;$$

$$D_{\text{int}} = 202 \text{ mm}.$$

Où

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,047 \times 6756,71}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,202)^5} = 89812,3 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

$K = 89812,3 \text{ s}^2 / \text{m}^5$
--

Alors :

$$H_{\text{mt}} = 99.01 + 89812,3 Q^2$$

Q (m³/h)	0←	20	40	60	80	100	120	140
Hmt (m)	99.01	101.78	110.1	123.96	143.36	168.3	198.8	234.83

➤ Soit le point P1 le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 120,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 199,6 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 66,5 \%$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite "C" et la courbe de la pompe "H" (voir annexe). A partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes.

➤ P₂ le point de fonctionnement de coordonnées :

$$Q_2 = 121 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 199,7 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 66,5\%$$

Ce dernier se trouve très proche du point "P₁" désiré, donc on laisse cette pompe telle qu'elle est.

VII.13.CONCLUSION :

Nous avons trois stations de pompages le long de notre chaine,et pour faire le choix des pompes nous avons utilisé le catalogue de Jument Schneider ce qui nous a donné les resultats ci-dessous :

- ✓ Au niveau du forage :une pompe immergée de type SP95 à sept étages plus une autre de secours, pour une Hmt = 43,76 m.
- ✓ La station de pompage SR1 :une pompe multicellulaire de type 80NM à cinq étages plus une autre de secours, pour une Hmt = 151,44 m.
- ✓ La station de pompage SR2 :une pompe multicellulaire de type 80NM à six étages plus une autre de secours,pour une Hmt=183,57m.
- ✓ La station de pompage SR3 :une pompe multicellulaire d type 80NM à six étages plus une autre de secours,pour une Hmt=199,6.

VIII.1. Introduction

La bonne installation d'un réseau d'alimentation en eau potable est habituée avec la pensée de « coup de bélier ». En dépannage, il est moins facile de répondre à la question, une analyse du coup de bélier est nécessaire dans la phase de planification. Lorsque la longueur du branchement dépasse certains mètres et que le débit de refoulement est supérieur à quelque décilitre par seconde, les coups de bélier peuvent causer des dommages considérables.[3]

Dans ce présent chapitre on est amené à étudier ce phénomène afin de réduire leurs effets qui peuvent survenir sur les canalisations et causer des innombrables dégâts pour les installations hydrauliques.

VIII.2. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est une série d'ondes de pression qui se produit quand le régime d'écoulement dans une conduite fermée, se trouve rapidement modifié, il se produit un agressif changement de pression. Ce phénomène est provisoire, il apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes,...).

Le coup de bélier peut prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements, ces effets les plus importants, dans une conduite alimentée par des pompes à moteurs électriques, sont ceux que l'on observe lors de:

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- La mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- La mauvaise utilisation des appareils de protection. [6]

VIII.3. Analyse physique du phénomène

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. [7]

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :
(On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : L/α)

✚ 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.

✚ 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 $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

✚ 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.

✚ 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.

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 phases). 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.

VIII.4. Célérité des ondes

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : coefficient dépendant du matériau (K=0,66 pour le PEHD) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (en m) ;

e : épaisseur de la conduite (en m).

VIII.5. Calcul de la valeur du coup de bélier

✚ Cas de la fermeture brusque $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur coup de bélier est égale à :

Formule de JUKOWSKI

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à $9,81 \text{ m/s}^2$;

a : célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

✚ Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Formule de MICHAUD

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

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

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

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

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g}$$

Avec H_0 est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

VIII.6. Moyens 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.

VIII.6.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est une masse tournante liée à l'arbre de la pompe, a pour but de prolonger la période d'arrêt en augmentant l'inertie des pompes grâce à l'énergie cinétique accumulée.

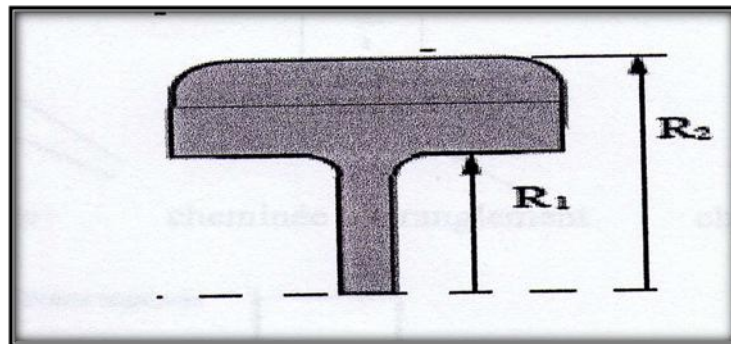


Figure VIII.1. Volants d'inertie

VIII.6.2. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

VIII.6.3. Cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables

VIII.6.4. Le réservoir 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.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

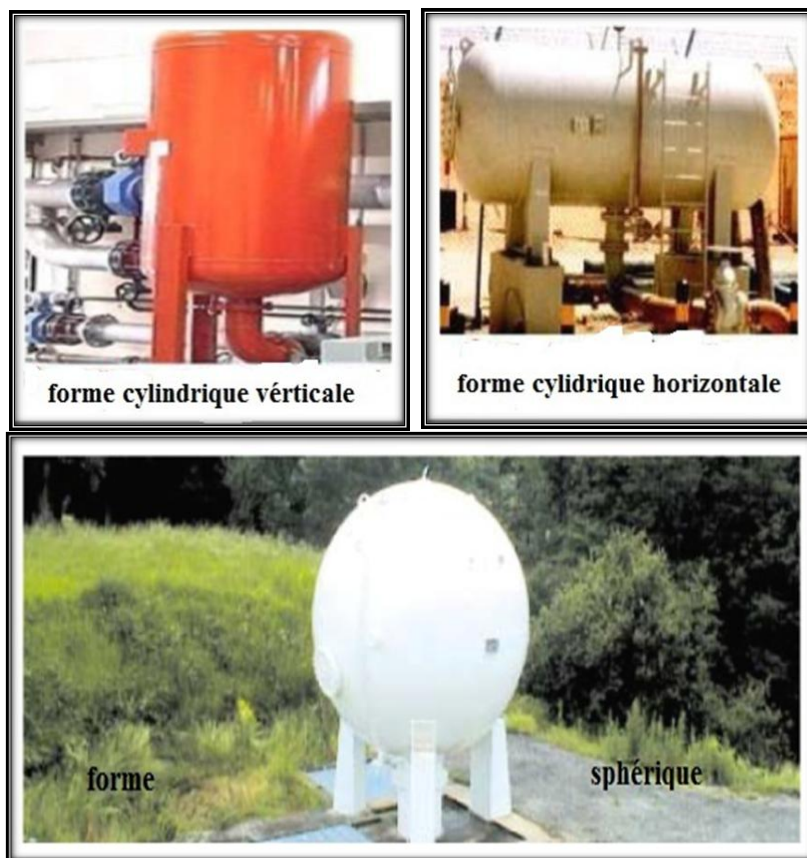


Figure VIII.2 : Les différentes formes des réservoirs d'air

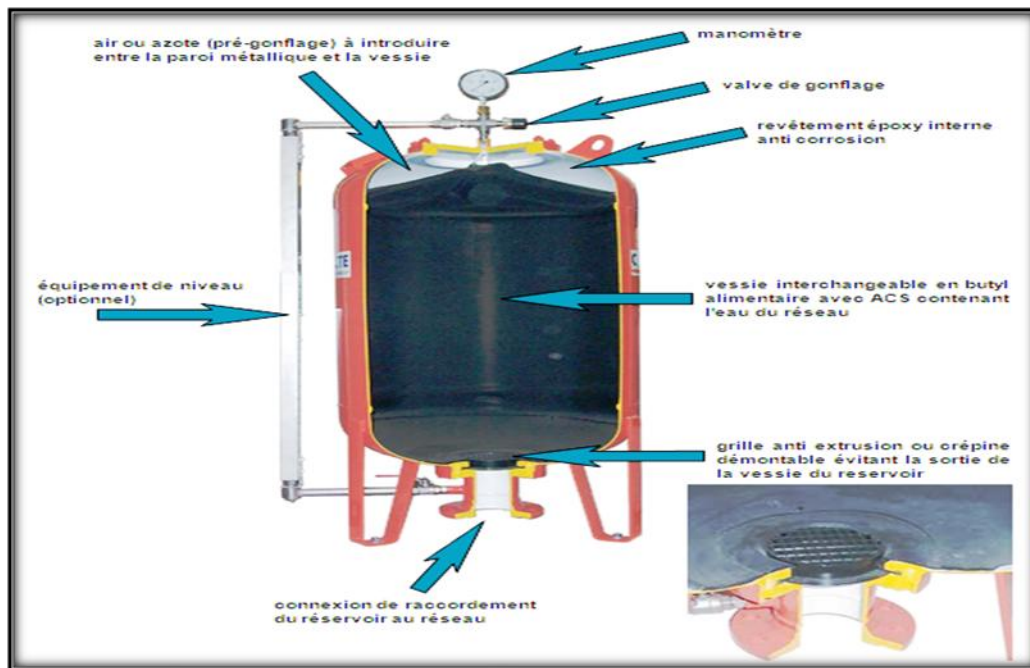


Figure VIII.3: Le réservoir d'air (anti bélier)

VIII.6.4.1. Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

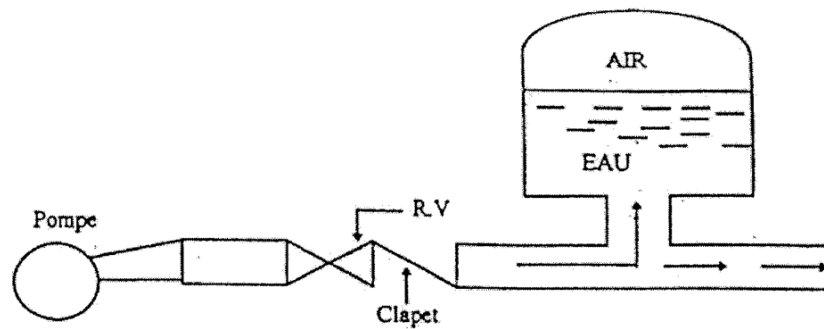


Figure VIII.4 : Principe de la disposition du réservoir d'air

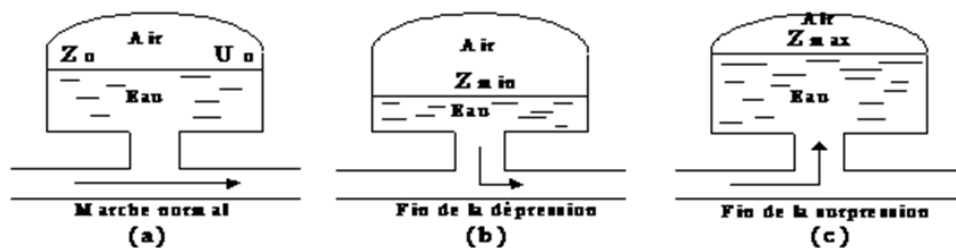


Figure VIII.5 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement

VIII.7. CALCUL DES RESERVOIRS 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 :

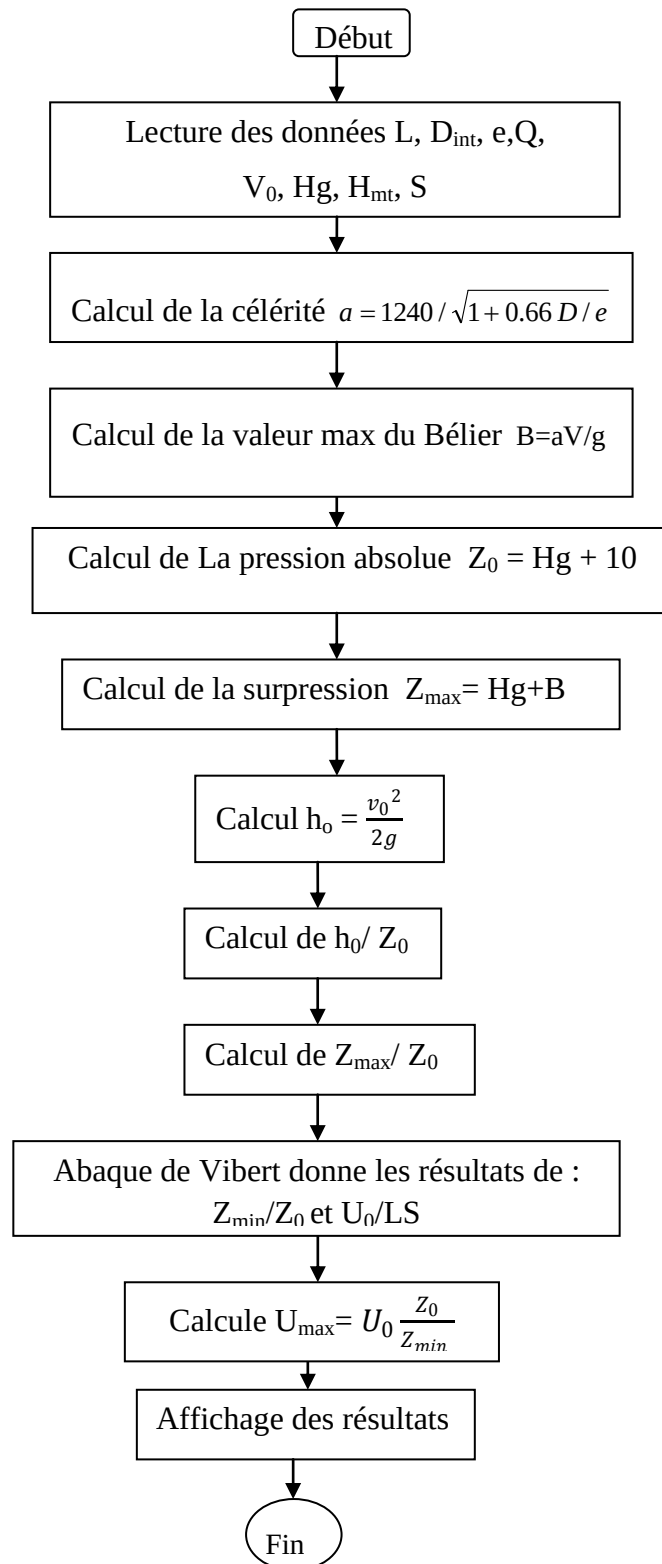
- Méthode de Puech et Meunier : Permet de déterminer le volume des ballons de protection.
- Méthode de Vibert : Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.
- Méthode de Bergeron : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Etant donné que notre cas le débit est de 28.223/s et la longueur équivalente de la conduite est de 1193 m ; les conditions d'application de la méthode de Vibert sont bien satisfaites.

Vibert à considérer les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables.
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable.
- la compressibilité de l'eau est négligeable.
- Le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement.

▪ Organigramme de calcul de coup de bélier



VIII.8. Protection de la conduite reliant le noeud2 et le réservoir ouled hama

En appliquant les étapes décrites par l'organigramme précédent sur notre conduite gravitaire reliant le noeud2 et le réservoir d'ouled hama, on détermine la capacité du réservoir d'air qui sera installé à l'aval du réservoir.

Tableau VIII.8.1 : caractéristique de la conduite

L (m)	D _{int} (mm)	e (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	Q (l/s)	Hd (m)
1168	96,8	6,6	0,0073	0,72	5,32	65,83

Tableau VIII.8.2 : Dimensionnement du réservoir d'air

Désignation	Valeurs	Unité
Célérité a	379,43	m/s
valeur de coup de bélier B	27,84	M
pression absolue Z ₀	75,83	M
surpression Z _{max}	93,67	M
Valeur h ₀	0,026	/
h ₀ /Z ₀	0,0003	/
Z _{max} /Z ₀	1,235	/
Abaque de VIBERT donne		
Z _{min} /Z ₀	0,82	/
U ₀ /LS	0.14	/
le volume d'air U ₀	1.193	m3
le volume d'air U _{max}	1.878	m3

La considération de la valeur de Z_{min} / Z₀ permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,82 ;$$

donc :

$$Z_{\min} = 62,18 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$U_{\max} = 1,45 \text{ m}^3.$$

Si nous voulons qu'il reste encore d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume U_{max} totale égale à : 1450 litres.

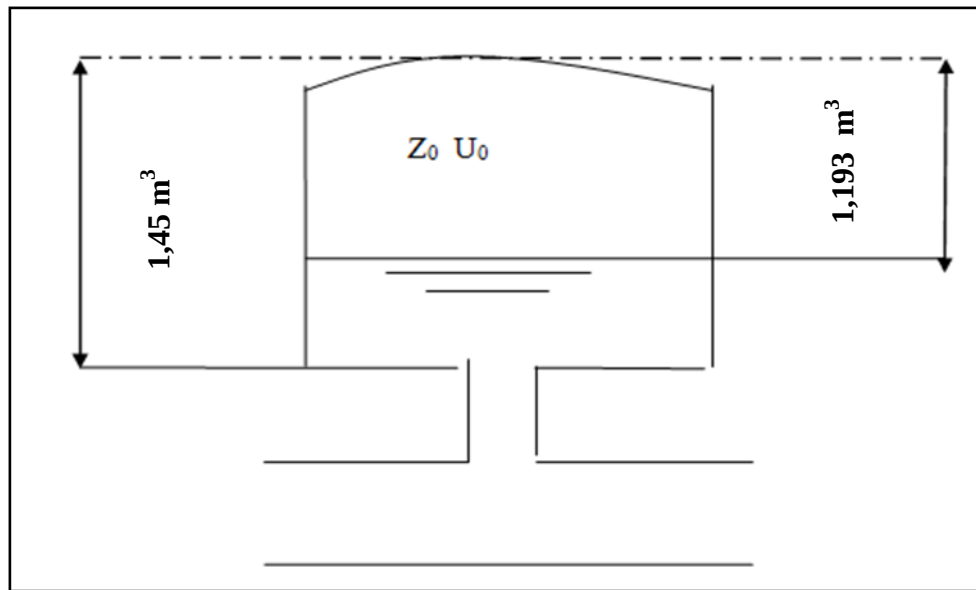


Figure VIII.5 : Capacité du réservoir d'air

VIII.9.Conclusion

Pour que la conduite qui relie le nœud 2 et le réservoir de ouled hama soit protégée sur toute sa longueur ; que se soit dans le sens d'une surpression et dans le sens contraire d'une dépression, il nécessaire de l'équiper d'un réservoir (eau + air comprimé) d'un volume total $1,45 \text{ m}^3$ avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 1,193 \text{ m}^3$.

Conclusion générale

Notre étude qui porte sur la contribution à l'amélioration de la chaîne d'alimentation en eau potable de la Commune d'el ach, a aboutie aux conclusions suivantes :

- La ressource tirée à partir du forage d'el medjez est de 35 l/s, couvre les différents besoins de la population estimée à 28,223 l/s.
- En termes d'adduction, nous avons préconisé du PEHD pour les conduites de refoulement, et les conduites gravitaires vu les précieux avantages qu'il présente.

La majorité des centres présentent une insuffisance dans leurs capacités, pour cela nous avons projetés trois réservoirs :

- Un réservoir de tête de 1500m^3 sur les hauteurs de tihammamine pour alimenter l'ensemble du centre.
- Un réservoir de 300m^3 à tihammamine pour alimenter tihammamine et brahmia.
- Un réservoir de 500m^3 sur les hauteurs d'ouled ahmed pour alimenter les centres de boumeriouane, el merdja ,el messrah et touama.
- Le réservoir existant de 100m^3 alimentera le centre de ouled ahmed.
- Le réservoir existant de 200m^3 de ouled hama alimentera ce dernier.

Pour le choix des pompes, nous avons utilisé le catalogue de Jument Schneider ce qui nous a donné les résultats ci-dessous :

- Au niveau du forage : une pompe immergée de type SP95 à sept étages plus une de secours ;
- SR1 : une pompe multicellulaire de type 80NM à cinq étages plus une de secours ;
- SR2 : une pompe multicellulaire de type 80NM à six étages plus une de secours ;
- SR3 : une pompe multicellulaire de type 80NM à six étages plus une de secours ;

Pour palier au phénomène du coup de bélier, nous avons dimensionné un réservoir d'air de volume 1450 l pour la conduite gravitaire reliant le noeud2 et le réservoir d'ouled hama.

Enfin nous espérons que notre travail pourra contribuer à la réalisation de ce projet et servir d'aide pour les prochaines promotions.

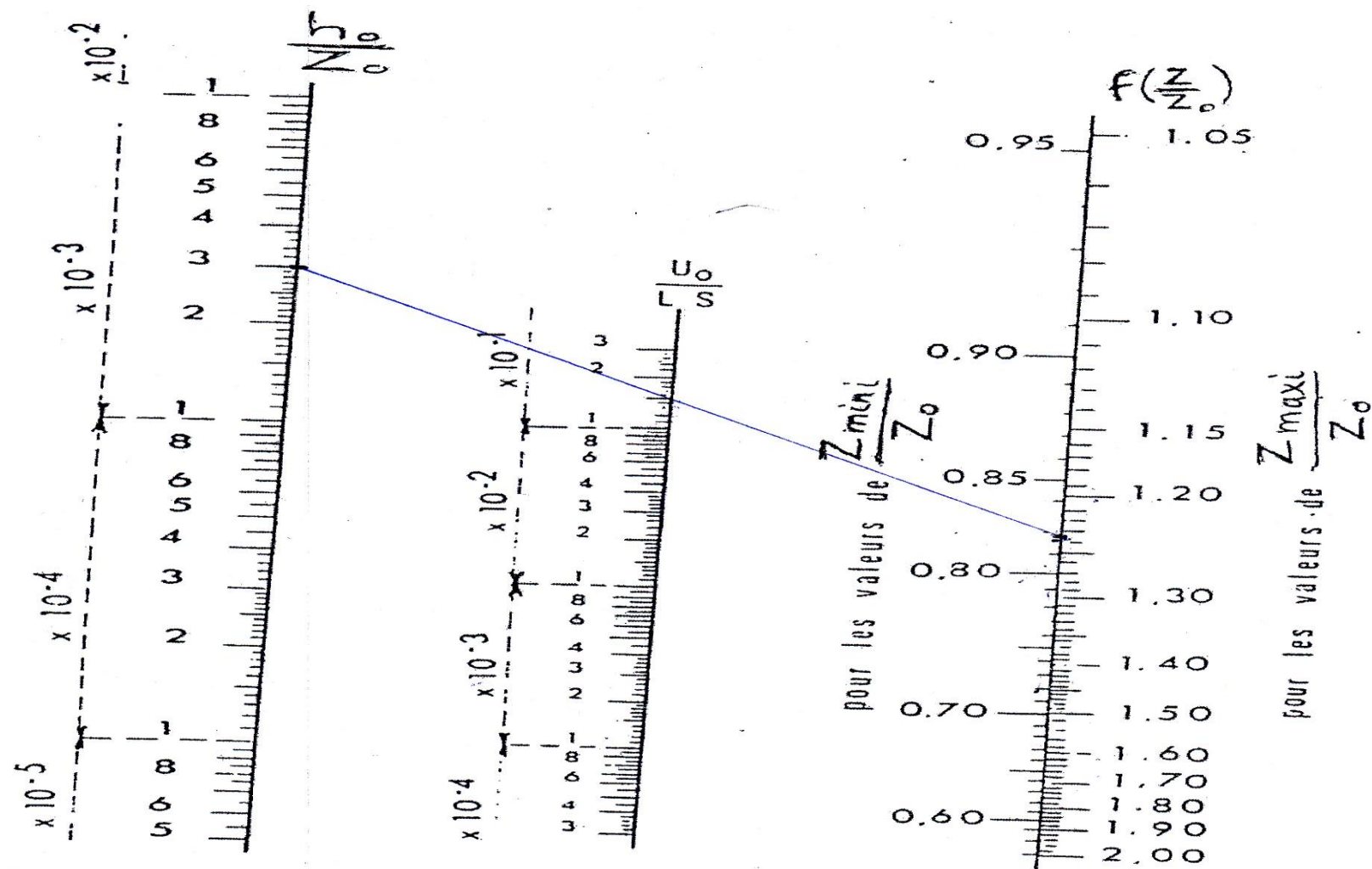
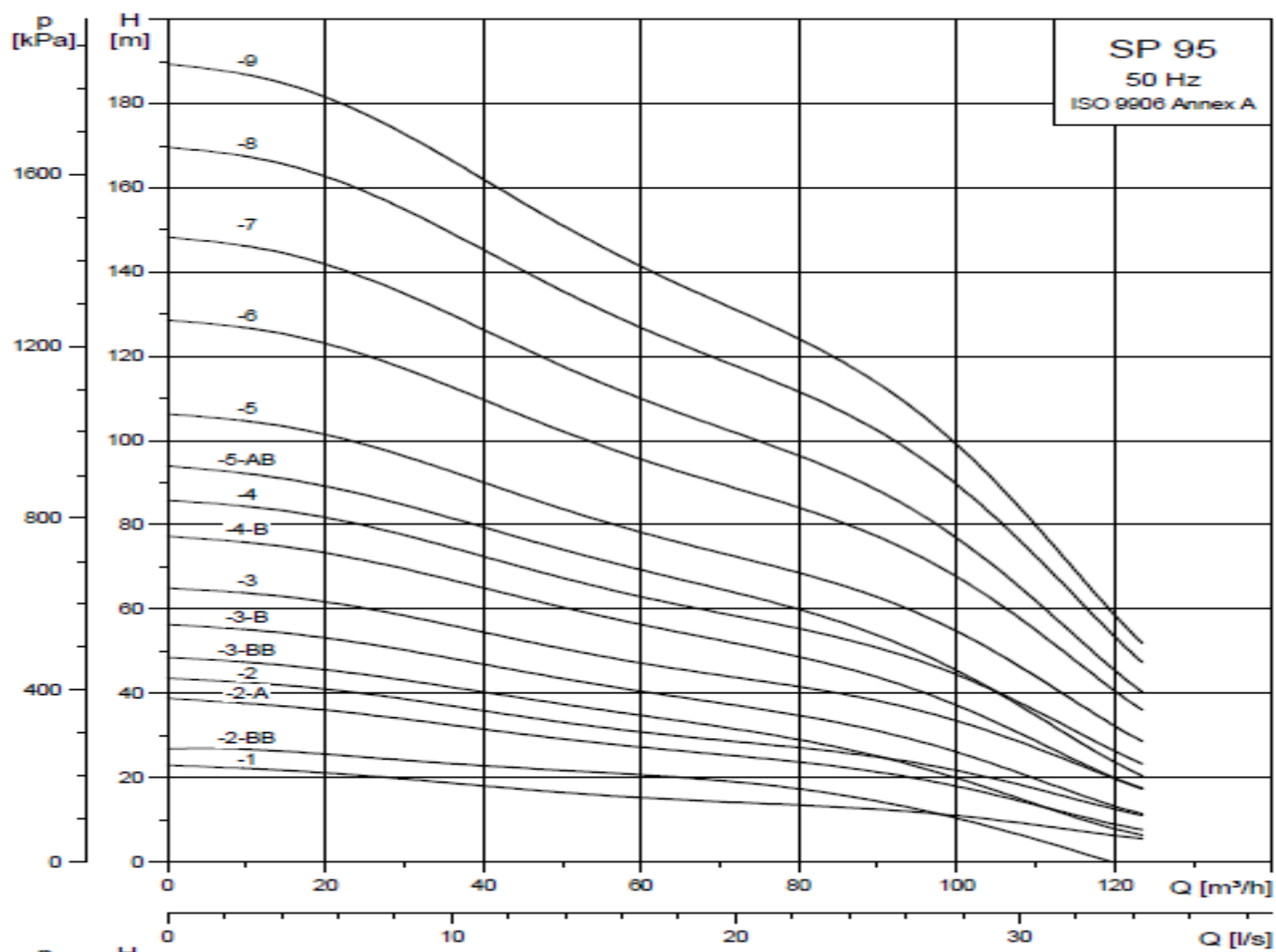
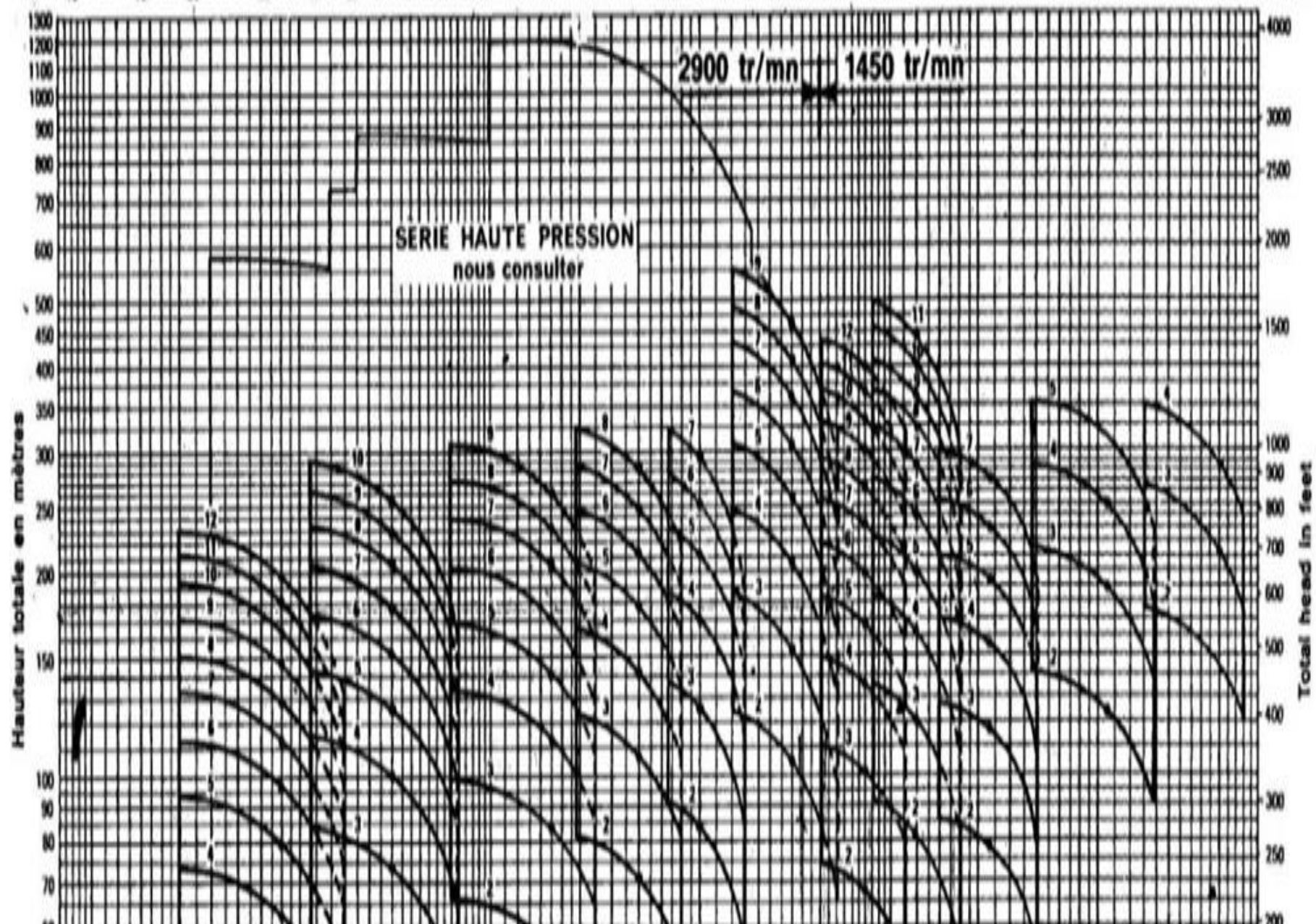
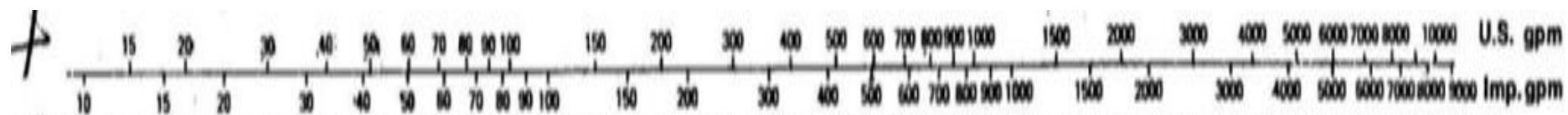
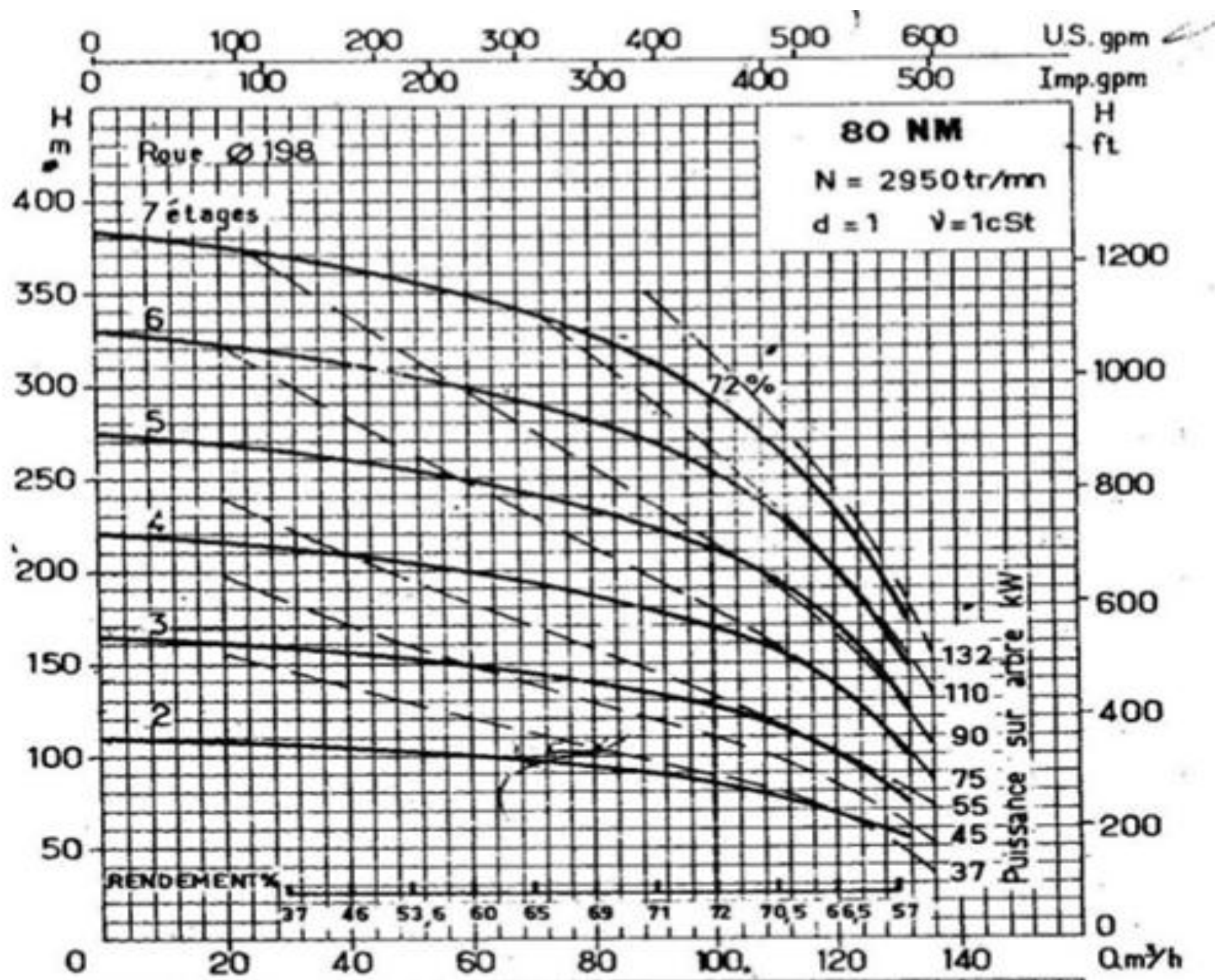
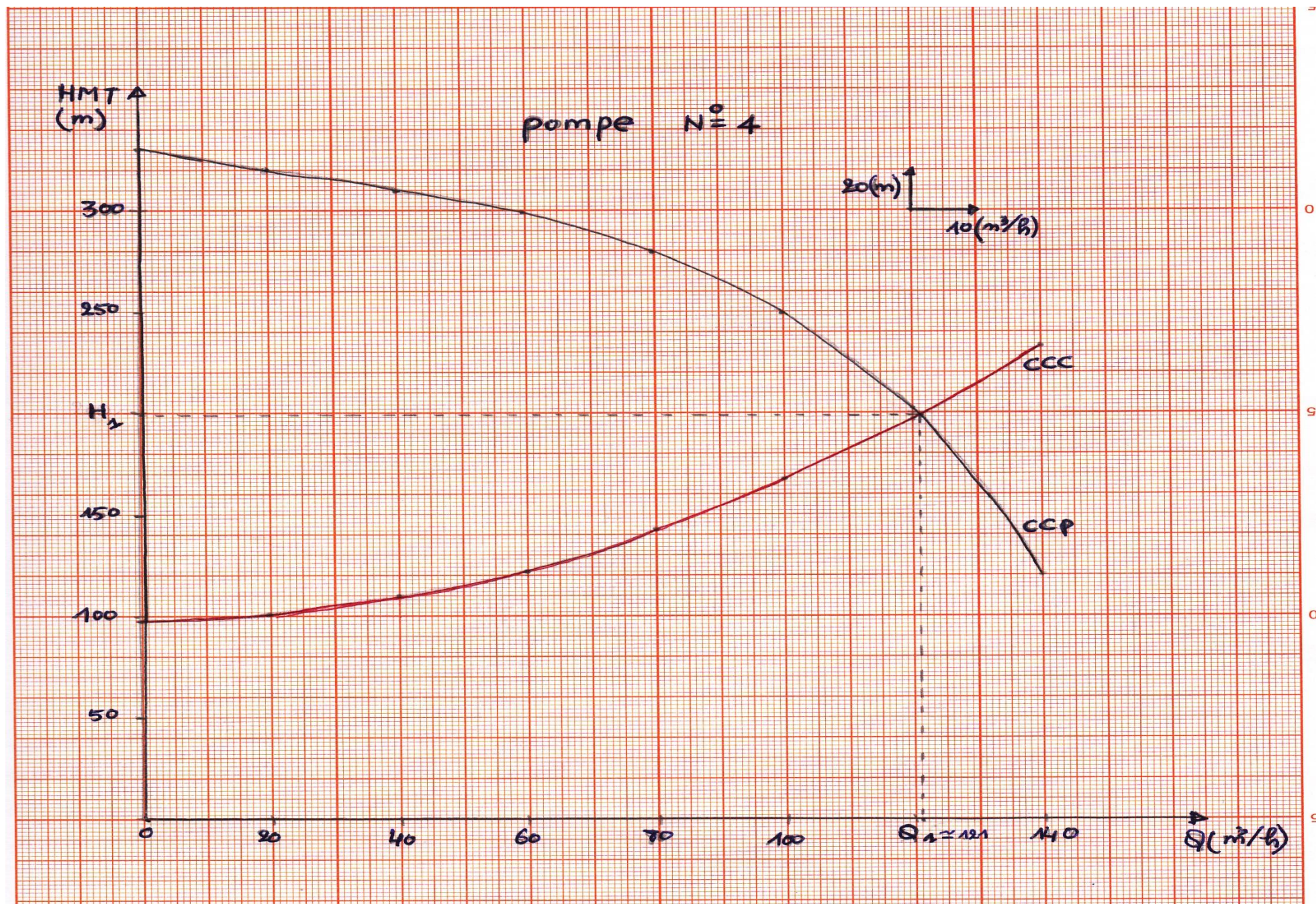


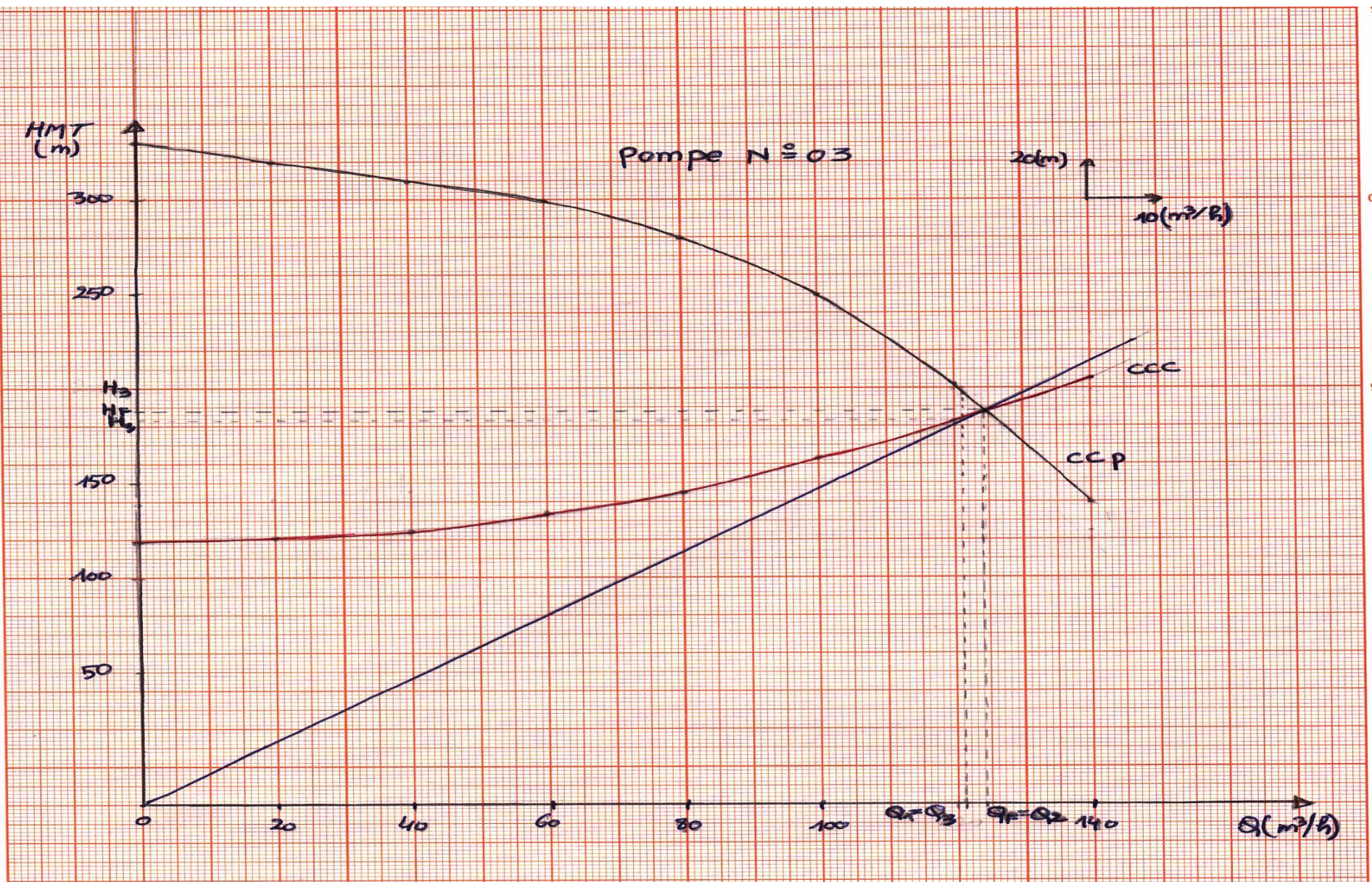
Figure 41 : Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-béliers











HMT
(m)

pompe N° 02

300

200

100

H_3
 H_X
 H_2

20

40

60

80

100

Q_1

Q_2

140

$Q (m^3/h)$

20(m)

10 (m^3/h)

CCC

CCP

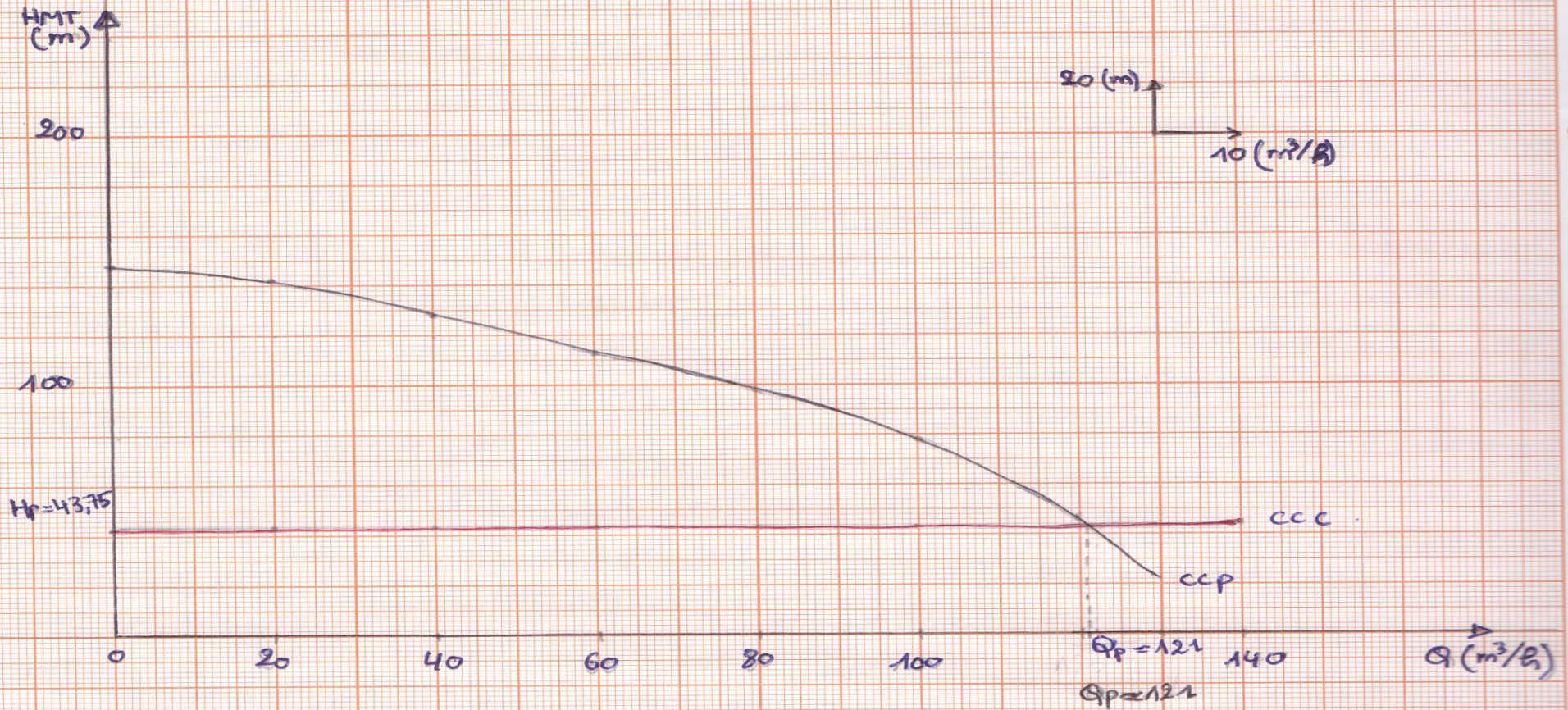
10

15

0

5

pompe N°1 (immergée)



LISTE DES ABREVIATIONS

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.
A.P.C : Assemblée Populaire Communale.
DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya.
CR : Côte Radier.
CTP : Côte Trop Plein.
D: Diamètre.
D_{ext}: Diamètre extérieur.
D_{int} : Diamètre intérieur.
DN : Diamètre Nominal.
Hg : Hauteur géométrique.
Hmt : Hauteur manométrique totale.
Max : Maximum.
µS/cm : Micro Siemens par Centimètre.
Min : Minimum.
Moy : Moyenne.
P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme
PP : Point de Piquage.
SR : Station de Reprise.
PE : Polyéthylène.
PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.
PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité
PVC : Chlorure de polyvinyle.
SP : Station de Pompage.
SR : Station de Reprise.
Pro : profondeur.
Q : débit.
Q_é : débit équivalent.
Q_{tr} : débit transféré
RGPH : Recensement générale de la population et de l'habitat
R : Réservoir.

RN : Route Nationale.

RS : Réservoir de Stockage.

RST : Réservoir de stockage et de transit

S : Section.

N_d : Niveau dynamique.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

N_s : Niveau Statique.

J_t : les pertes de charges totales

J_u : les pertes de charges unitaires

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Thèses :

[1] : IHADDADEN. F ; LAFGOUN. S, (2008/2009) : contribution à l'étude du renforcement de 16 villages des communes : Irdjen, Lâarba Nath-Irathen et Tizi-Rached à partir du barrage de Taksebt. UMMTO.

[2] Bouteldja T, Zeghdoud A, (2008),Contribution à l'étude de renforcement de la chaine d'adduction de la commune de Beni yenni.Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[3] Bencheikh F., Bentayeb K, (2009), Contribution à l'étude de réhabilitation et de renforcement du réseau d'adduction d'eau de 20villages de la commune de Beni Maouche à partir du barrage de Tichi Haf (Bejaïa). Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[4] Belgaid F., Kabaili C, (2008), Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi ousou à partir du barrage de Taksebt.Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[5] Agchariou O., Takka S, (2011), Alimentation en eau potable des cinq villages de la commune d'Ighram à partir d'un forage. Thèse d'ingénieur d'état enAgronomie (UMMTO).

[6] Chala Z, (2002), Dimensionnement d'un système du transfert cas de Taksebt Freha-Azazga. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO)

[7] Amarouchene M , Mammeri S . Oughanem K, (2013), raccordement en eau potable des villages beni-mendes et beni-kouffi à partir du barrage koudiet acerdoune