

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable**

THEME

**Etude de l'adduction de la commune d'ELKHENEG
(W.LAGHOUAT)**

Présenté par :

M^r : DJAMATE mohammed

Promoteur :

M^r : DERNOUNI.Y

Devant le jury composé de :

Président : M^r T.KHETTAL

**Examineurs : M^r A.AYADI
M^{me} M.KAHLERASS
M^r A.HACHEMI
M^r M.RASSOUL**

juillet 2008

∞ Dédicace ∞

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

- ❖ *A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*
- ❖ *A mon frère Brahim qui m'a tant soutenu ainsi que KHALED et Boubaker.*
- ❖ *A ma sœur, son mari TAHER, et sans oublier la bien aimée Achwak.*
- ❖ *A toute ma grande famille.*
- ❖ *A Mes amis à Blida et à Laghouat.*

MOHAMMED.

Remerciements

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Et « qui conque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»

Je remercie fortement mon promoteur: M^r DERNOUNI YUCEF de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je remercie également M^r RUIGUI TAHER «DHW de LAGHOVAT » qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus, sans oublier M^r DERDARI.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- ❖ *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
- ❖ *Tout ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

MOHAMMED.

ملخص :

عن طريق هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لتزويد مدينة الخنق (ولاية الأغواط) بالماء الصالح للشرب, عن طريق نقله من حقل آبار مياه جوفية, الواقع بالميلق بواسطة أنابيب النقل, وهذا لرداءة نوعية المياه الباطنية المتواجدة بهذه المدينة. كذلك قمنا بدراسة مدققة بحساب خزانات الهواء المضغوط واختيار الصمامات المناسبة لحماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي.

Résume :

A travers cette étude on a choisit la meilleure méthode d'alimenter en eau potable, la ville d'ELKHENEG (W.LAGHOUAT) à partir du champ de captage de MILOK par une nouvelle adduction, et ce a cause de la mauvaise qualité des eaux souterraines existantes dans cette ville.

Ainsi on a déterminé avec précision le dimensionnement de réservoir d'air, et des vannes spéciales pour protéger les conduites contre le coup de bélier.

Summary :

Through this study, we made the best method to feed the town of ELKHENEG (W.LAGHOUAT) by drinking water, starting from the collecting field of MILOK by adduction.

The reason is the bad quality of underground water

Thus the need of dimensioning of the air balloon and vanes in order to save and protect the conduits against the water hammer.

SOMMAIRE

Page

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION

I-1) Situation géographique.....	01
I-2) Situation topographique.....	01
I-3) Situation climatique	02
I-3-1) Climat.....	02
I-3-2) Température.....	02
I-3-3) Pluviométrie.....	03
I-3-4) Les Vents.....	03
I-4) Hydrogéologie.....	04
I-5) Démographie.....	04
I-6) Présentation Hydraulique.....	05
Conclusion.....	09

CHAPITRE II : DEMOGRAPHIE ET ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II-1) Introduction.....	10
II-2) Estimation Des Besoins En eau.....	10
II-2-1) Consommations domestiques	10
II-2-2) Consommation public.....	12
a) Besoins scolaires	12
b) Besoins socioculturels.....	13
c) Besoins administratifs.....	13
d) Besoins sportifs	13

e) Consommation d'arrosage.....	13
II-2-3) Consommations Total	14
II-3) Calcul Du Debit Majore	14
II-3-1) Variation de la consommation journalière.....	14
a) Consommation maximale journalière	14
b) Consommation minimale journalière	15
II-3-2) Variation de la consommation horaire.....	15
a) Consommation maximale horaire.....	15
b) Consommation minimale horaire	16
c) Débit moyen horaire.....	17
d) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	18
Conclusion.....	21

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

III -1) Introduction	22
III-2) Classification des réservoirs	22
III-3) Emplacement des réservoirs.....	22
III-4) Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation.....	23
III-5) Dimensionnement de la bache d'accumulation	25
III-5-1) Capacité du réservoir.....	25
III-5-2) Section du reservoir.....	25
III-5-3) Diamètre du réservoir.....	26
III-6) Les équipements des réservoirs.....	26
III-6-1) L'arrivée de la Conduite d'adduction.....	26
III-6-2) Le départ de la Conduite de distribution	27
III-6-3) Conduite du trop-plein	27
III-6-4) Conduite de vidange.....	27
III-6-5) Conduite BY-PASS	27
III-6-6) Matérialisation de la réserve d'incendie	29

Conclusion	30
------------------	----

CHAPITRE IV : ADDUCTION DU RESEAU

IV-1) Introduction.....	31
IV-2) Quelques notions simples sur l'adduction	31
IV-2-1) Choix du tracé.....	31
IV-2-2) La ligne piézométrique	31
IV-2-3) L'air dans les tuyauteries	32
IV-2-4) Dépôts dans l'adduction.....	32
IV-2-5) Choix du type du matériau de la tuyauterie	33
IV-2-6) Assemblage et diamètre	34
a)–Electrosoudage	34
b)-Soudage bout à bout.....	34
c)-Raccords mécaniques.....	35
IV-3) Tracé et dimensionnement d'une adduction	35
IV-3-1) Choix du cite de stockage	35
IV-3-2) Etude technico-économique de l'adduction	36
IV-3-2-1) Méthode de calcul	36
A/ cas de refoulement.....	36
a) Calcul des pertes de charge linéaires	36
b) Pertes de charge singulières	37
c) Calcul du coefficient de frottement	38
B/ cas gravitaire	39
a) Hauteur manométrique total HMT	39
b) Puissance des pompes	40
IV-4) Calcul des diamètres économiques.....	40
IV-4-1) Calcul des côtes piézométriques.....	41
IV-5) Choix Des Pompes	44
IV-5- 1) Tronçon du forage F_1	44
IV-5-2) Tronçon du forage F_2 vers PT A.....	45

IV-5-3) Tronçon du forage F ₃ vers PT B.....	46
IV-6) Dimensionnement de la conduite gravitaire.....	49
IV-7) Accessoires et pièces spéciales	51
IV-7-1) Les ventouses.....	51
IV-7-2) Les vannes.....	51
IV -7-2-1)Robinet vanne	52
IV-7-2-2) Robinet papillon.....	52
IV-7-3) Les pièces spéciaux	52
IV-7-3-1) Les joints des conduites en frites béton.....	53

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES

V-1) Définition	54
V-2) Les risques dus aux coups de bélier	54
V-2-1) Risque de forte pression	54
V-2-2) Pression négative	54
V-2-3) Fatigues des conduites	54
V-3) Moyens de protection contre le coup de bélier	55
V-3-1) Les volants d'inertie	55
V-3-2) Les soupapes de décharge	55
V-3-3) Les réservoirs d'air	55
V-3-4) Les cheminées d'équilibre.....	56
V-4) Analyse physique du phénomène du coup de bélier	56
V-4-1) Phase 01	56
V-4-2) Phase 02.....	57
V-4-3) Phase03	57
V-4-4) Phase 04.....	57
V-5-1) Calcul de la célérité d'ondes	57
V-5-2) Valeur numérique du coup de bélier	58
V-5-2-2) Cas de la fermeture lente	59

V-6) Méthodes de calcul du réservoir d'air	59
V-6-1) Méthode de VIBERT	59
V-6-2) Méthode de BERGERON	60
V-6-3) Méthode de PEUCH et MEUNIER.....	61
V-7) Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement).....	63
V-7-1) Calcul pour le Tronçon F ₂ -point A.....	63
V-7-2) Calcul pour le Tronçon F ₃ -point B	66
V-8) Moyen de protection pour la partie gravitaire	69
V-8-1) Détermination du temps de fermeture.....	71
Conclusion.....	72

CHAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER

VI-1) Introduction	73
VI-2) Différentes Poses De La Conduite.....	73
VI-2-1) Pose en terre.....	73
VI-2-2) Traversées des routes.....	74
IV-2-2-1) Traversée des Oueds	74
VI-2-3) Essai sur la canalisation en place.....	76
VI-2-4) L'épreuve des joints et canalisations principales.....	76
VI-2-5) Essai général du réseau	76
VI-3) Calcul Et Choix Des Machines Pour L'exécution Des Travaux..	76
VI-3-1) Choix de la section transversale – type de la tranchée.	76
VI-3-1-1) Calcul de la profondeur de la tranchée.....	76
VI-3-1-2) Calcul de la largeur du fond de la tranchée.....	77
VI-3-1-3) Calcul du coefficient du talus.....	77

VI-3-1-4) Section de la tranchée	77
VI-3-1-5) Section de la cavalière.....	77
VI-3-1-6) Hauteur de la cavalière	78
VI-3-1-7) Longueur du déplacement du sol.....	78
VI-3-2) Calcul des volumes de terrassement	79
a) Décapage de la couche de terre végétale.....	79
b) Volume des déblais.....	79
c) Volume du sol foisonné	80
d) Aménagement du lit de sable.....	80
e) Volume des remblais.....	80
f) Volume excédentaire	81
VI-4) Choix des engins de mise en place de la conduite	81
VI-5) Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux.....	83
VI-5-1) Méthodologie de construction du diagramme.....	83
VI-5-2) Planification des travaux	84
VI-6) Evaluation du projet	88
VI-6-1) Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation	89
VI-6-2) Devis estimatif des équipements.....	89
VI-6-3) Devis global	89
Conclusion.....	90

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VII-1) Introduction.....	91
--------------------------	----

VII-2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	91
VII-2-1) Facteurs humains	92
VII-2-2) Facteurs matériels	92
VII-3) Liste des conditions dangereuses.....	92
VII-4) Liste des actions dangereuses	92
VII-5) Mesures préventives pour éviter les causes des accédants	93
VII-5-1) Protection individuelle	93
VII-5-2) Autres protections	93
VII-5-3) Protection collective	94
VI-5-3-1) Equipement de mise en œuvre du béton	94
VII-5-3-2) Engin de levage	94
VII-5-3-3) Appareillage électrique.....	94
VII-6) Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail.....	95
VII-7) Conclusion.....	96

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux

	Page
Tab N°/I.1 : Températures moyennes annuelles de l'air.....	03
Tab N°/I.2 : Températures Mensuelles de l'année 2006	03
Tab N°/I.3 : Valeurs des précipitations annuelle.....	03
Tab N°/I.4 : Vitesses des vents avec les directions	04
Tab N°/I.5 : Nombre d'habitants selon les années.....	05
Tab N°/I.6 : Nombre d'habitants selon les années.....	05
Tab N°/ II.1 : Taux d'accroissement selon la période.....	11
Tab N°/ II.2 : Estimation de la population future de la ville.....	11
Tab N°/ II.3 : Estimation des Besoins domestiques.....	12
Tab N°/ II.4 : Estimation des Besoins scolaires	12
Tab N°/ II.5 : Estimation des Besoins socioculturels	13
Tab N°/ II.6 : Estimation des Besoins administratifs.....	13
Tab N°/ II.7 : Estimation des Besoins sportifs	13
Tab N°/ II.8 : Estimation de Consommation d'arrosage	13
Tab N°/ II.9 : Récapitulation des consommations totales.....	14
Tab N°/ II.10. : Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune.....	15
Tab N°/ II.11 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tab N°/ II.12: β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tab N°/ II.13. : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires pour la commune	17
Tab N°/ II.14. : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tab N°/ II. 15 : Variation des débits horaires de la ville d' EL KHENEG...	19
TabN°/ III-1: Détermination de la capacité du réservoir.....	24
TabN°/ III-2: Nomenclature des pièces de réservoir.....	29
Tab N°/ IV.1: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau ...	39
Tab N°/ IV.2: tableau récapitulatif.....	40
Tab N°/ IV.3: Tableau donnant $(H_p, H_c) = f(Q)$	44
Tab N°/ IV.4: tableau donnant $(H_p, H_c) = f(Q)$	46
Tab N°/ IV.5 : Tableau donnant $(H_p, H_c) = f(Q)$	47
Tab N°/ : V-1 : coefficient k pour divers matériaux.....	58
Tab N°/V-2 : caractéristiques de la conduit.....	63
Tab N°/ V-3: caractéristiques de la conduite.....	66
Tab N°/V-4 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet vanne à opercule.....	71
Tab N°/ V-5: caractéristiques de la conduite.....	72
Tab N°/VI.1: Coefficients du talus en fonction de la profondeur de la tranchée et la nature du sol.....	77

	Page
<i>Tab N°/ VI.2: Coefficient d'ameublissement en fonction de la nature du sol.....</i>	78
<i>Tab N°/ VI.3: Récapitulatif des différents paramètres de tranchée et de cavalière.....</i>	79
<i>Tab N°/ VI.4: Récapitulatif des différents volumes</i>	81
<i>TabN°/ VI.5 : Nom des engins utilisés pour la mise en place de la conduite et leurs rôles</i>	81
<i>TabN°/VI.6 : Détermination du délai de la réalisation (conduite Gravitaire)</i>	85
<i>Tab N°VI.7 :Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation</i>	88
<i>TabN°/VI.8 : Devis estimatif des équipements</i>	89
<i>TabN°/ VI.9 : Devis estimatif global.....</i>	89

Liste des figures

	Page
Fig N°I.1 Situation géographique de la commune d'EL KHENEG.....	02
Fig N°I.2 reseau d'adduction existant de la commune d'ELKHENEG.....	06
Fig N°II.1: Histogramme de consommation totale.....	20
Fig N°II.2: Tracé de la courbe intégrale.....	21
Fig N°III.2: Equipement de reservoir.....	28
Fig N°III.2 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	30
Fig N°IV.1: Courbes caractéristiques de la pompeN°1.....	47
Fig N°IV.2: Courbes caractéristiques de la pompeN°2.....	48
Fig N°IV.3: Courbes caractéristiques de la pompeN°3.....	48
PHOTO N°:IV.1: Divers accessoires.....	53
FigN° : V-1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	56
FigN° : V-2 profil en long d'une conduite.....	63
Fig N° V.3 : le type du réservoir anti-bélier à choisie.....	68
FigN°: V-4 : Phase 1,.....	69
FigN°: V-5 : Phase 2,.....	69
FigN°: V-6 : Phase 3,.....	70
FigN°: V-7 : Phase 4,.....	70
FigN°: V-8: Vanne à opercule.....	71
FigN°: VI-1: Schéma d'une conduite traverse un oued.....	75
FigN°: VI-2 Schéma d'une conduite repose sur une poutre.....	75
Photo N°: VI-1 Engins de chantier de la conduite de transfert.....	82
FigN°: VI- 3 Réseau neoud (conduite gravitaire).....	86
FigN°: VI-4 Planing des travaux (diagramme de GANT)	87

Liste des planches

- | |
|---|
| Planche -1 : Plan de masse de l'adduction de la ville. |
| Planche -2 : Profil en long de la conduite gravitaire. |
| Planche -3 : Profil en long de la conduite gravitaire. |
| Planche -4 : Profil en long de la conduite gravitaire. |
| Planche -5 : Profil en long de la conduite de refoulement |

INTRODUCTION :

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité et quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière) cependant, avec l'apparition de collectivité de plus en plus important, la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

Vu la faiblesse et mauvaise qualité d'eau des sources qui alimentent la commune d' ELKHENEG (W. LAGHOUAT), on a abouti à la nécessité de mobiliser d'autres sources.

Notre travail portera donc sur le projet d'adduction de champ de captage MILOK à la commune d' ELKHENEG après détermination des différents besoins en eau au niveau de ces différentes localités.

Le but de cet aménagement est bien sûr de résoudre le problème d'A.E.P de la ville d' ELKHENEG.

I-1) Situation géographique :

La commune d'EL KHENEG fait partie de la wilaya de LAGHOUAT, elle a obtenue le statu de commune après le découpage administratif de 1984, et rattachée administrativement à la daïra de AIN MADHI et s'étale sur un territoire d'une superficie de 3830 Km².

Elle est située à 07 km à l'ouest du chef lieu de la wilaya.

La commune d'EL KHENEG est limitée :

- Au Nord : Commune de Tadjmout.
- Au Sud : Commune de Hassi R'mel.
- A l'Est : Commune de Laghouat.
- A l'Ouest : Commune d'El houita.

I-2) Situation topographique :

La commune d'EL KHENEG se repartie sur une partie du plateau saharien et se situe sur une altitude de 800m au-dessus du niveau de la mer avec des pentes variables telle que :

- Sur la pleine limitée par djebel OUM DELOUA et séparée au milieu par Djebel EL KHENEG et djebel EL EHMAR presente une pente variant entre 0% et 3% elle s'étend sur une superficie de 153.26 ha à une altitude de (700 a 822) m

- Dans la zone située en bordure de djebel OUM DELOUA et au coté ouest du djebel EL KHENEG la pente varie entre 3% et 4% et s'étend sur une superficie de 1027 ha.

- Au niveau de djebel d'EL KHENEG et djebel LAHMAR se situe une zone qui fait une pente variant entre 12 % et 25% cette zone s'étale sur une superficie de 940 ha.

A travers l'analyse topographique de la zone d'EL KHENEG, nous pouvons déduire que cette région est relativement plate avec plus de 93.28 % de la surface de

commune a une pente entre 0% et 3%, surtout vers l'est de l'agglomération chef lieu ou les terrains sont très favorables à l'urbanisation.

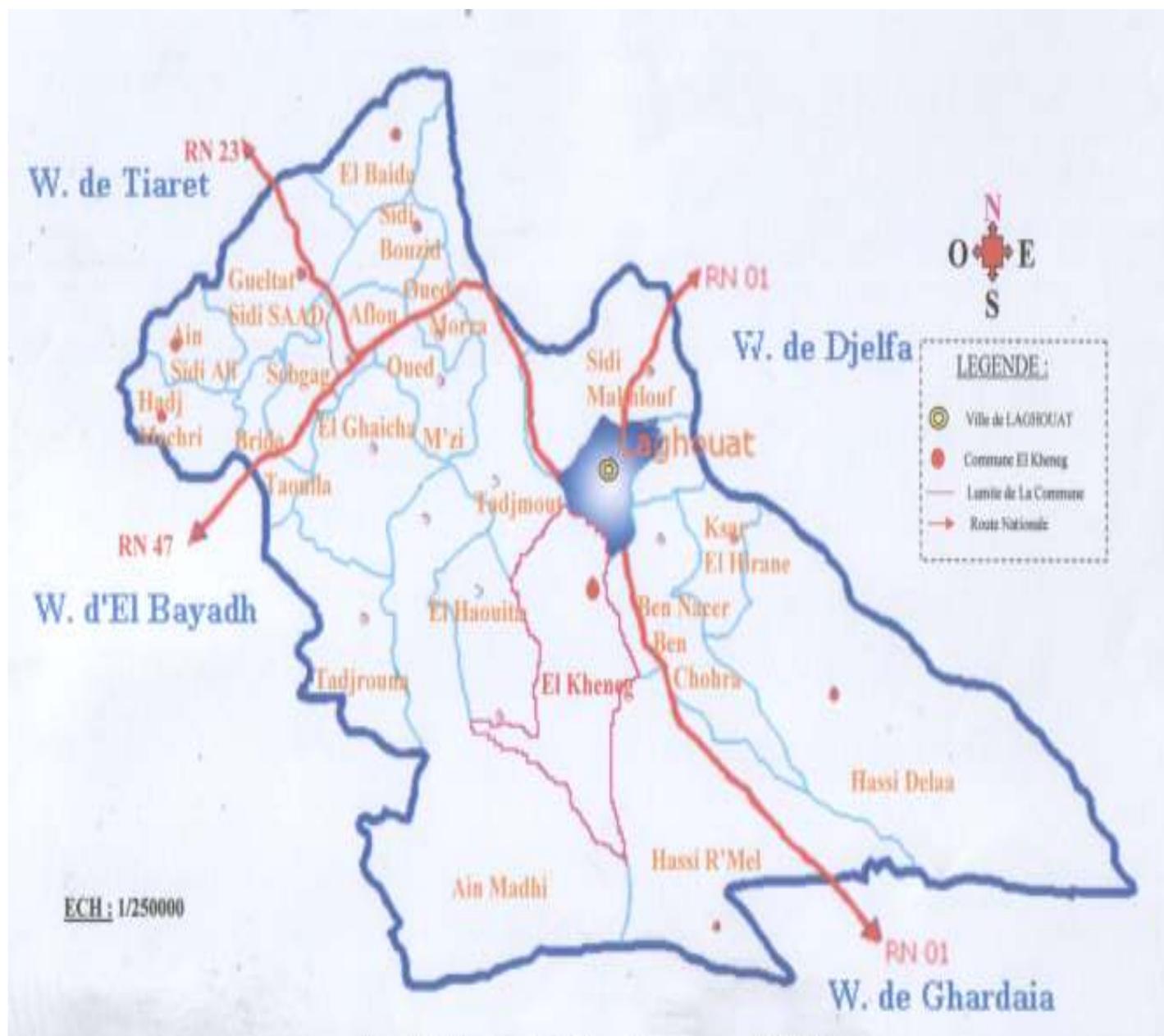


Fig N°I.1 Situation géographique de la commune d'EL KHENEG.

I-3) Situation climatique :

I-3-1) Climat :

Cette zone a une situation géomorphologique sur le plateau saharien de 100 à 200 mm/an sous forme d'averse ou d'orages en automne et au printemps avec un été sec et chaud, telle que les précipitations sont faibles et irrégulières.

I-3-2) Température :

La températures moyenne annuelle de l'air est de l'ordre de 20.12°C les valeurs moyennes mensuelles minimales et maximales correspondants respectivement aux moyens de janvier 11.1°C et juillet 39.3°C.

Les tableaux suivants donnent les valeurs des températures moyennes annuelles de l'air et les températures mensuelles de l'année 2006 :

Tab N°/I.1 : Températures moyennes annuelles de l'air:

Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Températures Moy (en °c)	18.5	18.2	19.2	18.6	19.6	18.6	19.9	18.9	19.4	18.9	25.7	26

Tab N°/I.2 : Températures Mensuelles de l'année 2006 :

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Températures Moy (en °c)	11.1	14.8	22.4	26.8	30.6	35.3	39.3	38.2	30.1	29.3	20.6	13.4

I-3-3) Pluviométrie :

La pluviométrie est très réduite à cause de chaîne montagneuse de l'atlas saharien qui constitue un rempart naturel .Le total moyen annuel de précipitation entre l'année 1995 et 2006 a été de 155.5mm. Les faibles précipitations et leur irrégularité et la présence d'une saison presque sèche en l'occurrence l'été font de l'irrigation une nécessité pour les cultures existantes.

Tab N°/I.3 : Valeurs des précipitations annuelles:

Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Pluviométries Moy (en mm)	121	181	238	63	253	89	95	101	154	180	140	252

I-3-4) Les Vents :

C'est une région fortement ventés avec des directions différentes selon les saisons. Les relèves données ci-dessous sont effectuées par la station de la météo de LAGHOUAT. On constate que les vents dominants sont de direction ouest et nord-ouest et qui engobent une bonne partie de l'année.

Généralement les vents se manifestent au début de printemps jusqu'au début d'été.

Tab N°/I.4 : Vitesses des vents avec les directions :

Année	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Pluviométries Moy (en mm)	W 23	Nnw 29	N 30	Nw 28	Wnw 28	W 25	Nnw 36	Nw 24	Nw 25	Wnw 35	W 25	Wnw 39

I-4) Hydrogéologie :

La présence des différentes aquifers est effectuée sur la base essentiellement des données des forages, de ce fait il existe deux forages réalisés après 1982.

L'identification des aquifers susceptible d'être exploite en vue de la mise en valeur concerne la région d' EL KHENEG dont on assiste a l'existence des aquifers de quaternaire du cretace inférieur et supérieur et du jurassique constituant les ressources en eau souterrain.

Les eaux superficielles constituent une ressource non négligeable mais irrégulière dont la mobilisation nécessite des infrastructures adéquates.

I-5) Démographie :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après les données démographiques recueillies auprès de la D.P.A.T et l'A.P.C, les résultats des différentes enquêtes menées à travers le recensement R.G.P.H se résume comme suit :

Tab N°I.5 : Nombre d'habitants selon les années

ANNEE	1987	1997
Population chef lieu	1861	4816

Taux d'accroissement moyen : 9,97%

(Source A.P.C)

Tab N°I.6 : Nombre d'habitants selon les années

ANNEE	1997	2005
Population chef lieu	4816	6852

Taux d'accroissement moyen : 4,50%

(Source D.P.A.T)

I-6) Présentation Hydraulique:

Réseau d'adduction : le réseau d'adduction (voir figure N°:I.2) existant dans la commune d'EL KHENEG est de longueur 3920m.

Réseau de distribution : le réseau de distribution existant dans la commune d'EL KHENEG est de longueur 36872m.

On note dans cette ville l'existence des 04forages et des 02 réservoirs (voir tableau N°:I.8, I.9, I.10, I.11, Annexe Photo N°:1).

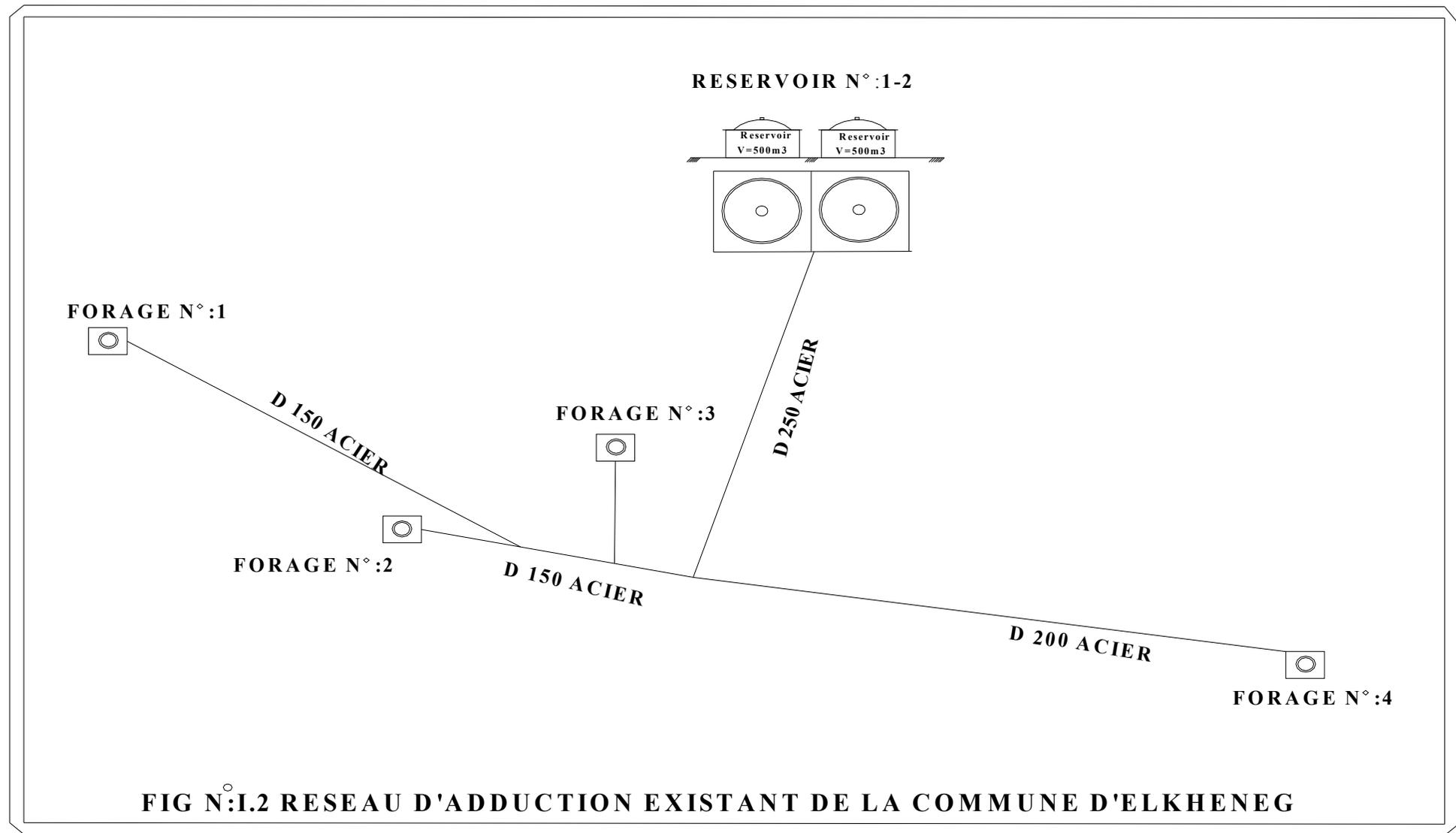


FIG N°:I.2 RESEAU D'ADDUCTION EXISTANT DE LA COMMUNE D'ELKHENEG

Tab N°/ I.7 : Les caractéristiques des Forages d' AEP de la commune d'EL KHENEG :

Exploitant gestionnaire	N° forage	Nappe	Coordonnées Lambert			Profondeur aquifère		Caractéristiques des forages					Date De réalisation	Date de Mise en service	
			X	Y	Z	Toit (m)	Mur (m)	Diam (mm)	Prof (m)	Niveau statique	Qexp (l/s)	Cote calage			
ADE	1	TURONIEN	486292	374833	708.7	10	100	340	100	5.8	9	930	1982	1982	
ADE	2	TURONIEN	486260	374461	707.1	10	100	340	100	5.9	23	930	1987	1987	
ADE	3	TURONIEN	486269	374177	706.6	10	141	340	141	18	9	830	1992	1992	
ADE	4	TURONIEN	486198	373715	706.8	10	150	340	150	20	10	840	2002	2002	
											51				

Tab N°/ I.8 : Les Exploitation des forages d'AEP de la commune d'EL KHENEG :

Volume annuel prélevé (m3)	Durée annuelle de pompage (h)	Qualité D'eau	Etat actuel du forage
37198	8030		Exploite
722700	8030		Exploite
317988	8030		Exploite
346896	8030		Exploite
Total 1705572			

Tab N°/ I.9 : Les Carracteristiques des Réservoirs de la commune d'EL KHENEG :

Agglomération	N° Des réservoirs	Localité de réservoirs	Type de réservoir	Stockage (m ³)	Forme de réservoir
EL KHENEG	1	Route LAGHOUAT	Enterré	500	Cylindrique
	2	Route LAGHOUAT	Enterré	500	Cylindrique
TOTAL				1000	

Tab N°/ I.10 : Les Carracteristiques des Réservoirs de la commune d'EL KHENEG :

N°	Matériau de construction de réservoir	Année de réalisation	Année de service	Diamètre de réservoir (m)		Hauteur de réservoir (m)		Hauteur de la cuve (m)		Les coordonnées (m)		Cote du Trop plein (m)	Cote du Radier (m)
				int	ext	Hr ext	Hr int	H cuve	Hn d'eau	X	Y		
1	Béton Arme	1985	1986	11.88	12.28	7.49	6.16	5.0	4.80	486333	373650	804.8	800
2	Béton Arme	1985	1986	11.88	12.28	7.49	6.16	5.0	4.80	486333	373650	804.8	800

Conclusion :

Les données indiquées précédemment présentent un aperçu sur la zone concernée par la présente étude

D'après l'analyse de l'eau des quatre forages, nous pouvons conclure que cette dernière est de mauvaise qualité Physico-chimique (voir annexe).

Document téléchargé depuis: <http://dspace.ensh.dz>

II-1) Introduction :

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes, cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II-2) Estimation des besoins en eau :

L'évaluation des besoins élémentaires unitaires est délicate, elle dépend de la façon d'utilisation de l'eau. La quantité nécessaire d'eau par exemple pour une douche n'est pas la même d'un usager à un autre et varie avec le mode de vie de la population

Nous allons tenter de déterminer la consommation moyenne journalière, pour chaque type de consommateur.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.1})$$

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

Q_i : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.

N_i : nombre de consommateurs.

La totalité des besoins se détermine à partir de la détermination de :

- Consommations domestiques.
- Consommation publique.
- Consommation agricole.

II-2-1) Consommations domestiques :

L'expansion du centre d'EL KHENEG se fera suivant deux facteurs, à savoir : l'accroissement naturel de la population, d'où plus de construction, et l'arrivée massive de la population nomade afin de s'installer à proximité du chef lieu de la wilaya, pour bénéficier des services sociaux.

La population D'EL KHENEG a connue une évolution démographique

marquée par un taux d'accroissement global de 9,97% durant la période 1987 à 1997, soit 10 ans d'intervalle et de 4,50% de 1997 à 2005 recensement théorique sans fondement.

Le seul moyen d'évaluer la population pour l'horizon futur, est de se rapprocher au taux d'accroissement moyen de la wilaya qui est de 2,12%, pour une zone rurale, elle est estimée autour de 3,50% à court terme.

Tab N°/ II.1 : Taux d'accroissement selon la période:

Période	2005	2010	2020	2030
Taux d'accroissement	4,50%	3,5%	3,0%	2,6%

L'expansion de la ville de LAGHOUAT en matière d'urbanisation a tendance à se rapprocher de l'agglomération urbaine du centre d'EL KHENEG, en formant un seul filament concentrique. C'est la raison pour laquelle il a été opté pour un taux d'accroissement de population de 2,20% pour l'horizon futur, avoisinant la moyenne de la wilaya.

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques et donné par la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n \quad (II.2)$$

P_n : Population à l'année de référence.

P_0 : Population pour l'horizon considéré.

t : Taux d'accroissement annuel de la population %.

N : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Tab N°/ II.2 : Estimation de la population future de la ville

Année	2005	2010	2020	2030
Population	6852	8539	10675	13200

Dotation pour différentes agglomérations :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La dotation hydrique estime par la direction d'hydraulique de la wilaya (D.H.W) est de 198 l/j/hab. pour l'année de 2006 et de 200 l/j/hab pour l'horizon de travail 2030.

Besoins domestiques :

Tab N° II.3 : Estimation des Besoins domestiques

Horizon	Qi (L/j/hab)	Nombre d'habitants 'Ni'(hab)	Qmoyj (m ³ /j)
2030	200	13200	2640

II-2-2) Consommation public :

Les besoins public (équipements) se présentent comme suit :

- Besoins scolaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins administratifs.
- Besoins sportifs.

D'après les informations de l'A.P.C on peut estimer les besoins public comme suit :

a) Besoins scolaires :

L'estimation des besoins scolaires concernant les différents établissements sont regroupes dans le tableau suivant :

Tab N° II.4 : Estimation des Besoins scolaires

Horizon	Etablissement	Nombre	Nombre d'élèves(Ni)	Qi (L/j/hab)	Qmoyj(m ³ /j)
2030	Ecole fondamentale	04	600*4	15	36
	C.E.M	02	600*2	20	24
	LYCEE	01	750	20	15
Total					75

b) Besoins socioculturels :

L'estimation des besoins culturels concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab N°/ II.5 : Estimation des Besoins socioculturels

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q_{moyj} (m^3/j)
Cinéma	1946	20	39
2 Mosquées	1000	20	20
Hamman	200	50	10
Total			69

c) Besoins administratifs :

L'estimation des Besoins administratifs concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab N°/ II.6 : Estimation des Besoins administratifs

Horizon	Etablissements	Nombre	N_i	$Q_i(l/j/hab)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2030	PTT	01	100	5	0.5
	Poste	01	100	5	0.5
Total					1

d) Besoins sportifs :

L'estimation des besoins sportifs concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab N°/ II.7 : Estimation des Besoins sportifs

Horizon	Etablissements	Nombre	N_i	$Q_i(l/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2030	Stade communal	01	1 vestiaire	1000	1

e) Consommation d'arrosage :

Tab N°/ II.8 : Estimation de Consommation d'arrosage

Horizon	Etablissements	Surface(m^2)	$Q_i(l/m^2/j)$	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2030	Jardin public	40000	6	240

II-2-3) Consommations Total :

Tab N°/ II.9 : Récapitulation des consommations totales:

Horizon	Catégories des besoins		Qmoyj (m ³ /j)
2030	Besoins domestiques		2640
	Besoins publics	Besoins scolaires	75
		Besoins socioculturels	69
		Besoins administratifs	1
		Besoins sportifs	1
	Besoins d'arrosages		240
Total		3025	

II-3) Calcul Du Débit Majoré :

Des pertes inévitables d'eau sont due au lavage les robinets non ou mal fermes, et principalement aux fuites des canalisations de distribution enterrer ou des canalisations intérieurs des immeubles.

La valeur de taux de fuite de est estimé de 47,75% selon la direction d'hydraulique de la wilaya (D.H.W).

(A.N) :

$$Q_{\text{moy}, j} = 3025 * 1.4775$$

$$Q_{\text{moy}, j} = 4469.43 \text{ m}^3/\text{j}$$

II-3-1) Variation de la consommation journalière :

a) Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le **coefficient d'irrégularité journalière maximum** (Kmax.j) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{(II.3)}$$

Avec : $K_{\max,j} = (1.1 - 1.3)$

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

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

b) Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du **coefficient d'irrégularité journalière minimum** ($K_{\min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{(II.4)}$$

Avec : $K_{\min,j} = (0.7 - 0.9)$

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

Les résultats sont représentés dans le tableau II-10:

Tab N° II.10.: *Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune:*

Commune	$Q_{\text{moy},j}$ [m ³ /j]	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ [m ³ /j]	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ [m ³ /j]
EI KHENEG	4469.43	0,8	3575.54	1,2	5363.32

II-3-2) Variation de la consommation horaire :

a) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{\max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (II.5)$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,5$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau

N° II-11 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab N° II.11 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Donc pour notre cas on prend $B_{\max} = 1.3$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.5 * 1.3 = 0,35.$$

$$K_{\max,h} = 1.95 .$$

b) Consommation minimale horaire :

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (II.6)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II-12 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab N° II.12: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,4$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,4 = 0,20.$$

$$K_{\min,h} = 0,20 .$$

c) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (II.7)$$

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

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

Donc : $Q_{moy,h} = 5363.32/24.$

$$Q_{moy,h} = 223.47 \text{ m}^3/h$$

Tab N°/ II.13.: Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires pour la commune :

Commune	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max,h}$ [m3/h]
EL KHENEG	223.47	0,20	44.69	1,95	435.77

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants

d) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°: II.14 :

Tab N°/ II.14.: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10001 à 50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2030** sera **13200** hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau N°/ II. 15 .

Tab N°/ II. 15 : Variation des débits horaires de la ville d' EL KHENEG:

Heures	Consommation Q max.j =5163.32m ³ /j		Arrosage Q _{ar} =200m ³ /j		Consommation total Q max .j=5363.32m ³ /j		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%
0-1	1.5	77,45	0	0	1.44	77,23	1.44	77,23
1-2	1.5	77,45	0	0	1.44	77,23	2.88	154,46
2-3	1.5	77,45	0	0	1.44	77,23	4.32	231,70
3-4	1.5	77,45	0	0	1.44	77,23	5.76	308,93
4-5	2.5	129,08	0	0	2.41	129,26	8.17	438,18
5-6	3.5	180,72	0	0	3.37	180,74	11.54	618,93
6-7	4.5	232,35	0	0	4.33	232,23	15.87	851,16
7-8	5.5	283,98	25	50	6.22	333,60	22.09	1184,76
8-9	6.25	322,71	25	50	6.95	372,75	29.04	1557,51
9-10	6.25	322,71	25	50	6.95	372,75	35.99	1930,26
10-11	6.25	322,71	25	50	6.95	372,75	42.94	2303,01
11-12	6.25	322,71	0	0	6.02	322,87	48.96	2625,88
12-13	05	258,17	0	0	4.81	257,98	53.77	2883,86
13-14	05	258,17	0	0	4.81	257,98	58.58	3141,83
14-15	5.5	283,98	0	0	5.29	283,72	63.87	3425,55
15-16	6.0	309,80	0	0	5.78	310,00	69.65	3735,55
16-17	6.0	309,80	0	0	5.78	310,00	75.43	4045,55
17-18	5.5	283,98	0	0	5.29	283,72	80.72	4329,27
18-19	5.0	258,17	0	0	4.81	257,98	85.53	4587,25
19-20	4.5	232,35	0	0	4.33	232,23	89.86	4819,48
20-21	4.0	206,53	0	0	3.85	206,49	93.71	5025,97
21-22	3.0	154,90	0	0	2.91	156,07	96.62	5182,04
22-23	2.0	103,27	0	0	1.94	104,05	98.56	5286,09
23-24	1.5	77,45	0	0	1.44	77,23	100	5363,32
Total	100	5163.32	0	0	100	5363.32		

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et celui de la courbe intégrale (voir Fig N°II.1, II.2) .

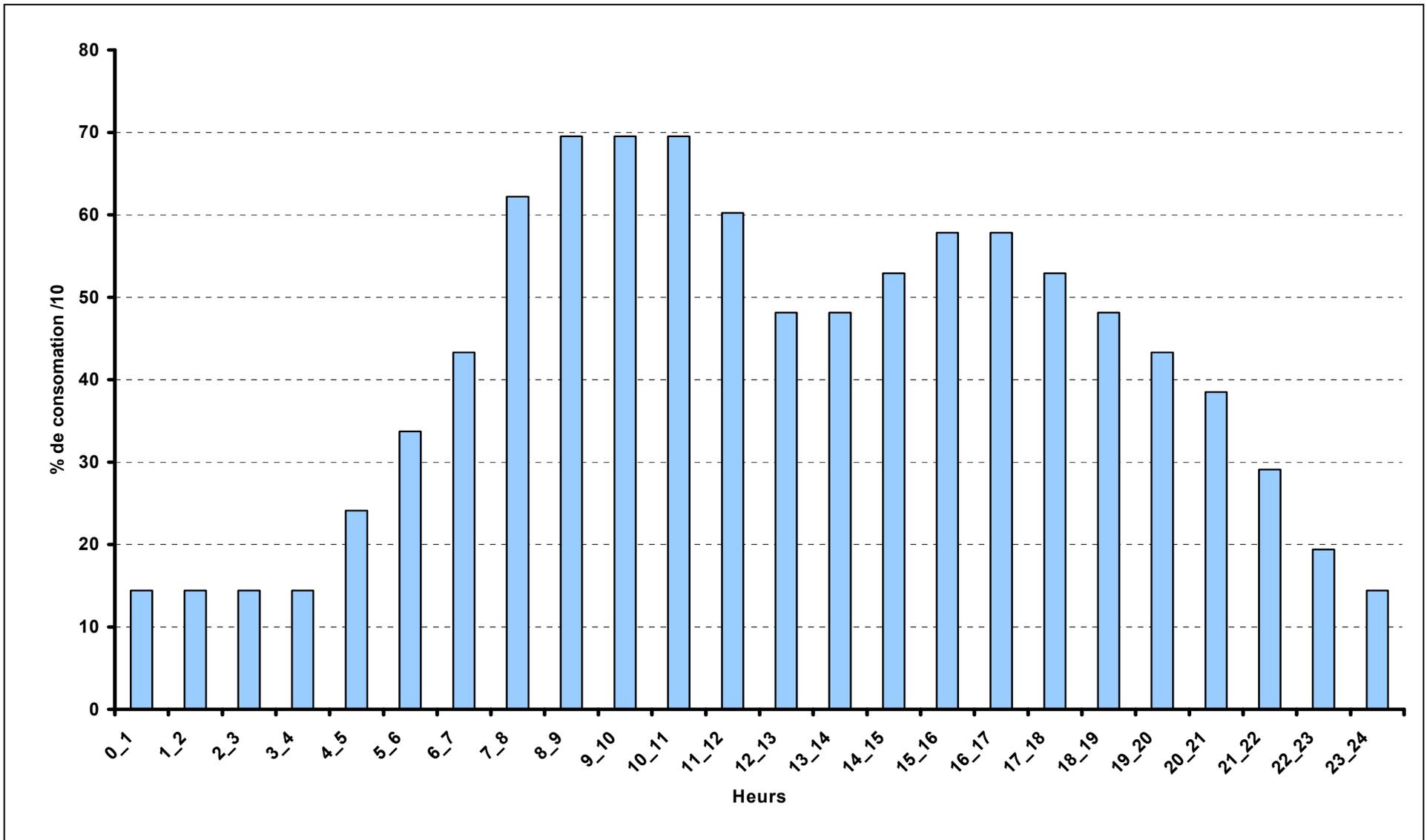


Fig N°II.1: Histogramme de consommation totale.

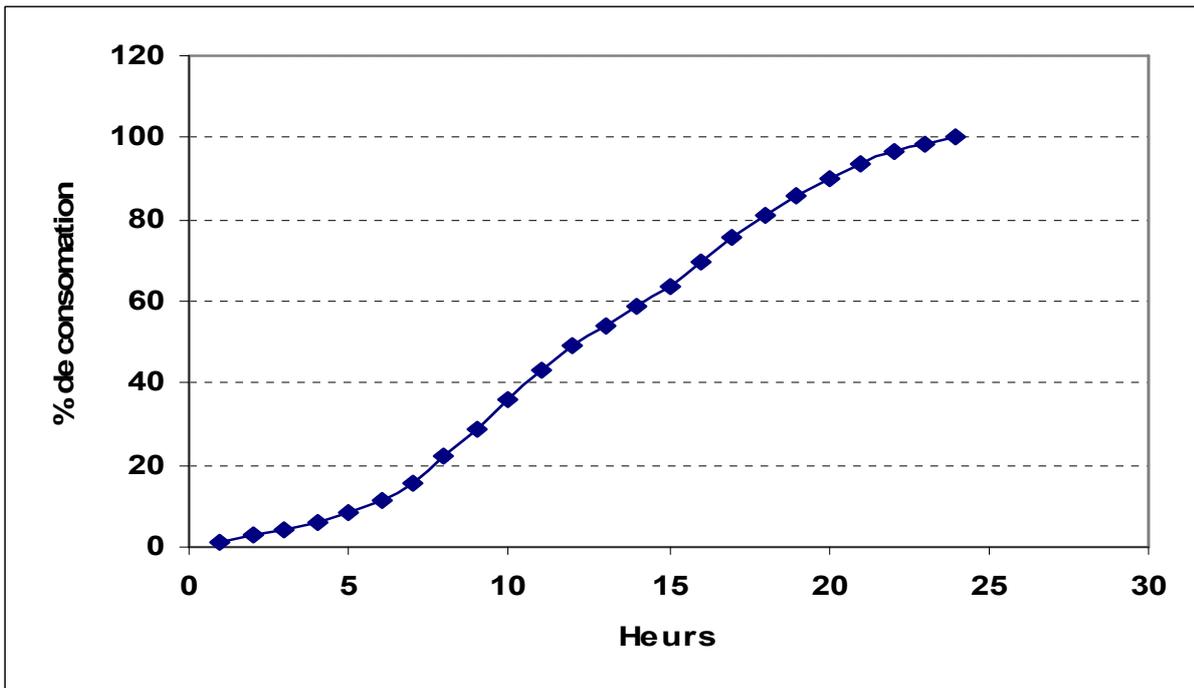


Fig N°II.2: Tracé de la courbe intégrale.

Conclusion :

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (Débit des quatre forages)

On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 4406.4 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_{\text{max.j}} = 5363.3 \text{ m}^3/\text{j.}$$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, et comme les forages existants ont une qualité d'eau mauvaise (voir annexe fiches d'analyses); on essaye de projeter des nouveaux forages au niveau de champ de captage MILOK.

III-1) Introduction :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés; de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies. En plus les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau à une température constante et les préserver des contaminations.
- Jouent le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouent le rôle de relais.

Puisque les trois réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

III-2) Classification des réservoirs :

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

III-3) Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

Lorsque les habitations d'une agglomération se trouvent pratiquement sur un terrain plat, la pression de service nécessaire n'est assurée que par un réservoir dont la côte du radier est beaucoup plus élevée que toute côte du réseau urbain.

On doit donc assurer cette pression par un réservoir dont la côte est déterminée par les calculs ainsi que son emplacement. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci n'est pas vérifié pour notre château d'eau (remplissage par pompage) .
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité. Le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour notre ville.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre dont la consommation est importante.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir assurer des pressions suffisantes aux abonnés.

III-4) Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_r = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} \quad (m^3) \quad (III.1)$$

V_r : volume de régulation de réservoir.

P_{\max} : résidu maximal en %.

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m³/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m³/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³.

Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (III.2)$$

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

Tab N°/ III-1: Détermination de la capacité du réservoir

Heure	Cons horaires		Q st pompage		Stockage		Distribution		Capacité horaire	
	h	%	m3	%	m3	%	m3	%	M3	%
0-1	1.44	77,23	-	-	-	-	1.44	77.23	-1.44	9.28
1-2	1.44	77,23	-	-	-	-	1.44	77.23	-2.88	7.84
2-3	1.44	77,23	-	-	-	-	1.44	77.23	-4.32	6.4
3-4	1.44	77,23	-	-	-	-	1.44	77.23	-5.76	4.96
4-5	2.41	129,26	5	268.17	2.59	138.91	-	-	-3.17	7.55
5-6	3.37	180,74	5	268.17	1.63	87.42	-	-	-1.54	9.18
6-7	4.33	232,23	5	268.17	0.67	35.93	-	-	-0.87	9.85
7-8	6.22	333,60	5	268.17	-	-	1.22	65.43	-2.09	8.63
8-9	6.95	372,75	5	268.17	-	-	1.95	104.58	-4.04	6.68
9-10	6.95	372,75	5	268.17	-	-	1.95	104.58	-5.99	4.73
10-11	6.95	372,75	5	268.17	-	-	1.95	104.58	-7.94	2.78
11-12	6.02	322,87	5	268.17	-	-	1.02	54.71	-8.96	1.76
12-13	4.81	257,98	5	268.17	0.19	10.19	-	-	-8.77	1.95
13-14	4.81	257,98	5	268.17	0.19	10.19	-	-	-8.58	2.14
14-15	5.29	283,72	5	268.17	-	-	0.29	15.55	-8.87	1.85
15-16	5.78	310,00	5	268.17	-	-	0.78	41.83	-9.65	1.07
16-17	5.78	310,00	5	268.17	-	-	0.78	41.83	-10.43	0.29
17-18	5.29	283,72	5	268.17	-	-	0.29	15.55	-10.72	0
18-19	4.81	257,98	5	268.17	0.19	10.19	-	-	-10.53	0.19
19-20	4.33	232,23	5	268.17	0.67	35.93	-	-	-9.86	0.86
20-21	3.85	206,49	5	268.17	1.15	61.68	-	-	-8.71	2.01
21-22	2.91	156,07	5	268.17	2.09	112.09	-	-	-6.62	4.1
22-23	1.94	104,05	5	268.17	3.06	164.18	-	-	-3.56	7.16
23-24	1.44	77,23	5	268.17	3.56	190.93	-	-	0	10.72

Alors le volume du réservoir sera :

$$V_r = \frac{10.72 \times 5363.32}{100} = 574.94 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 594.26 + 120 = 694.94 \text{ m}^3.$$

On prend $V_T = 700 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité des deux réservoirs jumelée est de $(2 \times 500) \text{ m}^3$, au niveau de la ville d'EL KHENEG, ce qui donne une capacité totale de 1000 m^3 , alors que le volume régularisé d'après les calculs est estimé à

$$V_T = 700 \text{ m}^3.$$

Donc le stockage est assuré pour la ville d'EL KHENEG pour le long terme.

III-5) Dimensionnement de la bache d'accumulation:

III-5-1) Capacité du réservoir:

Le volume du Bache d'accumulation se détermine par la formule suivante :

$$V = \frac{T \cdot Q}{4} \quad \text{(III.3)}$$

Avec:

V: volume du Bache d'accumulation

T: temps d'arrêt du pompe. $T=4\text{h}$.

Q: débit (m^3/h) $62.11/\text{s} = 223.56 \text{ m}^3/\text{h}$.

(A.N):

$$V = \frac{4 \cdot 223.56}{4} = 223.56 \text{ m}^3$$

Donc on prend $V = 250 \text{ m}^3$.

III-5-2) Section du reservoir :

Pour une colonne d'eau de 5 m , on détermine la section qui est :

$$V = S.H \quad \text{(III.4)}$$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{250}{5} = 50m^2$$

$$S = 50m^2$$

III-5-3) Diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{(III.5)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7.97m.$$

$$D = 8 \text{ m.}$$

III-6) Les équipements des réservoirs :

La cuve sera exécutée en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

III-6-1) L'arrivée de la Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (voir fig N° III.1). A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

III-6-2) Le départ de la Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve

(Voir fig N° III.1).

III-6-3) Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. (Voir fig N°III.1)

III-6-4) Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne (voir fig N°III.1)

III-6-5) Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction a celle de distribution (voir fig N°III.1).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,

En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

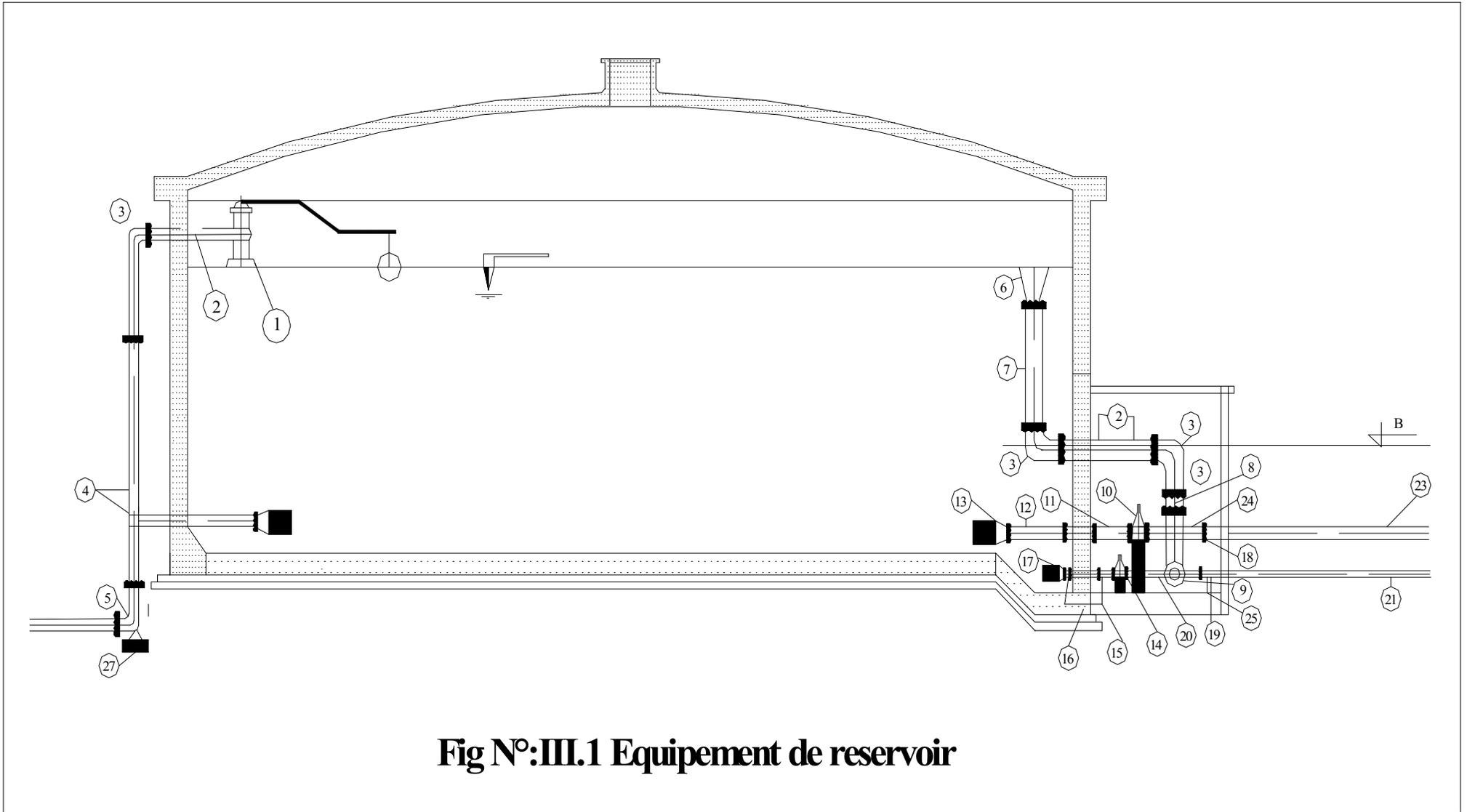


Fig N°:III.1 Equipement de reservoir

TabN°/ III-2: Nomenclature des pièces de réservoir:

N°	Designation De La Piece	Materiau	Nombre	Pression Nominale (bars)
1	Robinet À Flotteur	FONTE	01	16
2	Manchette À 2 Bride	PEHD	03	16
3	Coude 90° À 2 Bride	PEHD	04	16
4	Tuyau À 2 Bride (conduite d'arrivée)	PEHD	01	16
5	Coude 90° À Patin À 2 Brid	PEHD	01	16
6	Entonnoir	FONTE	01	10
7	Tuyau À 2 Bride (conduite de trop –plein)	PEHD	02	10
8	Manchette À 2 Bride	PEHD	02	10
9	Té À 3 Bride	PEHD	01	10
10	Robinet Vanne	PEHD	01	10
11	Manchette À 2 Bride	PEHD	02	10
12	Tuyau À 2 Bride	PEHD	01	10
13	Crepine	ACIER GALVAN	01	10
14	Robinet Vanne (papillon)	PEHD	01	10
15	Manchette À 2 Bride	PEHD	02	10
16	Tuyau À 2 Bride	PEHD	01	10
17	Crepine	ACIER GALVAN	01	10
18	Joint Gibault	FONTE	01	10
19	Joint Gibault	FONTE	01	10
20	Tuyau À 2 Bride	PEHD	01	10
21	Conduite de vidange	PEHD	01	10
22	Coude 90° À Patin À Coller	PEHD	01	10
23	Conduite de distribution	PEHD	01	10
24	Bride Et Collertte	PEHD	01	10
26	Bride Et Collertte	PEHD	01	10
27	Support en béton armé	-	01	-

III-6-6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (voir fig N°III.2) représente un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1, la réserve dans ce cas de sinistre forme une zone d'eau morte , qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'èvent d'un siphon interdit l'utilisation de la réserve au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

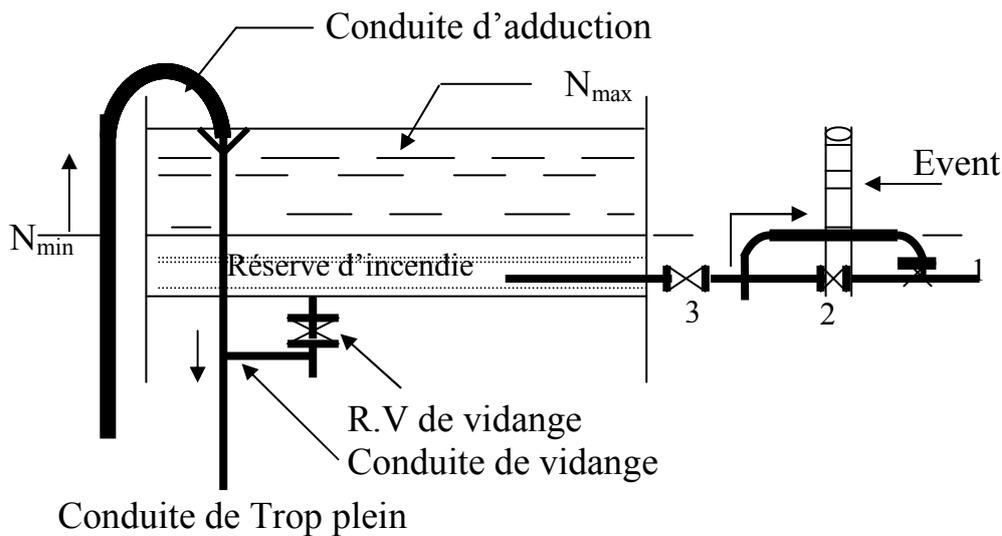


Fig N°III.2 : Matérialisation de la réserve d'incendie

Conclusion :

La commune d'EL KHENEG a des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'an 2030 assurant les besoins de l'agglomération. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir de stockage qui ne sera que gaspillage du fait que dans les calculs et par mesure de sécurité les paramètres ont été largement surdimensionnés (taux d'accroissement, débit d'incendie,...).

IV-1) Introduction :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vu d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

IV-2) Quelques notions simples sur l'adduction :

IV-2-1) Choix du tracé :

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

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

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

IV-2-2) 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-2-3) L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points haut,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- La brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

IV-2-4) Dépôts dans l'adduction:

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au

niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

IV-2-5) Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Le revêtement.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé ;

Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité

PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

- Très économiques ;
- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Résistance à des grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Permettre une pose simple et adéquate ;
- Réduction des pièces spéciales
- Résistance exceptionnelle à la corrosion
- Durée de vie 50 ans

IV-2-6) Assemblage et diamètre :

a)–Electrosoudage :

L'assemblage pour les tubes en PE se fait par trois techniques:

Les raccords électrosoudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

b)-Soudage 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 compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant

(miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

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 du diamètre 90mm.

c)-Raccords mécaniques:

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique.

Il sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable).

Après coupe, ébavurage et chanfreinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

IV-3) Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

IV-3-1) Choix du cite de stockage :

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

- Assurer une pression de 5 à 10 ni sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers ;

IV-3-2) Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

IV-3-2-1) Méthode de calcul :

A/ cas de refoulement :

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE, ces formules sont données comme suit :

$$\text{La formule de BONIN : } \mathbf{D = \sqrt{Q}} \quad . \quad \mathbf{(IV.1)}$$

$$\text{La formule de BRESSE : } \mathbf{D = 1,5 \sqrt{Q}} \quad . \quad \mathbf{(IV.2)}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre;

Q : Débit véhiculé en m³/s;

a) Calcul des pertes de charge linéaires :

La formule de calcul des pertes de charge linéaire, d'après Colebrook, est donnée par l'équation suivante :

$$\mathbf{J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}} \quad \mathbf{(IV.3)}$$

Avec :

J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad (\text{IV.4})$$

Où :

Re : Nombre de Reynolds.

ε : Rugosité absolue.

Sachant que :

Q : Débit véhiculé en (m^3/s) .

ν : Viscosité cinématique de l'eau à 18°C .

D'où les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = J.L \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

J: Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).

b) Pertes de charge singulières :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\% \cdot \Delta H_L = 0,1 \cdot \Delta H_L$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 \cdot \Delta H_L \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_S : Perte de charge singulière (m)

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1. J. L \quad (IV.7)$$

L : Longueur géométrique (m)

c) Calcul du coefficient de frottement :

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En première approximation la valeur de λ est déterminée par

La formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad (IV.8)$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (IV.9)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

g : Accélération de pesanteur.(g=9,81) ;

Re : Nombre de REYNOLDS ;

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PE)

$D \leq 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,01\text{mm}$;

$D > 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,02\text{mm}$;

B/ cas gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge dans une conduite est celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L \quad (m) \quad (IV.10)$$

Telle que:

K' : Coefficient de frottement ;

Q : débit véhiculé (m³/s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

β, m : coefficients dépendant du type de matériau et de type d'écoulement .

Tab N° IV.1: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau:

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

Nous avons utilisé les conduites en (PE), qui est un matériau de plastique, alors on prend les coefficients $K=0,001052$, $m=4,772$ et $\beta=2$.

a) Hauteur manométrique total HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_t \quad (IV.11)$$

ΔH_t : Perte de charge totale.

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

b) Puissance des pompes :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante:

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe ;

Q : Débit de la pompe (m^3/s) ;

H_{MT} : hauteur manométrique totale (m) ;

η : Rendement de la pompe ($0,7 \div 0,8$) on prend $\eta=0,75$;

ρ : masse volumique de l'eau = $1000\text{kg}/\text{m}^3$;

IV-4) Calcul des diamètres économiques:

Parmis les formules donnant le diamètre économique on utilise la formule de BONIN: $D = \sqrt{Q}$

Tab N°/ IV.2: tableau récapitulatif

Troncons	Q(L/s)	L(m)	$D = \sqrt{Q}$	$D_N(\text{mm})$	V(m/s)
Du forage F_1 vers PT A	20	10	141.4	125	1.63
Du forage F_2 vers PT A	19.1	273.2	137.8	125	1.56
Du PT A vers PT B	39.1	153	197.7	160	1.94
Du forage F_3 vers PT B	23	265.4	151.6	125	1.87
Du PT B vers la bache d'accumulation	62.1	15.2	249.1	250	1.27

IV-4-1) Calcul des côtes piézométriques:

Le Calcul des différentes côtes piézométriques sera fait de l'aval vers l'amont, comme suit:

- **Calcul de la pression au Pt B:terrain**

La côte piézométrique de la bêche d'accumulation $C_{p_{res}}=814m$

Et on a:

$$C_{p_B} - C_{p_{res}} = \Delta H_{B-res} \quad (IV.13)$$

Avec :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D_{B-res}^m} \cdot L_{B-res} \quad (m) \quad (IV.14)$$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0.001052 \cdot 0.0621^2}{0.25^{4.772}} \cdot 15.2 = 0.05m$$

$$C_{p_B} = C_{p_{res}} + \Delta H_{B-res} = 814 + 0.05$$

$$C_{p_B} = 814.05m$$

$$P_B = C_{p_B} - C_{TNB}$$

$$Tq: C_{TNB} = 808.6m$$

$$\Rightarrow P_B = 814.05 - 808.6$$

$$P_B = 5.45m$$

- **Calcul de la pression au PtA :**

$$C_{p_A} - C_{p_B} = \Delta H_{A-B}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D_{A-B}^m} \cdot L_{A-B} \quad (m)$$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0.001052 * 0.0391^2}{0.16^{4.772}} * 153 = 1.55 \text{ m}$$

$$Cp_A = Cp_B + \Delta H_{A-B} = 814.05 + 1.55$$

$$Cp_A = 815.6 \text{ m.}$$

On a:

$$P_A = Cp_A - C_{TNA}$$

$$Tq: C_{TNA} = 806 \text{ m}$$

$$\implies P_A = 815.6 - 806$$

$$P_A = 9.6 \text{ m}$$

- Calcul de la côte piézométrique et de HMT du forage F₃:

$$Cp_{f3} - Cp_B = \Delta H_{f3-B}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D_{F3-B}^m} \cdot L_{F3-B} \quad (\text{m})$$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0.001052 * 0.023^2}{0.125^{4.772}} * 265.4 = 3.01 \text{ m}$$

$$Cp_{f3} - Cp_B = \Delta H_{f3-B} \implies Cp_{f3} = Cp_B + \Delta H_{f3-B}$$

$$Cp_{f3} = 814.05 + 3.01$$

$$Cp_{f3} = 817.06 \text{ m.}$$

On a la côte du plan d'aspiration dans le forage f₃: C_{f3} = 764.2 m.

$$\text{HMT} = Cp_{f3} - C_{f3} \quad (\text{IV.15})$$

$$Cp_{f3} - C_{f3} = 817.06 - 764.2$$

$$\text{HMT}_3 = 52.86 \text{ m}$$

- Calcul de la côte piézométrique et de HMT du forage F₂:

$$Cp_{f2} - Cp_A = \Delta H_{f2-A}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D_{F2-A}^m} \cdot L_{F2-A} \quad (m)$$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0.001052 \cdot 0.0191^2}{0.125^{4.772}} \cdot 273.2 = 2.14m$$

$$Cp_{f2} - Cp_A = \Delta H_{f2-A} \implies Cp_{f2} = Cp_A + \Delta H_{f2-A}$$

$$Cp_{f2} = 815.6 + 2.14$$

$$Cp_{f2} = 817.74m.$$

On a la côte du plan d'aspiration dans le forage f2 $C_{f2} = 764.8m$.

$$HMT = Cp_{f2} - C_{f2} = 817.74 - 764.8$$

$$HMT_2 = 52.94m$$

- Calcul de la côte piézométrique et de HMT du forage F₁:

$$Cp_{f1} - Cp_A = \Delta H_{f1-A}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D_{F1-A}^m} \cdot L_{F1-A} \quad (m)$$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0.001052 \cdot 0.020^2}{0.125^{4.772}} \cdot 10 = 0.09m.$$

$$Cp_{f1} - Cp_A = \Delta H_{f1-A} \implies Cp_{f1} = Cp_A + \Delta H_{f1-A}$$

$$Cp_{f1} = 815.6 + 0.09$$

$$Cp_{f1} = 815.69m.$$

On a la côte du plan d'aspiration dans le forage f_1 $C_{f1}=766.3m$.

$$HMT = C_{p_{f1}} - C_{f1} = 815.69 - 766.3$$

$$HMT_1 = 49.39m.$$

IV-5) Choix Des Pompes :

On fait le choix de trois pompes à l'aide du logiciel FLYP2.0.

IV-5-1) Tronçon du forage F_1 :

$$H_C = H_g + \Delta H \quad (IV.16)$$

Avec:

$$\Delta H = A.l.Q^2 = \frac{8\lambda}{g\pi^2.D^5}.l.Q^2 \quad (IV.17)$$

$$Q = 20 \text{ l/s} \quad , \quad A = 4560,54. \quad , \quad HMT_1 = 49.39m$$

$$D_N = 125mm \quad , \quad H_g = 814 - 766.3 = 47.7m$$

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation a la forme suivante : $H_C = 47.7 + 4560,54 . Q^2$ (IV.18)

Tab N°/ IV.3: Tableau donnant $(H_p, H_C) = f(Q)$.

Q(m³/s)	0	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04
H(m)	47.7	48.2	48.9	49.5	50.6	51.8	55.0

Type de Pompe : Pompe Immergé BS 2250 HT

$$n = 1475 \text{tr/min.}$$

Type de moteur: Moteur 35-28-4AA fréquence=50Hz.

$$\text{Tension} = 230v.$$

Le point de fonctionnement est A (19 , 49.5). (voir fig IV.1)

Les modes de réglages à savoir :

1- Si le débit demandé (Q_d) est inférieur à celui installé (Q_p) :

On doit soulever la courbe (H_c-Q) par :

- réduction du temps de pompage,
- le vannage,
- introduction de l'air dans les conduites d'aspiration, mais dans ce cas il y a toujours un risque de cavitation.
- Comme on peut baisser la courbe ($H-Q$) par le rognage de la roue.

2- Si le débit demandé (Q_d) est supérieur à celui installé (Q_1) :

On doit baisser le courbe (H_c-Q) par :

- une diminution des singularités,
- augmentation du diamètre de refoulement,
- augmentation du nombre de tours par minute de la roue

On utilise le mode de réglage : augmentation du nombre de tours par minute de la roue.

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{n}{n_p} \Rightarrow n_d = n_p \cdot \frac{Q_d}{Q_p} = 1475 \cdot \frac{0,02}{0,019} = 1552.63 \text{tr/min} , \quad (\text{IV.19})$$

Donc notre pompe doit tourner avec une vitesse: **$n_d = 1553 \text{tr/min}$** .

IV-5-2) Tronçon du forage F_2 :

$$H_C = H_g + \Delta H \quad \text{Avec:}$$

$$\Delta H = A \cdot l \cdot Q^2 = \frac{8\lambda}{g\pi^2 \cdot D^5} \cdot l \cdot Q^2$$

$$Q = 19.11/\text{s} \quad , \quad A = 4560,54 \quad , \quad HMT_2 = 52.94\text{m}$$

$$D_N = 125\text{mm} \quad , \quad H_g = 814 - 764.8 = 49.2\text{m}.$$

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation a la forme suivante : $H_C=49.2+4560,54 \cdot Q^2$

Tab N° IV.4: tableau donnant $(H_p, H_C) = f(Q)$.

Q(m³/s)	0	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04
H(m)	49.2	49.7	50.2	51.0	52.1	53.3	56.5

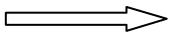
Type de Pompe: Pompe Immergé: CP3201 SH
n=2930tr/min.

Type de moteur: Moteur 27-22-2AA fréquence=50Hz.
Tension=230v.

Le point de fonctionnement est A (19.8, 51.0) (voir figure IV.2)

On utilise le mode de réglage: réduction du temps de pompage

$$Q_d * T_d = Q_A * T_A \quad (IV.20)$$



$$T_A = \frac{Q_d * T_d}{Q_A} = \frac{19.1 * 24}{19.8}$$

Donc le temps de pompage sera : **T_A=23h**

IV-5-3) Tronçon du forage F₃:

$$H_C = H_g + \Delta H \quad \text{Avec:}$$

$$\Delta H = A \cdot l \cdot Q^2 = \frac{8\lambda}{g\pi^2 \cdot D^5} \cdot l \cdot Q^2$$

$$Q = 23 \text{ l/s} \quad , \quad A = 4560,54. \quad , \quad HMT_3 = 52.86 \text{ m}$$

$$D_N = 125 \text{ mm} \quad , \quad H_g = 814 - 764.2 = 49.8 \text{ m.}$$

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation a la forme suivante : $H_C=49.8+4560,54 \cdot Q$

Tab N°/ IV.5 : Tableau donnant $(H_p, H_c) = f(Q)$.

Q(m ³ /s)	0	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,04
H(m)	49.8	50.3	50.8	51.6	52.7	53.9	57.1

Type de Pompe: Pompe Immerge BS 2125 HT

n=2945tr/min.

Type de moteur: Moteur 25-158-2AA fréquence=50Hz. Tension=400v.

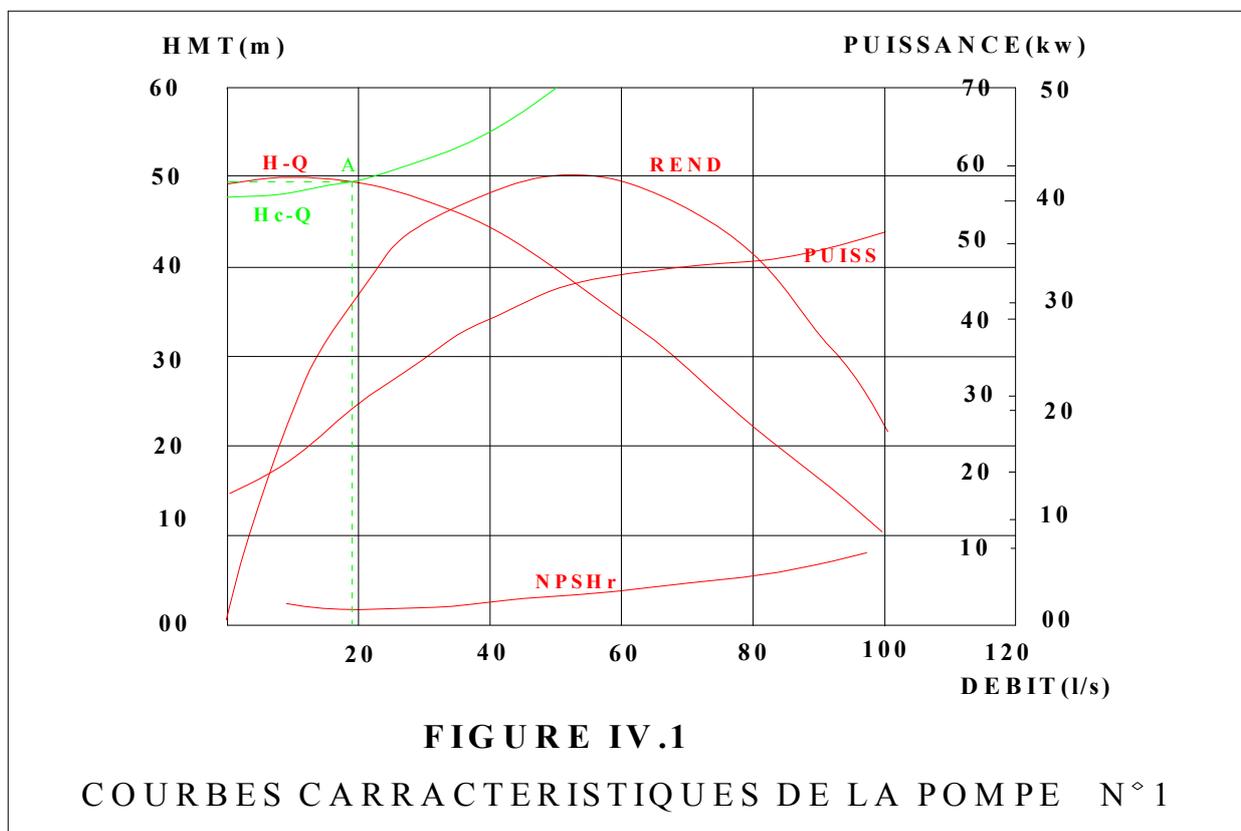
Le point de fonctionnement est A (24.5 ,52.6) (voir figure IV.3)

On utilise le mode de réglage : réduction du temps de pompage

$$Q_d * T_d = Q_A * T_A \quad \Rightarrow$$

$$T_A = \frac{Q_d * T_d}{Q_A} = \frac{23 * 24}{24.5}$$

Donc le temps de pompage sera : **T_A=23h**



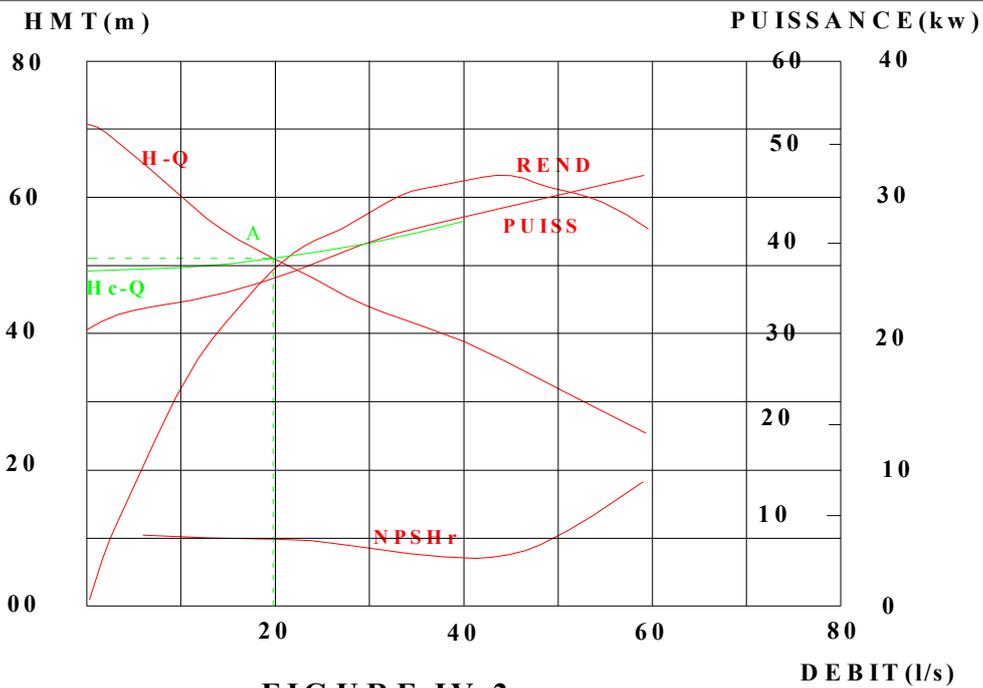


FIGURE IV.2

COURBES CARRACTERISTIQUES DE LA POMPE N° 2

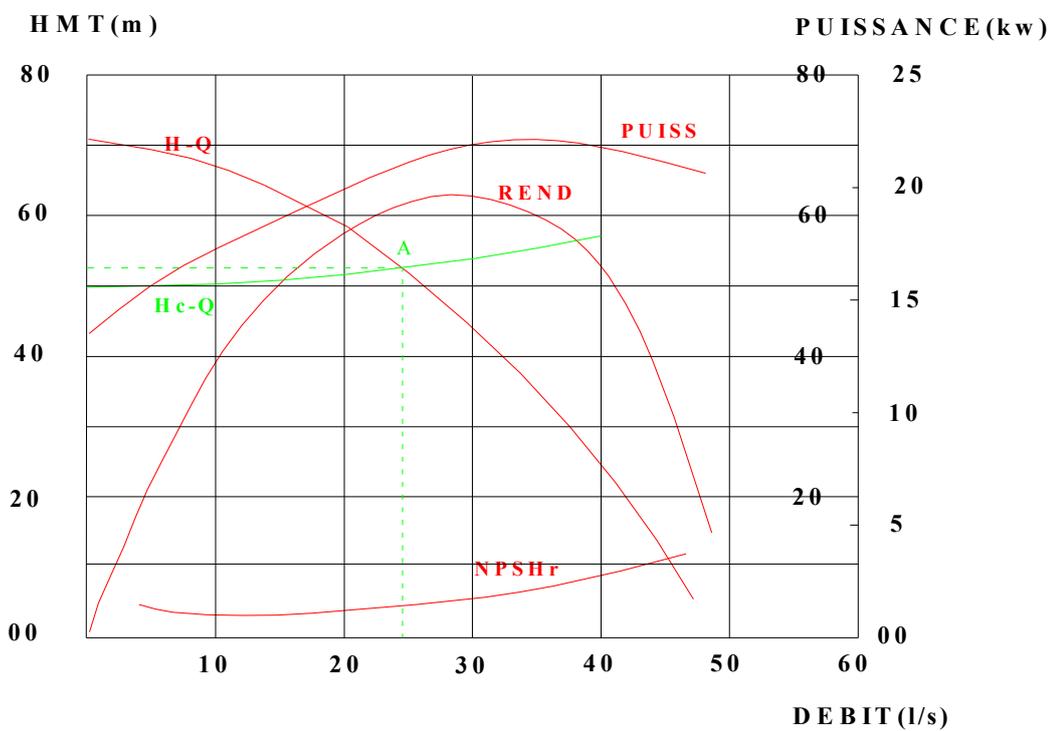


FIGURE IV.3

COURBES CARRACTERISTIQUES DE LA POMPE N° 3

IV-6) Dimensionnement de la conduite gravitaire (Bâche d'accumulation-réservoir de stockage):

Le calcul du tronçon (bâche d'accumulation –réservoir de stockage) se fait de telle façon à ce que le tronçon doive véhiculer la totalité du débit

Puisque le tronçon travaille en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du terrain du bâche d'accumulation et la cote du trop plein du réservoir de stockage qui se trouve au pied du château d'eau 2x500 m³.

$$\Delta H = 809 - 804.8 = 4.2 \text{ m.}$$

$$Q = 62.1 \text{ L/s} = 0.0621 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$L = 11245.69 \text{ m.}$$

La formule de DARCY donne :

$$\Delta H = \frac{k' \cdot Q^\beta \cdot L}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{k' \cdot Q^\beta}{\Delta H} \cdot L}$$

k' : coefficient de frottement ;

Q : débit véhiculé (m/s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

β, m : coefficients dépendant du type de matériau, et de régime d'écoulement.

$$D = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 \cdot (0,0621)^2 \cdot 11245.69}{4.2}} = 0,388 \text{ m}$$

On voit que le diamètre : (315 < D < 400) mm. Alors si on calcul les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

- $D_N = 315$ mm:

$$V = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0.0621}{3.14 * 0.315^2}$$

$$V = 0.80 \text{ m/s}$$

- $D_N = 400$ mm:

$$V = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0.062}{3.14 * 0.40^2}$$

$$V = 0.50 \text{ m/s}$$

Après ce calcul , Les deux diamètres donnent des vitesses admissibles .

Calcul des longueurs des diamètres normalisés :

On a:

$$\Delta H = \frac{0.001052 * 0.0621^2 * X}{0.315^{4.772}} + \frac{0.001052 * 0.0621^2 * Y}{0.40^{4.772}} = 4.2m$$

Et :

$$X + Y = L = 11245.69m$$

X: longueur de la conduite de diamètre 315mm

Y : longueur de la conduite de diamètre 400mm

On résoud le système à deux équations, on trouve:

Longueur de la conduite $D_N = 315$ mm:

$$X = 855.04 \text{ m}$$

Longueur de la conduite $D_N = 400$ mm:

$$Y = 10390.63m$$

IV-7) Accessoires et pièces spéciales :

Le long d'une canalisation divers accessoires et pièces spéciales sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations
- Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

IV-7-1) Les ventouses:

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont plusieurs fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites (pour pas gêner l'écoulement et pas corroder la conduite).
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites.
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.
- Limiter la dépression et lutter contre le coup de bélier.

Les ventouses sont en deux types:

Si $d \geq 400\text{mm}$: on a ventouse avec deux orifices.

Si $d < 400\text{mm}$: on a ventouse avec un seul orifice.

Ils sont installés à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 500m entre elle (si la longueur de la conduite est plus de 1km).

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement.

- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

Et comme notre conduite est très long on réalise chaque 500m un regard comporte un robinet de vidange, robinet vanne de sectionnement, et une ventouse.

(Voir annexe).

IV-7-2) Les Robinets:

IV-7-2-1) Robinet vanne :

Se sont des appareils de sectionnement utilisés pour les cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres .Généralement ce Robinet vanne est utilisé pour faciliter l'ouverture, si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement).

(Voir annexe).

IV-7-2-2) Vanne papillon:

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

IV-7-3) Les pièces spéciales:

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre

IV-7-3-1) Les joints des conduites:

Les joints effectués sont :

Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc.

IV-7-3-2) Les clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu ils sont places , au niveau de la station de pompage , château d'eau

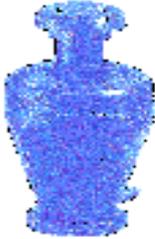
 <p>Vanne papillon</p>	 <p>Robinet soupape</p>	 <p>Vanne opercule</p>
 <p>Ventouse</p>	 <p>Soupape antibelier</p>	 <p>Soupape de décharge</p>
<p>Groupe électropompe immergée</p> 		

PHOTO N°:IV.1:Divers accessoires.

V-1) Définition :

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

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

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

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

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

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

V-2-1) Risque de forte pression :

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

V-2-2) Pression négative :

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

V-2-3) Fatigues des conduites :

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

V-3) Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

V-3-1) Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

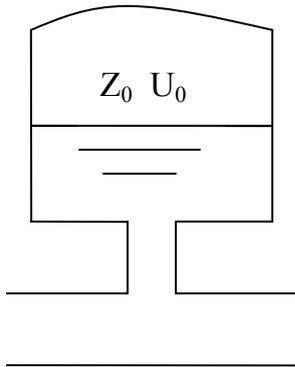
V-3-2) Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placer sur le conduit au point à protéger.

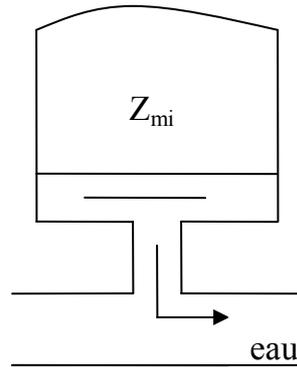
V-3-3) Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement .

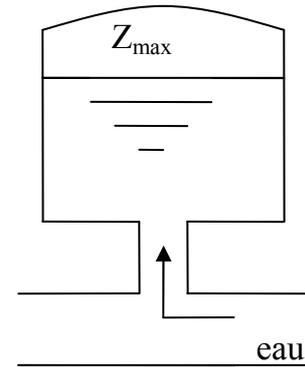
Marche normal



Fin de la dépression



Fin de la suppression



FigN° : V-1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

V-3-4) Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

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

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

V-4-1) Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la

pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

V-4-2) Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

V-4-3) Phase03 :

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

V-4-4) Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc.

V-5-1) Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad (V.1)$$

Où:

c : célérité d'onde .

A : constante déterminé après expérience d'Allievi. $A = 9900$

B : constante déterminé après expérience d'Allievi. $B = 48.3$

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tab N° : V-1 : coefficient k pour divers matériaux:

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

V-5-2) Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas : Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (V.2)$$

Où:

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

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/ s}^2$

V-5-2-2) Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement , il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-4})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-5})$$

V-6) Méthodes de calcul du réservoir d'air :

V-6-1) Méthode de VIBERT :

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air (U_0) continu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse (v_0).

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{LS}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (m) \quad (V-6)$$

D'où :

U_0 : volume d'air (m^3) ;

V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

L : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;

H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;

H : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

Tel que:

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{\min}}\right) \quad (V.7)$$

On utilise cette méthode dans la partie refoulement.

V-6-2) Méthode de BERGERON :

C'est une méthode grapho-analytique, on fixe au préalable le volume initial du réservoir d'air, et son dispositif d'étranglement. Cette méthode consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, l'intervalle du temps est pris égal à un aller et retour de l'onde.

En partant d'une vitesse prise arbitrairement " V_f " comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle du temps considéré, on calcul successivement à la fin de chaque intervalle du temps, la pression dans le réservoir puis celle en aval de

l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentant des p.d.c dans la conduite, on vérifie alors en menant ainsi une horizontale passant par la valeur de pression finale que cette droite coupe (c/g.S) au droite de " V_{1f} " choisie si

on, les calculs seront fait avec une autre vitesse finale " V_{2f} ", en calculant la vitesse moyenne dans chaque intervalle par la formule :

$$V_{mi} = \frac{V_{fi} - V_{fi-1}}{2} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{V-8})$$

La formule du volume d'aire est donnée par :

$$\Delta U_i = S \cdot V_{mi} \cdot t_i \quad (\text{V-9})$$

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

Le volume d'aire dans la cloche est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{V-10})$$

La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimée en admettant que al détente du fluide s'effectue conformément à la loi de POISSON :

$$Z_i = Z_0 \cdot \left(\frac{U_0}{U_i} \right)^{1,4} \quad (\text{m}) \quad (\text{V.11})$$

$$\text{Avec :} \quad Z_0 = (H_0 - h_0) + 10 \quad (\text{m}) \quad (\text{V.12})$$

D'où :

H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droite de la prise anti-bélier(m) ;

h_0 : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite et le plan d'eau dans le réservoir d'air en régime normal (m) ;

V-6-3) Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la pus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

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

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (V.13)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H} \quad (V.14)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (V.15)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s) ;

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H₀ : pression statique absolue = Hg+10 (m) ;

H_{abs} : la pression de service absolue tq

$$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \quad (m) ; \quad (V-16)$$

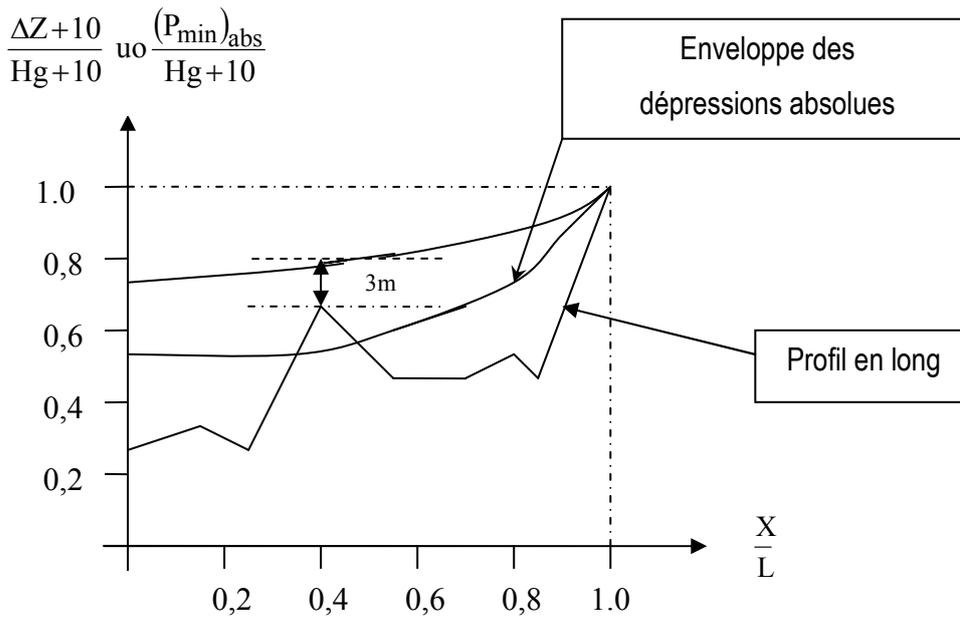
L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U₀ : volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U₀ sera ainsi déterminé.



FigN° : V-2 profil en long d'une conduite.

V-7) Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement)

V-7-1) Calcul pour le Tronçon F₂-point A :

Tab N°/V-2 : caractéristiques de la conduite:

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,0191	125	1,56	273.2	11.4	48.7	52.94

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{125}{11.4}}} = 319.8 \text{ m/s}$$

Remarque

Le coup de bélier peut être négatif (cas de dépression) ou positif (cas de surpression), selon la circonstance du phénomène transitoire.

Signalons aussi que, le phénomène transitoire du coup de bélier est souvent fréquent aux stations de pompage.

Toute fois, nous avons jugé utile, pour notre cas qui est relativement gravitaire, de mettre en place un moyen de protection convenable à notre installation, qui permet rigoureusement de minimiser, le phénomène transitoire et par conséquent, le phénomène transitoire sera minimisé.

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

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

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

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

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

$$\frac{cV_0}{g} = \frac{319.8.1.56}{9.81} = 50.86 \text{ m}$$

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{V-16})$$

Avec:

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m^2 .

Pour notre cas : $S=0.012\text{m}^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cV_0}{g} = 99.56 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 58.7 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue : (la surpression)

$$Z_{\max} = H_g + \frac{cV_0}{g} + 10 = 109.56 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{109.56}{58.7} = 1,86$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,12$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.12}{58.7} = 0.002.$$

A l'aide de l'abaque de **VIBERT** :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,86 \quad \frac{h_0}{Z_0} = 0.002$$

On trouve que:

$$\frac{U_0}{LS} = 1.3 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow U_0 = LS \cdot 1.3 \cdot 10^{-2} = 273.2 \cdot 0.012 \cdot 1.3 \cdot 10^{-2} = 0,043 \text{ m}^3$$

Et la dépression sera:

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57$$

$$\Rightarrow Z_{\min} = 33,74 \text{ m}$$

$$\text{On a : } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min}$$

$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = \frac{0.043 \cdot 59.2}{33.74} = 0,075 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité : **U_f = 80 litres.**

V-7-2) Calcul pour le Tronçon F₃-

point B :

De même manière que le calcul de Tronçon F₂-point A on calcul le volume de réservoir d'air pour le Tronçon F₃-point B

Tab N°/ V-3: caractéristiques de la conduite:

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,023	125	1,87	265.4	11.4	49.3	52.86

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \cdot \frac{125}{11.4}}} = 319.8 \text{ m/s}$$

Z₀ : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

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

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

$$\frac{cV_0}{g} = \frac{319.8 \cdot 1.87}{9.81} = 60.96 \text{ m}$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Hg + \frac{cV_0}{g} = 110.26 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 59.3 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue : (la surpression)

$$Z_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} + 10 = 120.26 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{120.26}{59.3} = 2.02$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,18$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.18}{59.3} = 0.003.$$

A l'aide de l'abaque de **VIBERT** :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2.02 \qquad \frac{h_0}{Z_0} = 0.003 \quad ,$$

On trouve que:

$$\frac{U_0}{LS} = 1.7 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow U_0 = LS \cdot 1.7 \cdot 10^{-2} = 265 \cdot 4 \cdot 0.012 \cdot 1.7 \cdot 10^{-2} = 0,054 \text{ m}^3$$

Et la dépression sera:

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57$$

$$\Rightarrow Z_{\min} = 34,09 \text{ m}$$

$$\text{On a : } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min}$$

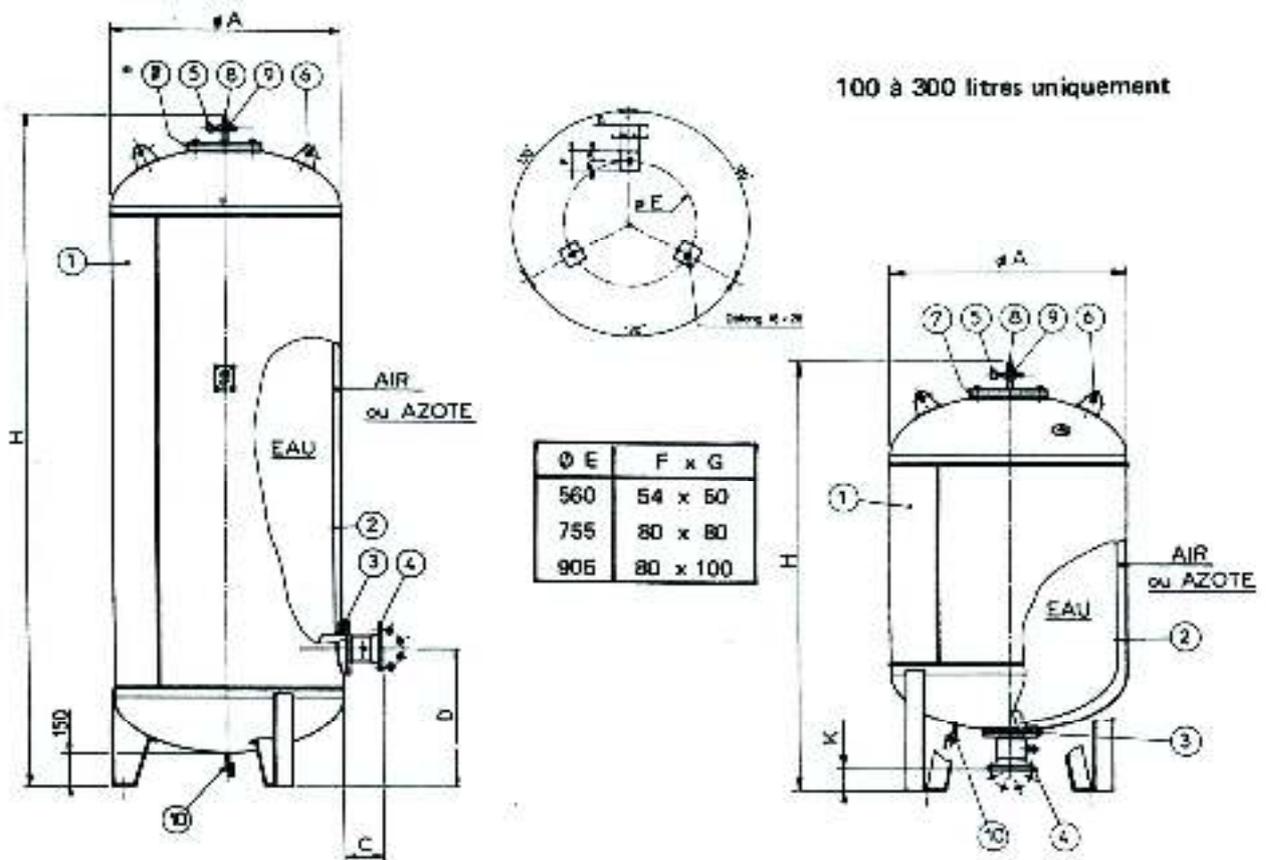
$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = \frac{0.054 \cdot 59.8}{34.09} = 0,095 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité : **U_r=100 litres**

Remarque :

On a choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option : DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids(kg)
100 litres	20300	630		560	810	82,5
200 litres	20301	830		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	800	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Fig N° V.3 : le type du réservoir anti-bélier à choisie

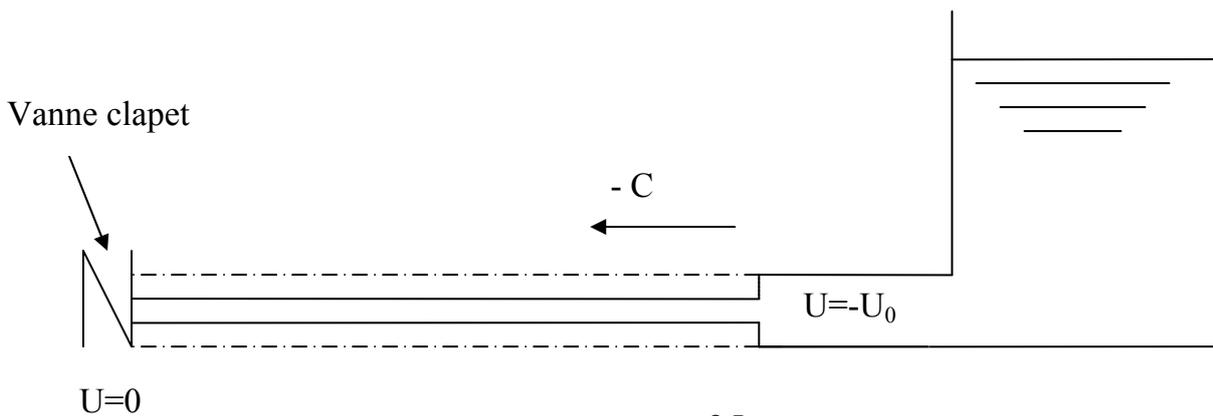
V-8) Moyen de protection pour la partie gravitaire :

Cas de L'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite :

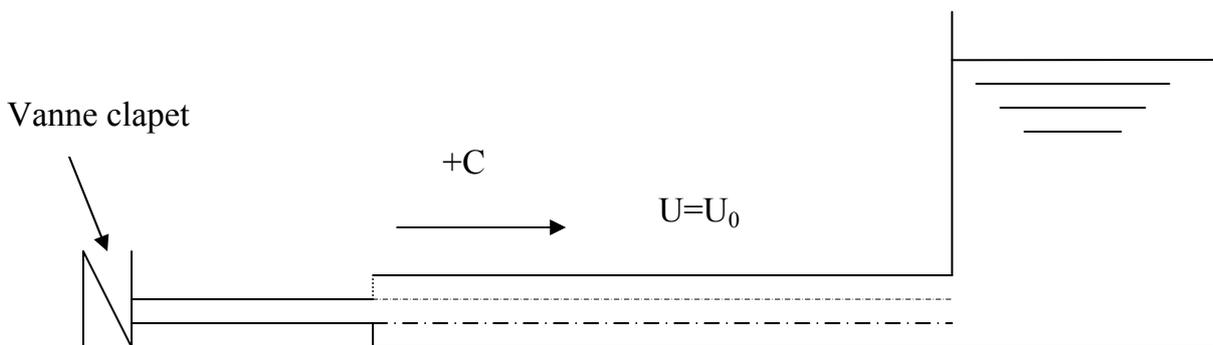
Dans le cas de l'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite, la manoeuvre de cette dernière entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4, 1, et 2.

Au bout du temps $t = L/C$ serait engendrée dans le réservoir une onde d'équilibre qui se propagerait jusqu'à la vanne, où elle arriverait dans le temps $t = 2L/C$ (Phase 4).

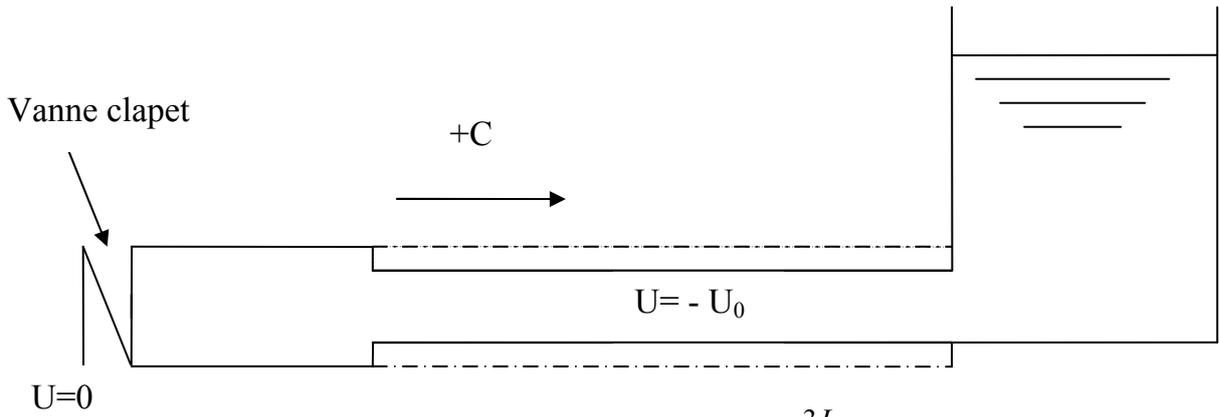
À ce moment-là prendrait naissance une onde de dépression, qui atteindrait le réservoir dans le temps $t = 3L/C$ (phase 1), suivie d'une onde d'équilibre, qui atteindrait la vanne dans le temps $t = 4L/C$ semblable à la phase 2, et le phénomène recommencerait s'il n'y n'avait pas de frottement.



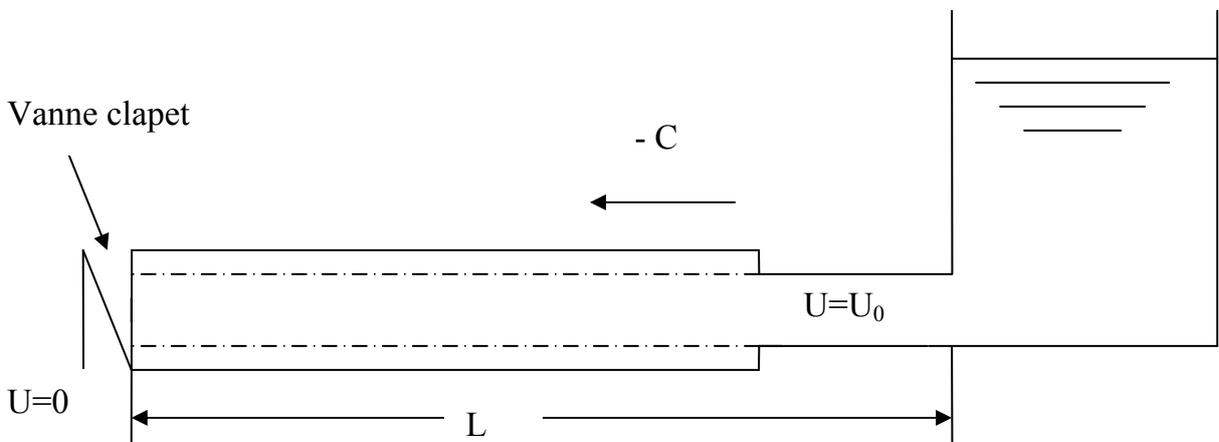
FigN°: V-5 : Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$



FigN°: V-4 : Phase 1, $t = \frac{L}{C}$



FigN°: V-6 : Phase 3, $t = \frac{3L}{C}$



FigN°: V-7 : Phase 4, $t = \frac{4L}{C}$

Dans le cas de notre projet, nous avons une adduction gravitaire, donc le coup de bélier peut se produire lors d'une fermeture brusque de la vanne, en aval du bache, donc pour protéger la canalisation contre ce phénomène, on doit trouver un moyen de protection adéquat qui assurerait le bon fonctionnement du système.

Organe de régulation :

On entend par organe de régulation ; les robinets vanne, ils permettent de régulariser le débit qui transit dans une canalisation.

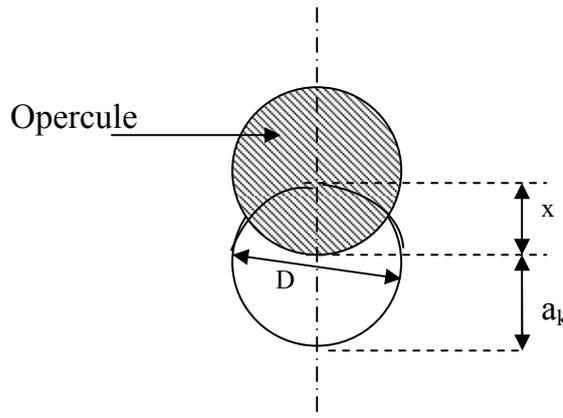
Au passage de ces organes, même s'ils sont complètement ouverts, la veine liquide subit une contraction qui cause des pertes de charge, ces dernières sont généralement calculées par la formule suivante :

$$j = k \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \quad (V-17)$$

Tel que :

K : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient « K » varie avec le degré d'ouverture du robinet vanne et avec les caractéristiques de l'appareil, dans notre cas on choisi de régler la canalisation par un robinet vanne à opercule.



FigN°: V-8: Vanne à opercule

X = Course de l'opercule.

Les caractéristiques de la vanne à opercule seront représentées dans le tableau N°. V-4

Tab N°:V-4 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet vanne à opercule :

x	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8
K	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,00	97,80	0,00

V-8-1) Détermination du temps de fermeture :

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour le quel la surpression maximum sera inférieur au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde de surpression « θ »,

Où :
$$\theta = \frac{2 * L}{c}$$

Tab N°/ V-5: caractéristiques de la conduite:

Q (m³/s)	D_N (mm)	L (m)	e (mm)
0.0621	400	11245.69	36.3

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s)$$

e=49.4 d=400

c = 319.04m/s.

$$\frac{2.L}{C} = 70.5s$$

Après ce calcul, et pour protéger notre conduite contre le phénomène du coup de bélier on doit choisir un robinet vanne de telle façon à ce que le temps de fermeture de ce robinet vanne "t" soit: $t > \frac{2.L}{C}$ c.a.d : **t > 70.5s**

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons vu la description physique du phénomène du coup de bélier, et en fin les causes qui produisent le phénomène.

Pour protéger l'installation contre les coups de bélier, il faut prévoir :

Un ballon d'un volume total de 100L, et des robinets vannes spéciales.

Sur la canalisation de jonction du ballon à la conduite de refoulement, un clapet à battant by-pass avec un diaphragme à arrêt vif de diamètre 80 mm et ceci pour limiter la surpression.

VI-1) Introduction:

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VI-2) Différentes Poses De La Conduite:

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VI-2-1) Pose en terre:

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. En suit, il sera recouvert d'un lit de pose de 0.1-0,2m d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

- Par du gravier, dans les terres ordinaires.
- Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain.

Dans les terrains imperméables.

- Béton maigre, dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon qu'une distance suffisante doive ménager au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (1,0m).

La profondeur sera calculée en fonction du diamètre :

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

VI-2-2) Traversées des routes:

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route.

Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau.

IV-2-2-1) Traversée des Oueds:

La pose de canalisation a la traversé d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas (comme notre projet), on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piles au niveau de lit de l'oued. Les piles seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

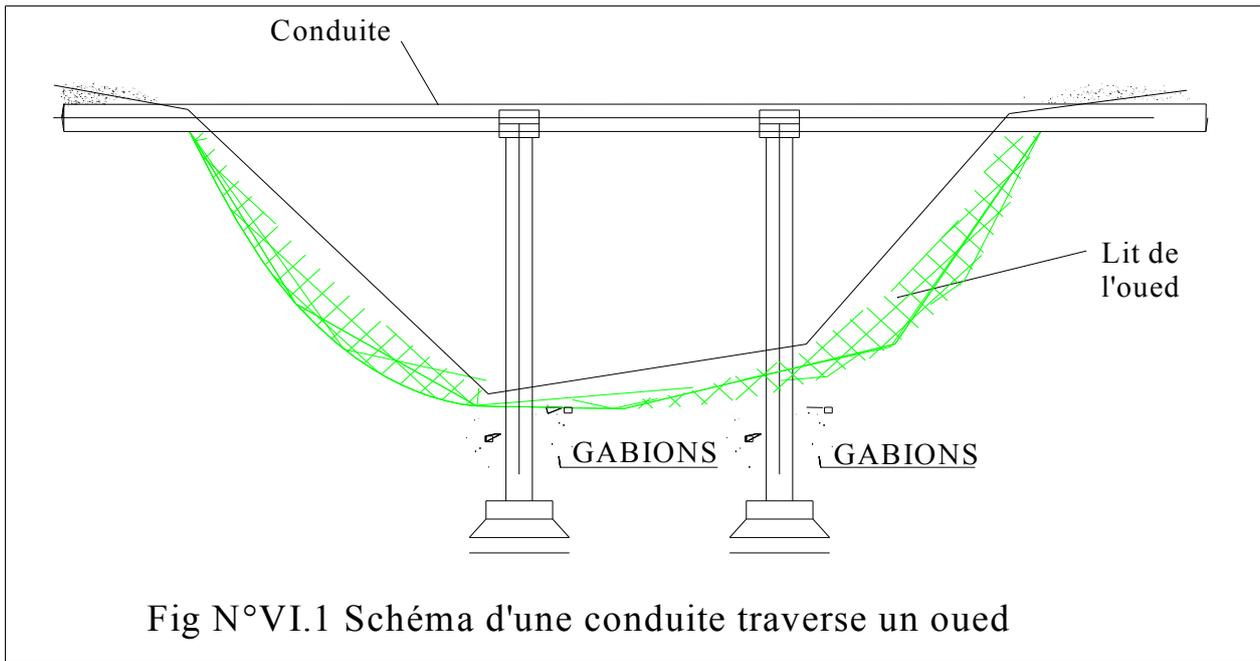


Fig N°VI.1 Schéma d'une conduite traverse un oued

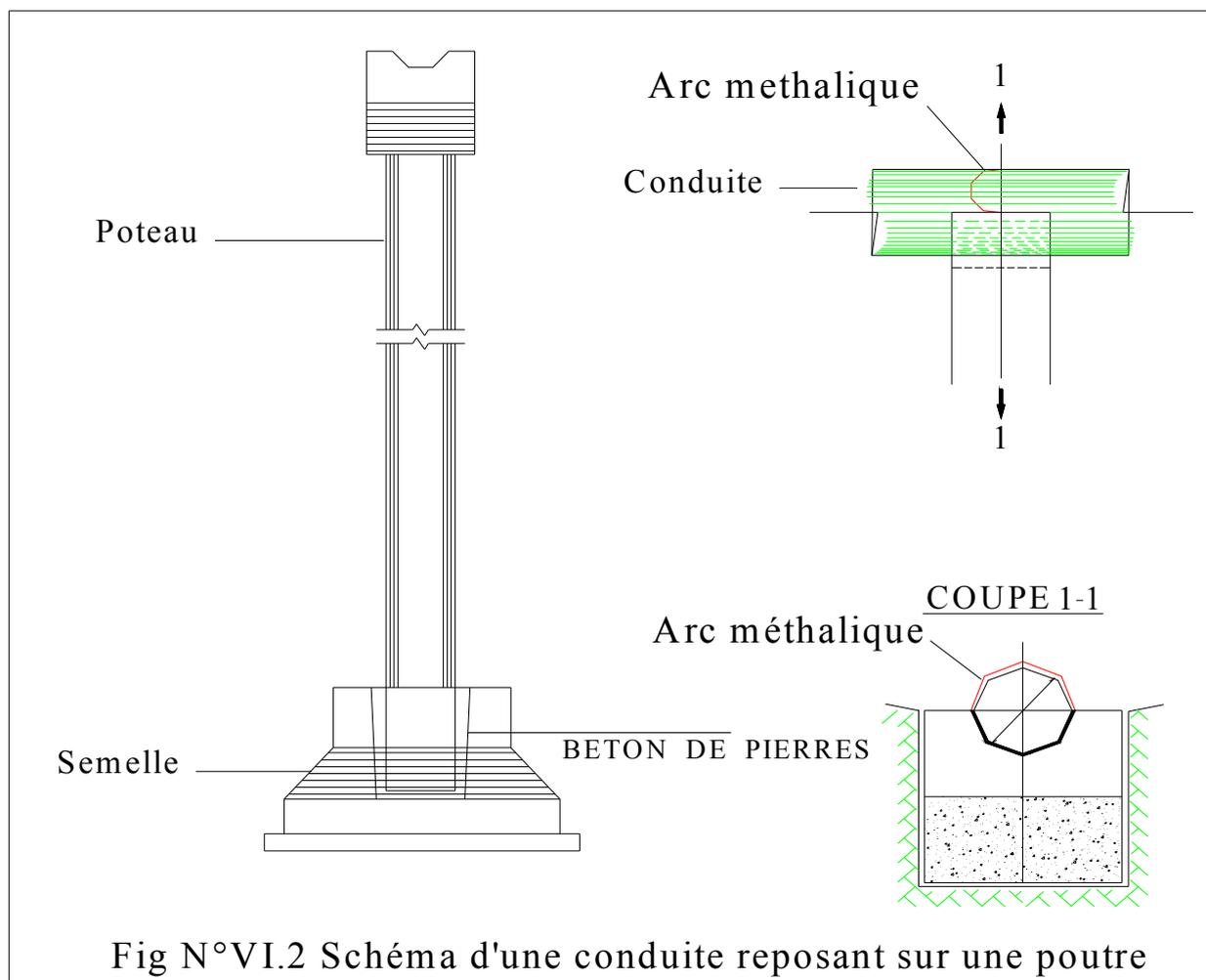


Fig N°VI.2 Schéma d'une conduite reposant sur une poutre

VI-2-3) Essai sur la canalisation en place:

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%).

La durée d'essai est d'au moins 30min.

La variation de pression devra être supérieure à 0,2 bars.

VI-2-4) L'épreuve des joints et canalisations principales:

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quant elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VI-2-5) Essai général du réseau:

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés.

VI- 3) Calcul Et Choix Des Machines Pour L'exécution Des Travaux:

VI-3-1) Choix de la section transversale – type de la tranchée:

VI- 3-1-1) Calcul de la profondeur de la tranchée (H_t):

$$H = h_1 + D + H_a \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée maximale (m) ;

h_1 : Epaisseur du lit de pose $h_1=0,2m$;

h_2 : Profondeur de la génératrice supérieure de la conduite à

La surface du sol $h_2=1,0m$;

D : Diamètre de la conduite (m).

VI-3-1-2) Calcul de la largeur du fond de la tranchée (b):

$$b=D+2.0,30 \quad (VI.2)$$

Avec :

b: largeur du fond de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

VI-3-1-3) Calcul du coefficient du talus (m):

Le coefficient des talus dépend de la nature du sol et de la profondeur de la tranchée.

Tab N°/VI.1: Coefficients du talus en fonction de la profondeur de la tranchée et la nature du sol:

Sol	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1,5m	Jusqu'à 3m
Sable	$m=0,5$	$m=1.0$
Limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
Limon argileux	$m=0.0$	$m=0,5$

VI-3-1-4) Section de la tranchée (W):

$$W=b.H+mH^2. \quad (VI.3)$$

Avec :

W: Section de la tranchée.

m: coefficient du talus .

VI-3-1-5) Section de la cavalière (Wc):

$$Wc = W \cdot k_0 \quad (VI.4)$$

Avec :

Wc : Section de la cavalière.

W : Section de la tranchée.

k₀ : Coefficient d'ameublissement fin dépend de la nature du sol .

Tab N°/ VI.2: Coefficient d'ameublissement en fonction de la nature du sol:

Sols	Ka
Sables, limons, sableux	1,08 ÷ 1,17
Limon argileux	1,14 ÷ 1,28
Argile	1,24 ÷ 1,30

Dans notre cas on prend : Ka=1,10

VI-3-1-6) Hauteur de la cavalière (Hc) :

$$Hc = \sqrt{\frac{Wc}{m}} \quad (VI.5)$$

Avec :

Hc : Hauteur de la cavalière ;

VI-3-1-7) Longueur du déplacement du sol (A):

$$A = \frac{b}{2} + 3.0 + Hc \cdot m_c \quad (VI.6)$$

Avec :

m_c : Coefficient des talus de la cavalière qui dépend du coefficient de frottement du sol Δ ; pour l'argile m_c=1,5.

En sachant A, Hc et Ht on peut choisir les machines de terrassement pour la construction de la tranchée.

TabN°/VI.3: Récapitulatif des différents paramètres de tranchée et de cavalière:

Diamètres (mm)	H (m)	b (m)	m	W (m ²)	Wc (m ²)	Hc (m)	A (m)
125	1,33	0.725	0,25	1.40	1.54	2.48	7.09
160	1,36	0.76	0,25	1.50	1.65	2.57	7.23
250	1,45	0.85	0,25	1.76	1.93	2.78	7.60
315	1,52	0.92	0.67	2.92	3.22	2.19	6.74
400	1,6	1.0	0.67	3.32	3.65	2.33	7.00

VI-3-2) Calcul des volumes de terrassement:

a) Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décapier est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

b) Volume des déblais:

$$V_d = L \cdot b \cdot H. \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

V_d : Volume de déblais de la tranchée en (m³)

L : Longueur de la tranchée en (m)

c) Volume du sol foisonné :

$$V_{df} = K_j V_d \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

V_{df} : Volume du sol foisonné

K_j : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré limon sableux $K_j=1.14-1.28$

Donc : On prend $K_j=1.20$.

d) Aménagement du lit de sable:

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 15 cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules de diamètres inférieures à 0,1 mm, c'est-à-dire bien gradué.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

V_s = volume du sable en (m^3)

e : épaisseur du sable, $e = 15$ cm

e) Volume des remblais :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

V_{df} : volume total des déblais ;

V_c : volume total occupé par les conduites ;

V_s : volume total de sable pour le lit de pose la conduite ;

$$V_c = S.L = \frac{\pi D^2}{4}.L$$

f) Volume excédentaire:

$$V_{exc} = V_d - V_r \quad (VI.12)$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³) .

V_d : Volume des déblais en (m³) .

V_r : Volume des remblais en (m³)

Tab N°/ VI.4: Récapitulatif des différents volumes :

Dim (mm)	125	160	250	315	400
Long(m)	548.6	153.0	15.0	855.04	10390.63
Décapage de la couche végétale (m ³)	59.66	17.44	1.91	117.35	1558.59
V déblais (m ³)	527.0	158.1	18.5	1185.3	16625.0
V conduite (m ³)	6.73	3.07	0.74	66.6	1305.06
V sable (m ³)	59.7	17.4	1.9	117.4	1558.6
Vd fois (m ³)	658.7	197.7	23.1	1481.6	20781.3
V remblais (m ³)	460.61	137.62	15.84	1001.32	13761.35
V Excédentaire (m ³)	66.39	20.52	2.65	183.95	2863.66

VI-4) Choix des engins de mise en place de la conduite :

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

TabN°/ VI.5 : Nom des engins utilisés pour la mise en place de la conduite et leurs rôles :

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Une niveleuse	Enlever la terre végétale.
Un camion citerne	Arroser le remblai avant le compactage

Suite de TabN°/ VI.5 :

Un dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Un camion	Évacuer les déblais
Un compacteur a rouleau lise	Compacter la couche de sable de 15 cm
Une grue mobile	La pose de la conduite de plus de 5 tonnes
Un tire fort	L'emboîtement des conduites.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.



chargeur



Pelle équipée en



DOZER



Un dame sauteuse



TIRE FORT



Une grue mécanique

Photo N°: VI-1 Engins de chantier de la conduite de transfert

VI-5) Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GANTT est un outil permettant de planifier le projet et de rendre plus simple le suivi de son avancement.

VI-5-1) Méthodologie de construction du diagramme :

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en oeuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en terme de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

- On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

Afin de mener à bien la réalisation de cet outil, il faut donc procéder comme suit :

- Déterminer et structurer la liste des tâches à réaliser pour mener à bien le projet

Cette identification peut se faire par des techniques différentes. La liste obtenue doit être ensuite structurée (on tente de regrouper les tâches, de les hiérarchiser par lots de travail).

- Estimer les durées et les ressources

Il faut remplir un tableau présentant, pour chaque tâche, la durée de celle-ci et les ressources affectées. L'unité de temps pour exprimer la durée est fonction du type de projet réalisé.

Le diagramme de GANTT permet de visualiser facilement, et par n'importe quel personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance.

Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

A par cette méthode, il existe d'autre méthode comme celle des réseaux (a nœud ou à flèche), ou celle des tableau, qui sont des méthodes plus compliqués et non lisible par tout le monde et où on trouve beaucoup de chiffres mais ces méthodes sont plus précise et plus détaillées.

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on obtient le planning FigN°: VI.2

VI-5-2) Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Décapage de la couche de terre végétale.
- B.** Piquetage
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** La mise en place des canalisations en tranchée
- F.** Assemblage des tuyaux
- G.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H.** Remblai des tranchées.
- I.** Travaux de finition.

TabN°/ VI.6 : Détermination du délai de la réalisation (conduite Gravitaire):

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	15	35	50	35	50	0
C	70	50	120	50	120	0
D	60	120	180	135	195	15
E	75	120	195	120	195	0
F	75	120	195	120	195	0
G	35	120	155	160	195	40
H	35	195	230	195	230	0
I	35	230	265	230	265	0

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I $\sum TR = 265$ jours.

Avec :

TR: temps de réalisation , MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP: date de commencement au plutard.

DFPP : date de finition au plutard

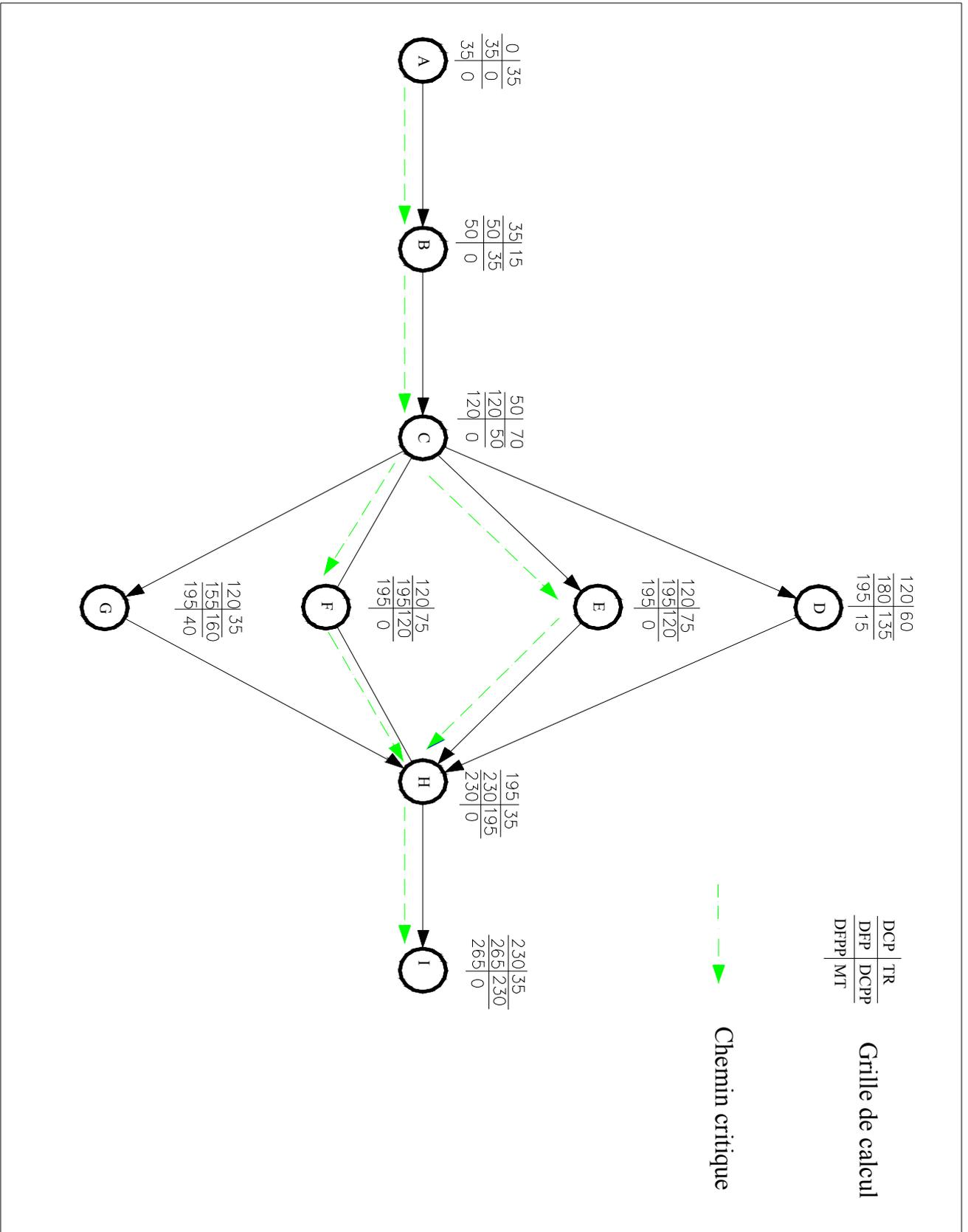
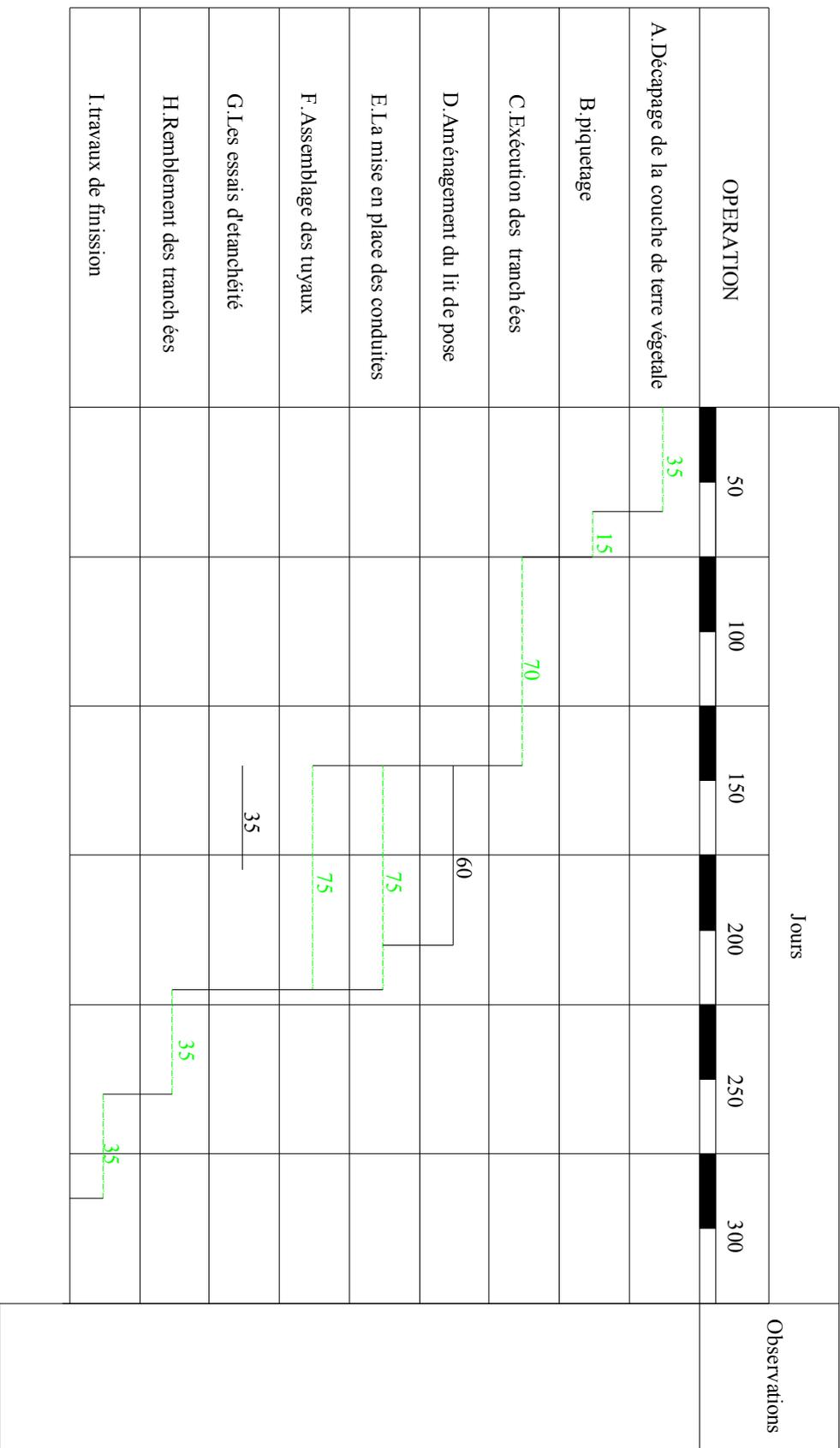


FIG N°VI.3:Réseau à noeud (conduite gravitaire)



----- Chemin critique

Fig.VI.4 PLANING DES TRAVAUX (diagramme de Gantt)

(conduite Gravitaire)

VI-6) Evaluation du projet :

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VI-6-1) Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation :

TabN°VI.7 :Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation :

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	1754.95	150	263242.5
Déblais	m3	18513.9	300	5554170
Pose de lit du sable	m3	1755	600	1053000
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	15376.74	400	6150680
évacuation des déblais excédentaires	m3	3137.17	150	470575.5
2- transport et pose de canalisations				
conduite ø 400 en PE	mL	10390.63	15162.5	157547927.4
conduite ø 315 en PE	mL	855.04	9462	8090388.5
conduite ø 160 en PE	mL	153.0	1967	300951
conduite ø 125 en PE	mL	548.6	1203	659965.8
3- Génie civil				
Bâche d'accumulation, Potos	/	/	/	2000000

VI-6-2) Devis estimatif des équipements :

TabN°/VI.8 : Devis estimatif des équipements

Equipement	Unité	Nombre	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pompes immergés	u	3	580000	1740000
Moteur asynchrone triphasé	u	3	380000	1140000
Robinet vanne	u	28	6000	168000
Clapet anti-retour	u	3	4000	12000
Ventouse	u	23	2000	46000
Coudes	u	10	500	5000

VI-6-3) Devis global :

TabN°/VI.9 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement, Conduites, Génie civil	182091083.2
Equipements	311000
Totale HT	185202083.2
TVA 17%	31484351.14
TOTALE TTC	216686437.3

Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- Compétence du staff technique dirigeant.
- Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- Respect des norme technique ...etc.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.
- Matériel de réalisation adéquat.

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

VII-1) Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre au travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable , différentes phases d'exécution des travaux effectués tel que :

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

VII-2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII-2-1) Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII-2-2) Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posé lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.).

VII-3) Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.

- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII-4) Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VII-5) Mesures préventives pour éviter les causes des accédants :

VII-5-1) Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

VII-5-2) Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle son tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII-5-3) Protection collective :

VI-5-3-1) Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII-5-3-2) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter du personnel compteurs.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VII-5-3-3) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

VII-6) Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées.

Le contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, mouffles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;
 Protection du tronc ;
 Protection de la tête ;
 Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VII-7) Conclusion:

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE :

Le présent projet concerne l'aménagement de transfert des eaux potables du champ MILOK vers la commune ELKHENEG, car cette dernière comporte des forages avec une qualité d'eau mauvaise à médiocre selon les fiches d'analyse physico-chimique et bactériologique.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

Par la suite il a été réalisé l'implantation des trois nouveaux forages avec le choix des pompes répondant à la demande, aussi on a projeté une bêche d'accumulation pour accumuler les eaux des forages et on a calculé son volume. Après cela on a fait l'étude de tracé et de dimensionnement de la conduite de transfert de deux diamètres en série (400-315) mm en utilisant le type de matériau PEHD dont ce dernier a plusieurs avantages, par la suite on a passé à l'étude du phénomène du coup de bélier on déterminant le volume de réservoir d'air et choisit des vannes spéciales pour lutter contre ce phénomène.

Pour avoir une idée sur le volume des travaux, la durée et le coût de réalisation, une étude d'organisation de chantier a été nécessaire. Les travaux de la conduite de transfert surtout des ouvertures de tranchées, la traversé de l'oued la pose et le remblaiement de la conduite.

En fin de ce projet on espère qu'on a trouver les meilleurs solutions pour résoudre le problème de l'eau potable de la ville d'ELKHENEG; Et comme proposition on propose l'exploitation des sources, on projetant deux réseaux de distribution l'un pour les eaux potables à partir de champ MILOK, et l'autre pour les lavages et d'autre utilisation à partir des forages existants dans cette ville. Mais pour réaliser ce projet il faut faire une étude technico-économique bien détaillée.

Document téléchargé depuis: <http://dspace.ensh.dz>

BIBLIOGRAPHIE

-A.DUPONT

Hydraulique urbaine. Tome I édition Eyrolles
1978 Paris

-A.DUPONT

Hydraulique urbaine. Tome II édition Eyrolles
1978 Paris

-MICHEL.A.MOREL

Exercice de mécanique des fluides."Tome II édition Eyrolles 1994
Edition CHIHABE 1994

-BONNIN J :

Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne
Importance
Editions Eyrolles 1986

-RODIER JEAN

L'ANALYSE DE L'EAU

-S.BOUALEM

Cours magistral d'A.E.P.
E.N.S.H, BLIDA 1994

-Polycopiers de cours 4^{ème} année