

Higher National School of Hydraulic

The Library

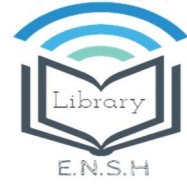
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Amélioration du système d'adduction de la ville d'El Kala (w. El Tarf) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-10

APA Citation ( APA توثيق ):

**Halkoum, Sabah (2010). Amélioration du système d'adduction de la ville d'El Kala (w. El Tarf)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

**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

**AMELIORATION DU SYSTEME  
D'ADDUCTION DE LA VILLE D'EL KALA  
(W.EL TARF)**

Présenté par:  
M<sup>elle</sup> HALKOUM SABAH

Promoteur:  
Mr A. AMMARI

Devant le jury composé de:

Président: M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA

Examineurs : Mme .L.TAFAT  
Mr.M. S.BENHAFID  
Mme.K.ZERHOUNI  
Mr.A.AYADI  
Mr.B.BOUTAHRAOUI

Juin 2010

# Remerciements

*Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.*

*J'adresser mes remerciements, et à exprimer mes reconnaissances à mon promoteur Mr AMMARI.A*






*Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de l'E. N.S.If*

*Nous n'oublions pas le personnel administratif de l'ENSIIf et de la bibliothèque, et des périodiques pour leur collaboration et leur aide.*

*SABAIif*

# Dédicace

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

-  *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*
-  *Mes frères et ma soeur.*
-  *Toute ma famille.*
-  *Tous mes amis.*
-  *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

OSABAC  
juin 2010

# Remerciement




*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »*

*Je remercie fortement mon promoteur: M<sup>r</sup> AOUWARI ABDELIFI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail et je n'oublie pas M<sup>r</sup> SALAIFBOULEW de leur fortement aide.*

*Je remercie également M<sup>r</sup> DIFEFOURSAWAIR « DIFW De TAREF » qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus, sans oublier aussi M<sup>r</sup> BOUBEOUIA ABDELWADFI*

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

*Q&A BAC'S  
juin 2010*

## ملخص :

عن طريق هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لتزويد مدينة القالة(ولاية الطارف) بالماء الصالح للشرب, عن طريق نقله من حقل آبار مياه جوفية( برج علي باي) بواسطة أنابيب النقل الجديدة, وهذا لتغطية حاجيات المستهلك المستقبلية .

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.

في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه .

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه

## Résumé :

A travers cette étude on a choisit la meilleure méthode d'alimenter en eau potable, la ville d'ElKala (W.El Tarf) à partir des forages de Bordj Ali Bey par une nouvelle adduction dans le but de satisfaire les besoins futures de consommations de ces agglomérations

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement -gravitaire) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

**Abstract:**

Through this study, we made the best method to feed the town of El Kala (W.El Tarf) by drinking water, by adduction.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (repression -gravitary) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

# SOMMAIRE

Introduction générale

## **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

I.1 Introduction.....	1
I.1. Présentation de la commune.....	1
I.1.2 -Le parc national d'El Kala .....	1
I.2. Caractéristiques.....	2
I.2.1- Situation géographique.....	2
I.2.2- Topographie.....	3
I.2.3- Pentes et géotechnique.....	3
I.2.4 -Hydrographie .....	4
I.2.5-Séismicité .....	4
I.2.6-Climatologie ....	4
I.2.7 -Occupation du sol .....	5
I.2.8- Potentialités économiques .....	5
I.2.9 -Infrastructure et réseaux .....	6
I.3 -Des données démo-économiques .....	8
I.3.1 -Population .....	8
I.3.2 -L'activité .....	9
I.3.3 -L'habitat .....	10
I.4- Situations hydrauliques .....	10
I.5-conclusion .....	15

## **Chapitre II : Besoins en eau de l'agglomération**

II.1 Introduction.....	16
II.2. Evolution de la population.....	16
II.3. Estimation des besoins .....	17
II.3.1- Besoins domestiques.....	17
II.3.2- Les besoins scolaires.....	19
II.2.3. Variation de la consommation.....	20
II.3.3- Besoins sanitaires.....	21
II.3.4- Besoins administratif.....	23
II.3.5- Besoins commerciaux et industriels.....	24
II.3.6- Besoins socioculturels.....	24
II.3.7-Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	25
II.4 Calcul du débit majoré.....	26
II.5 Variations de la consommation journalière.....	26.
II.5 .1 Consommation maximale journalière.....	26
II.5.2 Consommation minimale journalière.....	27
II-6- Comparaison entre les ressources et les besoins .....	28



II.7 Conclusion .....	29
-----------------------	----

### **Chapitre III : Adduction**

III.1 Introduction.....	30
III.2. Types d'adduction.....	30
III.2.1. Adduction gravitaire.....	30
III.2.2. Adduction par refoulement.....	30
III.2.3. Adduction mixte.....	30
III.3-Quelques notions simples sur l'adduction.....	31
III.3.1 Principe du choix du tracé .....	20
III.3.2 Implantation des conduites .....	31
III.3.3 Choix du type de matériaux.....	31
III.4. Calcul hydraulique.....	32
III.4.1. Méthode de calcul .....	32
III.4.1. a. Hauteur manométrique totale.....	32
III.4.1. b. Vérification du régime (Nombre de Reynolds).....	33
III.4.1. c. la rugosité $\epsilon$ .....	34
III.4.1. d. Puissance de pompage.....	34
III.4.1. e. Energie consommée par le pompage.....	34
III.4.1. f. Dépense annuelle de l'énergie.....	35
III.4.1. g. Amortissement annuel.....	36
III.4.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	36
III.4.2. a. Calcul des frais d'exploitation .....	37
III.4.2. b. Calcul des frais d'investissement.....	38
III.4.2. c. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	39
III.4.3 Dimensionnement des conduites gravitaires .....	41
III.4.3.1 Dimensionnement des conduites gravitaires (Réservoir tampon-RE).....	43
III.4.3.2 Dimensionnement des conduites de piquage entre la conduite principale et les réservoirs d'alimentations .....	44
III.4.3.3 Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquage.....	45
III.5 Détermination de la hauteur manométrique des pompes.....	46
III.6 Choix de pompe .....	47
III.6.1 .Caractéristiques des forages (Débit et HMT des pompes).....	47
III.6.2 Fonctionnement de la pompe .....	47
III.6.3 Choix du type de pompe.....	47
III.6.4 Couplage des pompes .....	53
III.6.5 Courbe caractéristique de la conduite.....	54
III.6.6 Le point de fonctionnement des pompes .....	58
III.7 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	59
III.8 Conclusion.....	61

VI.3.2-Excavation .....	103
VI.3.2.1-La profondeur .....	104
VI. 3.2.2-Largueur de la tranchée .....	104
VI.3.3-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation .....	104
VI.3.3.1-Pelle équipée en rétro .....	105
VI.3.3.2-Pelle équipée en butée .....	105
VI. 3.3.3-Rendement d'exploitation de la pelle choisie .....	106
VI.3.3.4-La durée d'excavation .....	107
VI. 3.3.5-Aménagement du lit de pose des conduites .....	107
VI.4- Pose des conduites .....	107
VI.5-Epreuve de joint et de la canalisation .....	107
VI.6- Remblaiement de la tranchée .....	109
<b>VI.7-Conclusion</b> .....	<b>109</b>

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

# liste des figures

Figure I-1 : Carte géographique de la willaya d'El Tarf .....	3
Figure I-2: Occupation et chômage en 2004 .....	10
Figure I-3 : Adduction à partir des forages de Bordj Ali Bey .....	11
Figure I-4: Adduction à partir du barrage MEXA .....	14
Figure II-1 : Variation du nombre d'habitant pour différent horizon ..	17
Figure III-1 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation .....	39
Figure III-2 : Forage F5 dans le bâtiment .....	49
Figure III-3 : Courbe caractéristique du groupe électropompe(F5) .....	51
Figure III-4 : Caractéristique du groupe électropompe(F5) .....	52
Figure III-5 : Courbe caractéristique du groupe électropompe(F6) .....	52
Figure III-6: Caractéristique du groupe électropompe(F6) .....	53
Figure III-7: Courbe caractéristique de pompe .....	54
Figure III-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	57
Figure III-9: Le point de fonctionnement de la pompe .....	58
Figure III-10 : Le point de fonctionnement de la pompe après vannage .....	61
Figure IV-1 : Balance stockage existant/stockage nécessaire .....	64
Figure IV-2: Conduite d'arrivée .....	74
Figure IV-3 : Conduite de distribution .....	74
Figure IV-4: Matérialisation de la réserve d'incendie .....	76
Figure IV-5: Equipement du réservoir .....	77
Figure V-1 : Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$ .....	80
Figure V-2 :Phase 1, $t = \frac{L}{C}$ .....	80
Figure V-3 : Phase 3, $t = 3\frac{L}{C}$ .....	81
Figure V-4: Phase 4, $t = \frac{4L}{C}$ .....	82
Figure V- 5: Vanne à opercule .....	82



Figure V-6: Première phase du coup de bélier	85
Figure V-7: Deuxième phase du coup de bélier .....	86
Figure V-8: Troisième phase du coup de bélier .....	86
Figure V-9: Quatrième phase du coup de bélier .....	.. 87
Figure V-10 : Profil en long d'une conduite .....	.. 94
Figure VI- : Pelle mécanique	. 105

# liste des Tableaux

Tableau I-1 : Estimation de la population en 2004	9
Tableau I-2 Estimation de l'activité en 2004 .....	9
Tableau I-3 : Adduction à partir des forages de Bordj Ali Bey .....	11
Tableau I-4: Caractéristique de l'adduction .....	14
Tableau II-1 : Estimation de la population future de l'agglomération .....	16
Tableau II-2 : Répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2010 .....	18
Tableau II-3 : Estimation des besoins pour l'horizon 2010 .....	18
Tableau II-4 : Estimation des besoins pour l'horizon 2030 .....	19
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires	20
Tableau II-6 :Les besoins sanitaires .....	21
Tableau II-7: Les besoins administratifs .....	22
Tableau II-8 : Les besoins commerciaux et industriels .....	23
Tableau II-9 : Les besoins socioculturels .....	24
Tableau II-10 : Récapitulation des différentes consommations journalières .....	25
Tableau II-11 : Récapitulation des différentes consommations journalières .....	25
Tableau II-12 : Estimation des besoins majoré .....	26
Tableau II-13 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2030 .....	28
Tableau II -14 . Les caractéristiques des forages : .....	28
Tableau III -1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie .....	35
Tableau III-2 : Variation des HMT en fonction du diamètre .....	37
Tableau III-3: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre .....	38
Tableau III-4 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre .....	38
Tableau III-5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation .....	39
Tableau III-6 : Détermination de la hauteur manométrique totale .....	40
Tableau III-7: Coefficient k , m,B pour différents types de tuyau .....	41
Tableau III-8 : Les altitudes des différents points de l'adduction .....	42
Tableau III-9:Les longueurs des différents tronçons de l'adduction .....	42
Tableau III-10:Diamètre avantageux de la conduite gravitaire .....	44
Tableau III-11 : Diamètre avantageux des conduites de piquage .....	45
Tableau III-12 : Détermination des cotes piézométriques et des pressions .....	46

Tableau III-13 : Caractéristiques des forages de Bordj Ali Bey .....	48
Tableau III-14 : Données technique des pompes CAPRARI .....	50
Tableau III-15 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F6 –A) .....	55
Tableau III-16 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F5-A)	56
Tableau III-17 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (A-RT) .....	57
Tableau IV-1 : Calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire .....	63
Tableau IV-2 : Balance (stockage existant/stockage nécessaire) .....	64
Tableau IV-3 Détermination de la capacité du réservoir(R1) .....	66
Tableau IV-4: Caractéristiques du réservoir (R1) de mise en charge .....	67
Tableau IV-5 : Détermination de la capacité du réservoir (R2) .....	68
Tableau IV-6: Caractéristiques du réservoir (R2) de mise en charge .....	69
Tableau IV-7: Détermination de la capacité du réservoir (R2) .....	56
Tableau IV-8: Caractéristiques du réservoir (R3) de mise en charge .....	70
Tableau IV-9: Détermination de la capacité du réservoir (R3) .....	72
Tableau IV-10 : Caractéristiques du réservoir (R4) de mise en charge .....	73
Tableau V-1 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet vanne à opercule	82
Tableau V-2 : Caractéristique de la conduite gravitaire .....	83
Tableau V-3 : Caractéristique de la conduite de refoulement .....	95
Tableau V-4: Profil en long de la conduite de refoulement .....	95
Tableau V-5 : Caractéristique de la conduite .....	98
Tableau V-6: Profil en long de la conduite de refoulement .....	100
Tableau VI-1: Calcul du volume à excaver .....	106
Tableau VI-2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	106

## ***Nomenclature :***

PNEK : Parc National d'El Kala

CW : chemin de la wilaya

RN : route nationale

G.P.L : gaz propane libre

APC : Assemblé Populaire Commune

FB : Fonte Blanche

PVC : Poly venile Chimique

DHW : Direction d'Hydraulique de la wilaya

HMT : Hauteur Manométrique Totale

RT : Réservoir Tompon

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité

POS : Plan d'Occupation du Sol

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

SAA : Société Algérienne d'Assurance

ONAPH : Office Nationale Algérienne de la Pêche

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société. Elle soutient l'économie et favorise le bien-être des individus. Le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

En Algérie, enregistre de graves problèmes de pénurie d'eau qui se sont proclamés notamment lors de la sécheresse de 2001, où l'alimentation des villes, l'industrie, l'agriculture, et de diverses activités socioéconomiques ont été compromises.

A cette époque, le pays a failli opter pour l'importation de la ressource.

Il convient donc de veiller à préserver cette ressource et d'utiliser les meilleurs moyens pour l'acheminer et l'exploiter d'une façon rationnelle et intelligente.

Dans ce qui suit, nous allons procéder à une étude d'amélioration du système d'adduction de la ville d'El Kala, vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à partir des forages (BAB) à savoir l'adduction Est qui alimentera uniquement les zones situées à l'Est de la station du barrage Meksna qui englobera des autres communes ; Il se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum





## **I.1 -Introduction :**

### **I.1.1- Présentation de la commune :**

La cote calloise, étant de tout temps, destinée principalement a la pêche et a la commercialisation du corail.

Siège d'intenses échanges commerciaux florissants (pêche du corail, agriculture, élevage etc...) et attisant la convoitise de forces hostiles, elle fut détruite puis reconstruite plusieurs fois aux XVIème et XVIIème siècles.

En 1628, les marseillais de SAMSON NAPOLLON, édifièrent une forteresse baptisée «Bastion de France» sur le site de ce qu'on appelle aujourd'hui la vieille calle, a 8 km de l'actuelle El Kala.

Dans la presqu'île, a été construit un port peu profond avec une ouverture Ouest-Nord-ouest (unique en Algérie) et dominé par le fort du moulin bâti sur un promontoire situé au Sud-ouest.

La pêche au poisson est devenue ensuite une activité complémentaire prenant même le dessus sur la pêche coralline, et permis la création d'industries de conservation e sardines et de crevettes.

### **I.1.2 -Le parc national d'El Kala :**

Le parc national d'El Kala a été créé par décret n°83-462 du 23 juillet 1983 et occupe plus du 1/4 de la wilaya d'El Tarf et regroupe 09 communes (El Tarf, El Kala, Ain El Assel, Souarekh, El Aioune, Berihane, Raml Souk, Bougous et Bouteldja).

Le 04 novembre 1983, deux(02) de ses nombreuses zones humides, les lacs Tonga et Obéira, ont été inscrits sur la liste Ramsar relative aux zones humides d'importance internationale.

Le 17 décembre 1990, le PNEK figure dans la liste des réserves de la biosphère lui conférant ainsi un caractère de patrimoine mondial s'étendant sur une superficie de 76.438 ha.

Dans un ensemble, le parc national d'El Kala est composé d'une mosaïque d'écosystèmes :

- L'écosystème marin,
- L'écosystème lacustre.



Ces zones humides sont représentées par les lacs et marais suivants :

- Lac Tonga : son eau est douce.
- Lac Oubéira
- Lac Mellah
- Lac Bleu

Les marins de Bourdim

➤ L'écosystème forestier

En plus de ces écosystèmes, le parc national d'El kala renferme une faune et une flore aussi riches que variées, avec des espèces t et très rares et protégées.

Des sites historiques, allant de la période néolithique a nos jours, ont été répertories et inventoriés, matérialisés sur terrain par les vestiges de constructions mégalithiques, dolmens etc....

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

## **I.2 -Caractéristiques :**

### **I.2.1 -Situation géographique :**

La commune d'EL KALA est située géographiquement à l'extrême Nord-est du pays et au Nord-est de la wilaya d'El Tarf, elle est traversée par la route nationale RN 44 et est reliée aussi au chemin de willaya d'ELTARF.

La longueur de son littoral est de 56,7km et sa superficie de 292km <sup>2</sup>. Elle représente la commune la plus vaste de la wilaya d'ELTARF.

Elle est limitée par:

- 1/- Au Nord par la mer méditerranée.
- 2/- Au Sud par le chef lieu Tarf, Bouteldja, Ain El Assel.
- 3/- A l'Est par les Communes de Souarekh, Ramel Souk.
- 4/- A l'Ouest par la commune de Berrihane.



La zone d'étude prend son départ à la source (4forages de Bordj Ali Bey) et son arrivée aux différentes localités concernées par le projet (Ouest d'El Kala) passant par Melha2 et Mridima.



**Figure N°I.1 :** Carte géographique de la wilaya d'EL TARF

### I.2.2 -Topographie:

Le relief de la région d'El kala se compose d'une juxtaposition de dépressions dont le fond est occupé par des formations lacustres et par collines aux formes variées.

Les plaines ont des altitudes comprises entre 25 et 35m largement inférieures autour des lacs.

Les reliefs sont relativement élevés, 127m à koudiat El Alleg à l'Est, 140m à koudiat Nab Rached au centre et 330m à koudiat ElAssa à l'Ouest de la commune.

### I.2.3 -Pentes et géotechnique :

- **Sur le plan topographique**

Le relief des environs d'El Kala présente des surfaces planes (inférieure à 2%), à l'entrée Ouest, de part et d'autre du C W 109.

- **Sur le plan géotechnique**

Les meilleurs terrains pour l'urbanisation et l'extension de l'agglomération sont représentés par:



- Les argiles et les sables situés a l'entrée Ouest d'El Kala, entre la ZAC, les lotissements Gelas et Mridima
- Les argiles et les grés sur les terrains inclinés situés au Nord-Ouest de Mridima, au Sud de Gelas, jusqu'à la RN44 vers El Tarf ainsi que toute la partie Sud-Est, en amont la voie de contournement qui mène vers la frontière tunisienne.

#### **I.2.4 -Hydrographie :**

Les eaux de la région d'El kala sont drainées par :

- Les oueds : Bouarroug, El Melha et Souk Rguibet qui se déversent dans lac Mellah
- et les oueds, Day Guera et Demnet ElRihana qui se déversent dans le lac Oubeira.

Une partie des eaux alimentent le lac Tonga par l'intermédiaire de l'Oued El Hout alors que l'autre partie s'infiltré dans les alluvions pour remplir la nappe phréatique. L'ensemble forme un réseau exoréique et endoréique.

En plus de la présence des oueds et de ses affluents, est remarquée la présence des lacs ; Mellah, Oubeira, Tonga et lac Bleu.

#### **I.2.5- Séismicité :**

La commune d'El kala qui appartient a la wilaya d'El Tarf est classée en zone "IIa" (sismicité moyenne) dans laquelle les règles parasismique devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importants ou de grande envergure.

Un niveau minimal de protection sismique devra être accordé aux ouvrages selon leur destination et leur importance vis-à-vis des projectifs de protection qui leur sont fixés afin de protéger les personnes et les biens économiques et culturels de la communauté.

#### **I.2.6 -Climatologie :**

La région d'El kala compte parmi les régions les plus pluvieuses en Algérie.

Le climat est de type méditerranéen subhumide caractérisé par deux saisons pluvieuses (Automne et Hiver) et par un été sec.



Les précipitations de la région sont surtout d'origine orographique .La position du relief et l'altitude va donc fortement conditionner la pluviosité. Les points les plus arrosés seront de ce fait les zones sommitales avec une moyenne d'environ 900mm/an.

Les températures pouvant attendre atteindre 35°C en été et sont très basses en hiver surtout sur les altitudes. Au niveau de la mer, les températures atteignent très rarement 0°C.

Les vents soufflent du Nord-Ouest en toutes saisons et en été, les vents du Nord-est, Sud-ouest et Sud-est sont fréquents et favorisent l'apparition de violents incendies de forets.

L'humidité relative est assez constante durant toute l'année (72% a78%) du fait principalement a l'action modératrice de la mer et des plans d'eau qui contribuent au maintien d'une hydrométrie élevée en été et réduisent la durée et l'intensité de la sécheresse estivale.

### **I.2.7 -Occupation du sol :**

Pris de 69.12% de la surface de la commune (20184 hectares) son forestières, et en raison du relief la SAU y est presque négligeable (3.56%).

La culture prédominante est industrielle (notamment l'arachide) qui suscite un intérêt économique particulier pour les populations locales.

L'élevage pour l'essentiel étant errant, tire un meilleur profit de l'offre fourragère du milieu forestier.

### **I.2.8- Potentialités économiques :**

- **les activités de pêche :**

La commune dispose d'une façade maritime de 75km environ et détient l'une des plus grandes zones de pêche de wilaya et du pays (123 embarcations en 2003).

Elle est dotée aussi de grandes potentialités hydriques lui permettant de développer un ambitieux programme de pêche continentale au niveau des lacs.

La pêche pratiquée est représentée par :

-la pêche du poisson avec 3206 tonnes (année 2003) dont 81%de poissons bleus.



-la pêche du corail qui est actuellement suspendue pour permettre au corail de se régénérer, réglementer l'exploitation du corail et évaluer le gisement.

- **Les activités liées à l'industrie :**

La commune est dotée par deux entreprises privées (production d'appareillages et accessoires pour handicapés et fabrication et montage des appareils électroniques et électroménagers) et de deux unités artisanales (pipes et articles de cigarettes et transformation du corail à l'arrêt).

- **Les potentialités touristiques :**

L'existence de trois écosystèmes juxtaposés (marin, lacustre et forestier), offre un large éventail d'opportunités touristique.

Le potentiel touristique est constitué de :

- Le littoral avec quatre plages autorisées a la baignade.
- Les étendues lacustres avec quatre lacs reconnus mondialement.
- Les forets luxuriants intégrés dans le parc national d'El Kala.
- Le parc animal de Brabtia.
- Les sites et monuments historiques (Bastion de France, Bastion de Medjez Nechaa, Eglise d'El Kala, Fort moulin et le temple de Diane).
- La zone d'expansion touristique(Z.E.T) de Cap-Rosa.
- Les infrastructures touristiques (13 hôtels et 7camps de toile).

### **I.2.9 -Infrastructure et réseaux :**

- **Le réseau routier**

Un réseau routier de la commune assez dense, permet une desserte satisfaisante de l'ensemble des agglomérations et des mechtas mais son état demeure moyen, voire vétuste sur des tronçons de chemins communaux...

Il s'étend sur une longueur totale de 94km dont 1/5 de routes nationales, 1/4de chemins de wilaya et le reste de chemins communaux (dont 67% revêtus).



- **Le transport**

La commune se trouve sur un couloir de transport stratégique s'articulant essentiellement autour d'un couloir Est-Ouest (RN 44 et CW 109) reliant la wilaya e Annaba avec la Tunisie.ces voies de communication font de la commune un couloir d'échanges Trans-Maghrebins et méditerranéens.

- **L'infrastructure portuaire**

La commune dispose d'un port de pêche construit en 1925 avec une longueur de quai de 800m (dont 200 utilisables).

Sa capacité d'accueil est largement dépassée,

Un nouveau port de pêche plus important que le premier d'une longueur de quai de 780m est en cours de réalisation pour une capacité de 142.

Il existe deux sites qui servent de plages d'échouage aux marins et aux bénéficiaires de l'opération solidarité-pêches afin d'encourager la pêche artisanale, d'une capacité de 26embarcations.

- **L'énergie électrique**

La commune d'El Kala est desservie en énergie électrique par une ligne de moyenne tension d'une capacité de 30 kV, issue du poste transformateur d'El Frin et le taux d'électrification est estimé à 96%.

- **Le gaz naturel**

La ville est alimentée en gaz propane par une station G.P.L approvisionnée a partir du complexe pétrochimique de Skikda avec un nombre d'abonnés en base pression de 7281.

- **Les postes et télécommunications**

L'infrastructure postale de la commune est représentée par une agence et un guichet annexe Gantra El Hamra.



La commune accuse un grand déficit en infrastructures postales, surtout la zone rurale qui connaît un très grand retard.

Dans le domaine des télécommunications, la commune est traversée par deux câbles téléphoniques, l'un en fibres optiques et l'autre à base fréquence (12 MHz).

Elle dispose de deux centrales téléphoniques d'une capacité globale de 4512 lignes avec 3798 personnes abonnées.

### **I.3 -Des données démo-économiques :**

L'analyse démo-économique et physique établie dans la première phase de cette étude de révision du PDAU d'El Kala, a été faite sur la base :

- Des résultats du recensement de la population et de l'habitat de 1998 actualisés selon des sondages (APC et bureau d'étude), ayant couvert environ (1/4) de la population et de l'habitat des deux agglomérations urbaines et un tiers (1/3) de la zone rurale,
- Des données titrées des prospections sur le terrain, complétées par des informations collectées auprès des services techniques concernés.

#### **I.3.1 -Population:**

L'attractivité de la commune enregistrée depuis près de 03 décennies est due exclusivement à une population en provenance de la zone rurale de la commune, de l'agglomération secondaire et d'autres zones extra communales vers exclusivement le chef-lieu El Kala.

Néanmoins, cette attractivité a connu un ralentissement sensible à partir de 1987 d'autant plus qu'une partie de la zone rurale (Mridima) a été intégrée à la ville au recensement de 1998.

L'agglomération secondaire et la zone éparse se sont par contre illustrées par une perte de population estimée à 350 personnes /an.



**Tableau N° I.1** : Estimation de la population en 2004.

Dispersion	Population			Accroissement (%)	
	1987	1998	2004	1987-1998	1998-2004
Chef-lieu	16253	21402	24810	2,53	2,49
Gantra ElHamra	844	927	990	0,86	1,10
Zone éparsé	2418	2615	2680	0,71	0,41
Commune	19515	24944	28480	<b>2,26</b>	<b>2,23</b>

(Source APC EL KALA)

**I.3.2 -L'activité :**

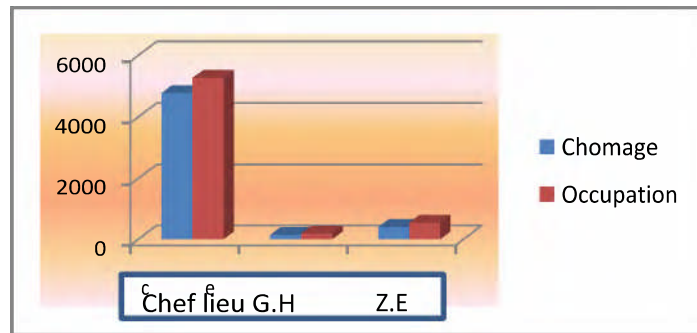
La situation économique est inquiétante notamment au chef-lieu de commune qui enregistre un nombre de chômeurs assez élevé.

La prédominance de l'occupation dans le secteur tertiaire qui emploie près de huit personnes sur dix, aggrave la situation précaire de l'activité très faiblement représentées par les emplois productifs et faible qualification des travailleurs.

**Tableau N° I.2** - Estimation de l'activité en 2004.

	PAT	Activités	Occupation	Chômeurs
Chef-lieu	14100	10060	5270	4780
Gantra El Hamra	560	330	190	140
Zone éparsé	1440	940	540	400
Commune	16100	11330	6000	5320

(Source Parc National ElKala)



**Figure N°1.2** : Occupation et chômage en 2004

### I.3.3 -L'habitat:

Quantitativement, la commune et notamment la ville, a un parc logements suffisant qui permet leur utilisation normative. Malheureusement, le chef-lieu enregistre un taux de logements précaires bas intéressant un logement sur cinquante.

### I.4- Situations hydrauliques :

- **Historique:**

-Durant l'année coloniale (1949) ,la ville d'Elkala a été alimenté a partir des sources Boulif dont le debit est estimé entre (8-20)l/s et de la source Demnet Rihana(1930) debit (6 -8)l/s.

-Durant les années 1978,la ville a été renforcé a partir du lac Oubeira ou une station hydro -mobile a été réalisée avec une station de traitement de capacité 80m<sup>3</sup>/h.

-En 1980, la ville d'Elkala a été renforcé par les eaux du lac avec une station de traitement de 250m<sup>3</sup>/h.

Durant les années 80,le lac a été asséché suite a quatre années de secheresse.

Les autorités locales ont décidé d'alimenter la ville a partir de la nappe dunaire Bordj Ali Bey(1990).La capacité de cette nappe est de 50 millions de m<sup>3</sup>.

En 2006, la ville a été renforcé a partir du barrage Meksna.Le debit allouée :70l/s.

- **Situation actuel du système d'alimentation en eau potable:**

Elkala est alimenté en eau potable par deux conduites d'adduction.

-la premiere conduite provient de quatre forages (dans la commune de Berrihane)est achemine vers quatre reservoirs ,situés dans les crêtes.

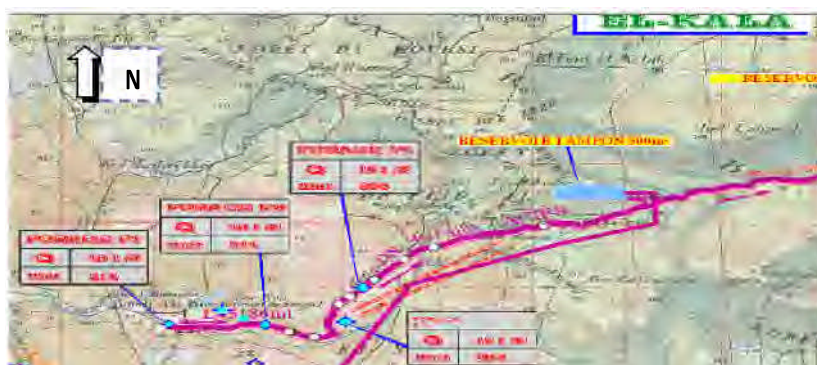


-la deuxième conduite vient du barrage Mekсна. l'eau est ensuite refoulée vers deux réservoirs.

**-Adduction à partir des forages BORDJ –ALI- BEY vers EL-KALA.**

1/Sources d'alimentation:

- Forage BAB 1:  $Q = 40 \text{ l/s}$
- Forage BAB2:  $Q = 40 \text{ l/s}$
- Forage BAB3:  $Q = 15 \text{ l/s}$
- Forage BAB4:  $Q = 15 \text{ l/s}$



**Figure N°L.3.** Adduction à partir des forages de Bordj Ali Bey

2/Caractéristique de l'adduction:

**Tableau N°L.3** , Caractéristique de l'adduction.

Diamètre en <i>mm</i>	Longueur en <i>ml</i>	Nature des conduites
500	15413	Acier
400	5186	Acier
<b>Total</b>	<b>20599</b>	

Refoulement vers le réservoir tampon de capacité  $500\text{m}^3$ , puis conduite gravitaire jusqu'au réservoir  $1000\text{m}^3$ .



■ Ouvrages existants :

Réservoirs :

- Réservoir 2\* 1000m<sup>3</sup> Ancien (Zone basse) EL-KALA
- Réservoir tampon 500 m<sup>3</sup> (El-Kala)

■ Ouvrages annexes :

Nombres de regard de vidange: 10

Nombre de regard de ventouse : 07

3/Etat des adductions :

**a- Conduite de refoulement :**

La conduite de refoulement a été rénovée en 2004 sur une longueur de (6 km) de DN 400mm en acier.

**b- Conduite gravitaire :**

La conduite gravitaire part du réservoir tampon vers El- Kala jusqu'au réservoir jumelé a la cote 133,164 2\* 1000 m<sup>3</sup>, son état est:

- Affouillement de sol à 2700m du réservoir au passage d'une chaabet
- Regard de la première vidange complètement démoli (chaabet ouaker echari)  
Avec fuite au niveau du T, avec affouillement des berges au passage de la conduite au niveau de cette chaabet.
- Fuite au niveau de la deuxième vidange au niveau de la vanne (Q= 2 l/s).
- 
- Fuite au niveau de la vidange oued belaroug (près du parc zoologique) au niveau des brides Q= 0.70l/s.
- Vidange sans regard près du Lac Oubeira (80m) avec fuite.
- Fuite Q= 1 l/s à 100m de la ventouse placée après la précédente vidange.



**c-Etat des ouvrages hydrauliques :**

Réservoir 2\* 1000m<sup>3</sup> Ancien (Zone basse) EL-KALA

- Fuites d'eau au niveau des vannes de distribution et de la vanne de vidange.
- Clôture fissurée.

**- Adduction à partir du barrage MEXA vers EL-KALA :**

En plus de la source souterraine forages BAB ; la source superficielle d'alimentation est barrage MEXA, le débit qui va vers El Kala est de 80l/s, il est caractérisé par :

- Digue en terre homogène
- Cote retenue normale : 52 m N.G.A
- Cote prise d'eau : 43m N.G.A
- Volume régularisé : 33m Hm<sup>3</sup>/an N.G.A

De la prise du barrage l'eau brute est acheminée gravitairement par une conduite DN 1250 en FB avec un débit de Q=1050 l/s sur une longueur de 2400m qui arrive à la station de traitement. L'eau ainsi traite est refouler par une conduite DN 1400 en FB avec un Q=1000 l/s sur une longueur de 230m vers un réservoir tampon de capacité 1000m<sup>3</sup>.

3/Caractéristique de l'adduction:



**Tableau N°I.4** : Caractéristique de l'adduction.

Diamètre en mm	Longueur en ml	Nature des conduites
42"	36168	Acier
1400	19200	FB
1250	2400	FB
800	3000	Fonte
600	6000	Fonte
500	6391	Acier
400	1794	Acier
350	11724	Fonte
300	1000	Fonte
250	11500	Fonte
200	20247	PVC

(source D.H.W El Tarf)



**Figure N°I.4** : Adduction a partir du barrage MEXA.



**I.5-conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville d'El-Kala ce qui nous permette de faire une approche plus rigoureuse.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui l'amélioration du système d'adduction de la ville.



## II.1 Introduction:

Dans le but d'améliorer et de sécuriser la ville d'El kala en matière d'alimentation en eau potable, une étude précise de l'accroissement de cette commune s'impose.

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

## II.2 Evolution de la population :

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

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

Avec :

$P_n$  : Population pour l'horizon considéré.

$P_0$  : Population à l'année de référence.

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

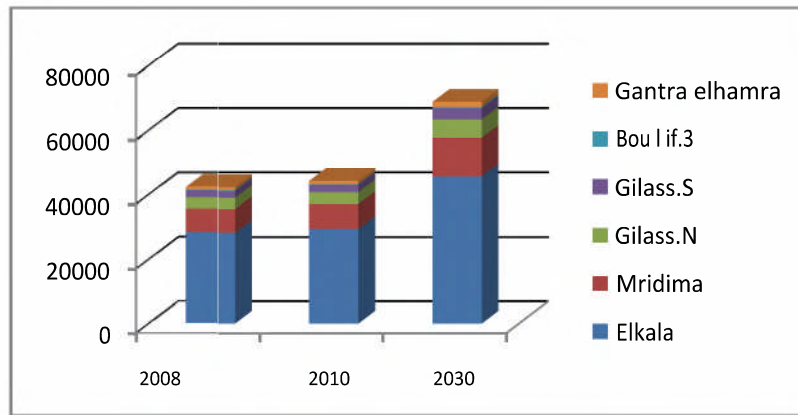
$n$  : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

L'hypothèse retenue pour le calcul de l'accroissement de la population, appelée hypothèse tendancielle est la suivante :

**Tableau N° II.1** - Estimation de la population future des agglomérations.

Localité	Populations (hab)			
	Taux	2008	2010	2030
El Kala	2,23	28125	29393	45689
Mridima	2,23	7428	7763	12067
Gilas .Nord	2,23	3462	3618	5624
Gilass.Sud	2,23	2130	2226	3460
Boulif.3	2,23	234	245	381
Gantra El Hamra	2,23	964	1008	1567





**Figure N°II.1 :** Variation du nombre d'habitant pour différent horizons

### II.3 Estimation des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateur rencontré au niveau d'une agglomération. Il est donc conseillé pour définir le niveau des consommateurs, d'effectuer une analyse détaillée des différents besoins unitaires c'est-à-dire :

- Besoins domestiques.
- Besoins administratifs et artisanats.
- Besoins industriels.

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

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

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

Avec :

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

$Q_i$  : dotation journalière (pour différent usage).

$N_i$  : nombre de consommateurs

#### II.3.1- Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.



La norme de consommation à l'horizon 2010 est justifiée, selon les besoins, comme suit

**Tableau N° II.2.** répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2010

Besoins	Dotation (l/j/hab)
Boissons	5
Cuisine	10
Lavabo	10
Douche	50
Arrosage	50
Autres besoins	75
total	200

**Tableau N° II.3 :** Estimation des Besoins en 2010

Localité	Nombre d'habitant	Consommation m <sup>3</sup> /j	
		Dotation(l/j/hab)	2010
El Kala	29393	200	5878,6
Mridima	12067	200	1397,34
Gilass .Nord	5624	200	651,24
Gilass.Sd	3460	200	400,68
Boulif.3	381	200	44,1
Gantra ElHamra	1567	200	181,44

**Remarque:**

La ville d'El kala comme étant ancien tissu urbain, sur le plan urbanisme se trouve saturée et depuis une dizaine d'année, elle est entraine de se décharger vers Mridima dont les capacités d'accueil sont limitées, vue le site très fragile sur le plan écologique (ou se trouve sur les bassins versants du lac Obeira, nappe dunaire).



Les autorités ont élaborés un nouveau P.O.S similaire à la création d'une nouvelle ville et tout l'accroissement de la population calculée ci-dessus y trouvera abri.

Par voie de conséquence, les calculs hydrauliques se feront sur la base de la population supplémentaire calculée sur 20ans.

**Tableau N° II.4 :** *Estimation des Besoins pour l'horizon 2030*

Localité	Nombre d'habitant	Consommation m <sup>3</sup> /j	
		Dotation(l/j/hab)	2030
El kala	29393	250	7348,3
Mridima	12067	200	2413,4
Gilass.nord	5624	200	1124,8
Gilass.sud	3460	200	692
Boulif.3	381	200	76,2
Gantra El Hamra	1567	200	313,4
Nouvelle ville	18111	200	3622,2

### II.3.2- Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau N° II.5.** *Tableau récapitulatif des besoins scolaires*

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	17 Primaires	3081	10	externat	30,81
	03 CEM	2157			21,57
	02 Lycées	1696			16,96
Mridima	01 Primaire	200	10	externat	02
Gilass.Nord	01 Primaire	210	10	externat	2,1
Gantra El Hamra	01 Primaire	220	10	externat	2,2
	01 CEM	800			08
Nouvelle ville	01 E.F	200	10	externat	02
	03 CEM	2000			20
	01 Lycée	1000			10
	01 Centre de formation	400			04
Total					<b>119,64</b>

**II.3.3- Besoins sanitaires:**

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

**Tableau N° II.6.** Les besoins sanitaires.

Localités	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
		(m <sup>2</sup> )	lits		
El Kala	06 salles de soins	1000	-	15	15,0
	01 polyclinique	-	14	250	03,5
	01 hôpital	-	240	250	60,0
	02 centre de santé	1600		15	24,0
Mridima	01 centre de santé	200	-	15	3,0
Gantra El Hamra	01 salle de soin	480	-	15	7,2
Nouvelle ville	01 Hôpital	-	240	250	60
	02 centres de santé	1600	-	15	24
Total					<b>196,70</b>

**II.3.4- Besoins administratifs :**

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

**Tableau N°II.7.** Les besoins administratifs:

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	02 APC	65	15	0,975
	01 Daïra	68		1,02
	01 PNEK	16		0,24
	01 Poste	36		0,54
	02 PTT	20		0,30
	01 A. foncière	27		0,41
	01 Bureau de poste	20		0,30
	03 Banques	17		0,25
	01 Justice	35		0,53
	02 SAA	38		0,57
	01 Centre administratif	40		0,60
	01 Gendarmerie	40		0,60
	01 sûreté de daïra	35		0,53
	01 Protection civile	50		0,75
	01 caserne	250		3,75
	01 Douane	120		1,80
Gantra El Hamra	01 Annexe APC	18	15	0,27
	01 Antenne PTT	20		0,30
	01 Garde communale	40		0,60
Nouvelle ville	01 sureté urbaine	35	15	0,53
	01 unité. s. de protection civile	30		0,45
	01 APC	30		0,45
	01 PTT	20		0,30
	01 Equipement administratif	50		0,75
	01 Gendarmerie	60		0,90
Total				<b>17,715</b>



### II.3.5- Besoins commerciaux et industriels :

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

**Tableau N° II.8.** *Les besoins commerciaux industriels.*

Localités	Type d'équipement	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	02 usines:			
	-pipes El Mordjene	-450	-30	13,50
	-ONAPH	-884	-15	12,00
	01 U.fabrication:			
	-Techno lux	-300 frigos	-30	9,00
		-452 cuisinières	-30	13,56
		-300 climatiseurs	-30	09,00
	Commerces spécialisés	1600 m <sup>2</sup>	05l/j/m <sup>2</sup>	08,00
	05Douches publiques	120 postes	200l/j/poste	24,00
	12 Hôtels	987 lits	200l/j/lit	197,4
05 Camps de toiles	1500 personnes	180l/j/pers	270,00	
02 Auberges	636 personnes	180l/j/pers	114,48	
Gantra El Hamra	01 zone d'activité (67 lots)	2200 m <sup>2</sup>	05l/j/m <sup>2</sup>	11,00
	01 Auberge	60 personnes	180l/j/pers	10,80
Nouvelle ville	Commerces spécialisés	3500 m <sup>2</sup>	05l/j/m <sup>2</sup>	17,50
	01 marché couvert	6600 m <sup>2</sup>	05l /j/m <sup>2</sup>	33,00
	02 Hôtels	150 lits	250l/j/lit	37,5
	01 centre d'affaire	5000 m <sup>2</sup>	05l/j/m <sup>2</sup>	25
	Douche publique	04 unités	10000 l/j/unité	40
Total				<b>845,74</b>



**II.3.6- Besoins socioculturels :**

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

**Tableau N°II.9 :** *Les besoins socioculturels*

Localités	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/usager)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	05 Mosquées	900 fideles	05	04,50
	01 Stade	200 jeunes	60	12,00
	01 Maison de jeunes	200 jeunes	10	02,00
Gantra El Hamra	01 Stade	140 jeunes	60	08,40
	01 Mosquées	400 fidèles	05	02,00
Nouvelle ville	01 Mosqué	1500	05	07,50
	01 Jardin d'enfant	1700 m <sup>2</sup>	04	06,80
	01 Maison de jeune	100 jeunes	05	00,50
	01 centre culturel	80 fidèles	05	00,40
	01 Stade	02 vestiaires	10000	20,00
Total				<b>64,10</b>

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:





**Tableau N° II.10** : récapitulation des différentes consommations journalières

Localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Besoins commerciaux et industriels	Total Q (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	7348,3	69,34	102,5	6,335	18,5	670,94	<b>8215,915</b>
Mridima	2413,4	2	3	-	-	-	<b>2418,4</b>
Gilass.N	1124,8	2,1	-	-	-	-	<b>1126,9</b>
Gilass.S	692	-	-	-	-	-	<b>692</b>
Boulif.3	76,2	-	-	-	-	-	<b>76,2</b>
Gantra ElHamra	313,4	10,2	7,2	1,17	10,4	21,8	<b>364,17</b>
Nouvelle ville	3622,2	36	84	3,38	35,2	153	<b>3933,78</b>
Total	<b>15590,3</b>	<b>119,64</b>	<b>196,7</b>	<b>17,715</b>	<b>64,1</b>	<b>845,74</b>	<b>16827,37</b>

### II.3.7-Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2030 sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant.

**Tableau N° II.11** : récapitulation des différentes consommations journalières

:

Localité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
El Kala	<b>8215,915</b>
Mridima	<b>2418,4</b>
Gilass.N	<b>1126,9</b>
Gilass. S	<b>692</b>
Boulif.3	<b>76,2</b>
Gantra El Hamra	<b>364,17</b>
Nouvelle ville	<b>3933,78</b>
Total	<b>16827,37</b>



En tenant compte des différentes pertes d'eau, la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2030, à  $Q_{\text{moy.j}} = 16827,37 \text{ m}^3/\text{j}$  soit un débit de 194,76 l/s

#### II.4 Calcul du débit majoré:

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement), contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40% dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu. Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses.

La valeur de taux de fuite est estimée à 15% sur l'adduction selon la direction d'hydraulique de la wilaya (D.H.W) et est donné par le tableau suivant :

**Tableau N° II.12 :** Estimation des Besoins majoré

Commune	Taux de fuites sur le réseau (%)	Horizon 2030 ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
El Kala	15	9448,30
Mridima	15	2781,16
Gilass.nord	15	1295,93
Gilass.sud	15	795,80
Boulif.3	15	87,63
Gantra El Hamra	15	418,79
Nouvelle ville	15	4523,85
Total		<b>19351,47</b>

#### II.5 Variations de la consommation journalière :

##### II.5.1 Consommation maximale journalière:

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale. Par rapport à la consommation déterminée moyenne: nous pouvons déterminer un rapport nous indiquant combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par  $K_{\text{max.j}}$ . Ainsi nous pouvons écrire :



$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j}$$

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ );

$K_{\max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$

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

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

### II.5.2 Consommation minimale journalière :

De même il existe une journée où la consommation est minimale. Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne: ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière. Nous pouvons écrire :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

$Q_{\min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ );

$K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$ .

On prend:  $K_{\min,j} = 0,9$ ;

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

Les résultats sont représentés dans le tableau II. 12:



**Tableau N° II.13:** *Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2030*

Localité	Q <sub>moy,j</sub> [m <sup>3</sup> /j]	K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub> [m <sup>3</sup> /j]	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> [m <sup>3</sup> /j]
El Kala	9448,30	0,9	8503,47	1,2	11337,96
Mridima	2781,16	0,9	2503,04	1,2	3337,39
Gilass.nord	1295,93	0,9	1166,34	1,2	1555,12
Gilass.sud	795,80	0,9	716,22	1,2	954,96
Boulif.3	87,63	0,9	78,87	1,2	105,16
Gantra El Hamra	418,79	0,9	376,91	1,2	502,55
Nouvelle ville	4523,85	0,9	4071,47	1,2	5428,62
<b>TOTAL</b>	<b>19351,47</b>	<b>0,9</b>	<b>17416,32</b>	<b>1,2</b>	<b>23221,76</b>

#### II-6- Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages(BAB) et le barrage MEXA existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Les caractéristiques de ces forages sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°I.14:** *les caractéristiques des forages*

Désignation	Forage F1	Forage F2	Forage F3	Forage F4
Débit Disponible [l/s]	40	45	25	25
Débit d'exploitation[l/s]	40	40	15	15
Niveau statique [m]	6,32	7,50	11	12,56
Niveau dynamique (m)	32,25	30	34,84	34,40
Profondeur [m]	85	83	83	56



Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de deux (04) forages donnant un débit actuel total de 110 l/s et le barrage donne un débit de 80l/s qui fait un de 16416 m<sup>3</sup>/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2030.

Alors que les besoins totaux de la ville sont de 23221,76 m<sup>3</sup>/j, donc il y a un déficit égal à :

$$D= 23221,76 - 16416= 6805,76\text{m}^3/\text{j}.$$

## II.7 Conclusion:

Vue le taux de fuites assez important a El Kala, la population souffre de pénurie d'eau surtout en période estivale ou la population augmente considérablement.

D'après nos calculs, on a trouvé qu'il y a un déficit de 6805,76m<sup>3</sup> /j à l'horizon 2030 qui est égal à 79 l/s.

Donc pour combler ce déficit on va projeter deux nouveaux forages avec des débits d'exploitation respectivement égale à 2\* 40 l/s.



### **III.1-introduction :**

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

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

### **III-2 -Type d'adduction:**

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

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

#### **III-2-1 Adduction gravitaire :**

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

- A surface libre.
- En charge (le plus rencontré).

#### **III-2-2 Adduction par refoulement:**

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

#### **III-2-3 Adduction mixte:**

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

Dans notre étude, il s'agit d'une adduction mixte (refoulement et gravitaire) où les forages alimentent le réservoir tampon 500m<sup>3</sup> par refoulement avec un diamètre de 400 mm, puis le passage gravitaire vers les réservoirs 2\*1000 et 2\*700m<sup>3</sup> sur une distance de 15413m d'un D



= 500mm en acier ; passant par deux picages vers réservoirs ( Gantra El Hamra) 2\* 150m<sup>3</sup> et 1000 m<sup>3</sup> (Mridima)

La conduite de refoulement est récemment rénovée en 2004.

### III.3-Quelques notions simples sur l'adduction:

#### III.3.1 Principe du choix du tracé :

L'adduction principale suivra un axe préférentiel de la commune de Berihane vers El-Kala ; en parallèle avec la CW N°109

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses a priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

#### III.3.2 Implantation des conduites :

L'adduction se décompose en deux parties.

##### a- Liaison (Forages BAB - Réservoir tampon):

C'est la conduite de refoulement à partir des forages de Bordj Ali Bey jusqu'au réservoir tampon implanté à la cote 190,58 m sur environ 5186 m.

##### b- Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation) :

La conduite gravitaire part du réservoir tampon vers El- Kala jusqu'au réservoir jumelé a la cote 133,164 2\*1000 m<sup>3</sup> (coté Est)

#### III.3.3 Choix du type de matériaux:

Dans le « gros » diamètre et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, fonte et polyester renforcé en fibre de verre (PREV).



Pour les conduites de distribution on peut rajouter le polyéthylène haut densité (PEHD) et le polychlorure de vinyle (PVC).

Pour notre étude on va projeter des conduites en PEHD.

### III.4. Calcul hydraulique :

#### III.4.1. Méthode de calcul :

##### a) Cas de refoulement:

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt[2]{Q} \text{ (Relation de Bonin) (III.3)}$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bress) (III.4)}$$

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

$Q$  : débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

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

#### III.4.1.a. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum Ah \text{ (III. 5)}$$

$H_g$  : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum Ah$  : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum Ah = 1,15 * Ah^{lin} \text{ (III. 6)}$$

$Ah^{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).





$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{III.7})$$

**g** : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

**Q** : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

**L** : longueur géométrique de la conduite (m) ;

**λ** : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec :  $(1,14 - 0,86 \ln D)^{-2}$  (Formule de Nikuradzé) (III.8)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} \equiv -2 * \text{Log} \left( \frac{s}{3,7 * D} + \frac{2251}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.9})$$

**Remarque :**

Dans les calculs introduisant le coefficient λ, ce dernier est estimé par la formule (III. 8)

**Re**: Nombre de Reynolds ;

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III. 10})$$

**V** : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

**D** : diamètre de la conduite (m) ;

**ν** : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

**s** : Rugosité absolue de la conduite ;

#### III.4.1. b. Vérification du régime (Nombre de Reynolds) :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{Où:}$$

**Re**: Nombre de Reynolds ;



$V = \frac{Q}{D}$  : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau  $\nu=10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à une température de 20°C.

**Remarque :** Nos calculs seront effectués avec le débit d'exploitation actuel des deux forages (Qf5=0.04m<sup>3</sup>/s et de Qf6=0.04m<sup>3</sup>/s)

#### Calcul du nombre de Reynolds :

Pour D=250mm ;  $\nu= 1,63$ m/s  $\Rightarrow R=407500=4,075 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$  régime turbulent rugueux.

Pour D=300mm ;  $\nu=1,13$ m/s  $\Rightarrow R=339000=3,39 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$  régime turbulent rugueux

Pour D=400mm ;  $\nu= 0,64$ m/s  $\Rightarrow R=256000=2,56 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$  régime turbulent rugueux

Donc, nous pouvons appliquer la formule de NIKURADZE pour déterminer  $\lambda$ .

#### III.4.1. c. la rugosité E

E=0.1 mm pour le PEHD

#### III.4.1. d. Puissance de pompage :

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{III. 11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

$\eta$  : rendement de la station de pompage (65 ÷ 90)%

#### III.4.1. e. Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.



$$E = P * t * 365 \text{ (III. 12)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

#### III.4.1. f. Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = S * E \text{ (III. 13)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KWh) ;

ô : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau III. 5)

**Tableau N°III.1.** Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,98
Heures de pointes	17h-21h	4	8,35
Heures creuses	21h-06h	9	0,68

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des forages de 24h/24 heures.

Le prix moyen du KWh pendant les 24 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{4,98 * 11 + 8,35 * 4 + 0,68 * 9}{24} * 4 \Rightarrow \delta = 3,93 \text{ DA}$$



**III.4.1. g. Amortissement annuel:**

Les frais d’amortissement sont en fonction de la durée d’amortissement de la conduite et du taux d’annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (III.14)$$

A: Frais d’amortissement (%) ;

i : Taux d’annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l’amortissement de la conduite, n = 30 ans.

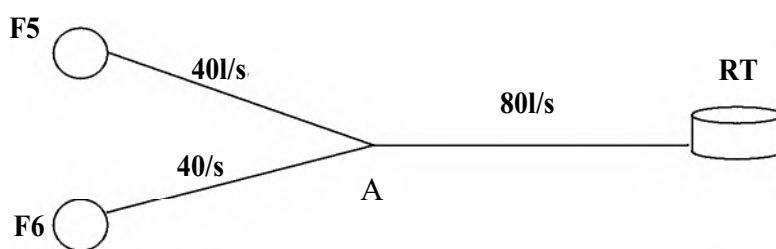
A.N:  $A = \frac{0,08}{1 + 0,08,^{30} - 1} \Rightarrow A = 0,0888$

**III.4.2. Dimensionnement de l’adduction par refoulement:**

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

Les stations de pompage sont appelées à refouler le débit d’exploitation vers les réservoirs d’accumulation.

Le schéma nous montre comment sont installés nos deux forages :



Le diamètre économique moyennant la relation (III.4) est tel que



**1/F5-A:**

$Q = 40\text{l/s}$  d'où:  $D_{ec} = \sqrt{.04} = 200 \text{ mm}$

$D_{ec} = 200 \text{ mm}$

**2/F6-A:**

$Q = 40\text{l/s}$  d'où:  $D_{ec} = \sqrt{.04} = 200 \text{ mm}$

$D_{ec} = 200 \text{ mm}$

**3/A- R<sub>1</sub> :**

$Q = 40+40 = 80\text{l/s}$ . d'où:  $D_{ec} = \sqrt{.08} = 282.84 \text{ mm}$

$D_{ec} = 300 \text{ mm}$

**III.4.2. a. Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (III.5), (III.6) et (III.7), (III.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau III.2

**Tableau N° III.2:** *Variation des HMT en fonction du diamètre*

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	À	$\sim H_{lin}$ (m)	$\sim H_{totale}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
<b>200</b>	6636	0,08	2,55	0,0170	186.43	241.39	164.58	405.97
<b>250</b>	6636	0,08	1,63	0,016	57.85	66.53	164.58	231.11
<b>315</b>	<b>6636</b>	<b>0.08</b>	<b>1.03</b>	<b>0.0154</b>	<b>17.42</b>	<b>20.03</b>	<b>164.58</b>	<b>184.613</b>
<b>400</b>	6636	0,08	0,63	0,0146	5.00	5.75	164.58	170.33
<b>500</b>	6636	0,08	0,41	0,0140	1.57	1.81	164.58	166.39



Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.3

**Tableau N°III.3:** *Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre*

<b>Diamètr</b>	<b>Débit</b>	<b>HMT</b>	<b>Puissance</b>	<b>Prix unitaire moyen</b>	<b>Consommation Annuelle</b>	<b>Dépenses annuelles</b>
<b>(mm)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m)</b>	<b>(KW)</b>	<b>(DA)</b>	<b>(KWh)</b>	<b>(DA)</b>
<b>200</b>	0,08	553.10	549.46	3.93	4813269.6	18916149.530
<b>250</b>	0,08	283.62	281.75	3.93	2484511.20	9764129.016
<b>315</b>	<b>0.08</b>	<b>199.71</b>	<b>198.39</b>	<b>3.93</b>	<b>1749459.60</b>	<b>6875376.228</b>
<b>400</b>	0,08	174.55	173.40	3.93	1529058.00	6009197.940
<b>500</b>	0,08	167.65	166.55	3.93	1458978.000	5733783.540

#### **III.4.2. b. Calcul des frais d'investissement:**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.4



**Tableau N°III.4.** *Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre*

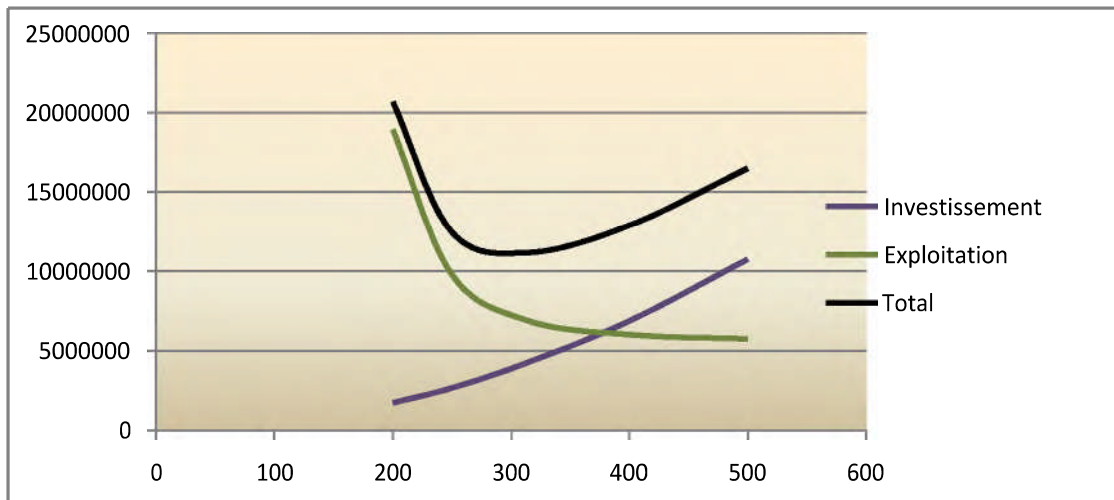
<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Prix du ml posé (DA)</b>	<b>Longueur (m)</b>	<b>Prix total (DA)</b>	<b>Annuité</b>	<b>Investissement (DA)</b>
<b>200</b>	2954.6	6636	19606725.6	0.0888	1741077.2
<b>250</b>	4546	6636	30167256	0.0888	2678852.3
<b>315</b>	<b>7278.3</b>	<b>6636</b>	<b>48298798.8</b>	<b>0.0888</b>	<b>4288933.3</b>
<b>400</b>	11664	6636	77402304	0.0888	6873324.6
<b>500</b>	18244	6636	121067184	0.0888	10750766

**III.4.2. c. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.5

**Tableau N°III.5.** *Bilan des frais d'investissement et d'exploitation*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Investissement (DA)</b>	<b>Exploitation (DA)</b>	<b>Total (DA)</b>
<b>200</b>	1741077.2	18916149.530	20657226.73
<b>250</b>	2678852.3	9764129.016	12442981.32
<b>315</b>	<b>4288933.3</b>	<b>6875376.228</b>	<b>11164309.53</b>
<b>400</b>	6873324.6	6009197.940	12882522.54
<b>500</b>	10750766	5733783.540	16484549.54



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

Les pompes des forages de Bordj Ali Bey refoulent vers le réservoir tampon de 500m<sup>3</sup>.

La conduite de refoulement débute avec un diamètre de Ø250mm sur une longueur de 809m et se termine par un diamètre de Ø315mm sur une longueur de 5827m, soit une longueur totale de Lr=6636m

$$H_g = 194.58 - 31.25 = 163.33\text{m (F6)}$$

$$H_g = 194.58 - 30 = 164.58\text{m (F5)}$$

**Tableau N°III.6** . Détermination de la hauteur manométrique totale

Forages	Ø (mm)	V (m/s)	λ	L(m)	ΔH <sub>L</sub> (m)	ΔH <sub>S</sub> (m)	ΔH(m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
F6-RT	250	0,81	0,0162	709	1.55	2.523	19.343	163.33	182.673
	315	1.03	0,0154	5827	15.27				
F5-RT	250	0,81	0,0162	100	0.21	2.322	17.802	164.58	182.382
	315	1,03	0,0154	5827	15.27				





Le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de  $V = 1,03$  m/s.

### b) Cas gravitaire

On calcule les pertes de charge par la formule :

$$\Delta H_t = K' \frac{L_e}{D_{av}^m} Q^\beta \quad (\text{III. 1})$$

■  $H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de frottement ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L = L_g + L_e$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_e$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

$\Delta H_t$  : Pertes de charge totale (m) ;

■  $H_l$  : Pertes de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

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

$R$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

$m$ : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.1



**Tableau N°III.7.** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $f_z$  pour différents types de conduite :

Tuyau	$K'$	$m$	$P$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9–2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PVC et PEHD	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^P}{AH_t}} \quad (III.2)$$

Dans notre cas, on prend:  $K' = 0,00179$  ;  $P = 2$  ;  $m = 5.1$

### III.4.3 Dimensionnement des conduites gravitaires :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'alimentation.

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un réservoir tampon intermédiaire reçoit, dans un premier temps l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par graviter jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette deuxième installation correspond au cas rencontré dans notre étude.

#### III.4.3.1 Dimensionnement des conduites gravitaires (Réservoir tampon-RE) :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:



**Tableau N°III.8.** Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	RT	189.58
2	Piquage-A	40
3	Réservoir Gantra El Hamra	89
4	Piquage-B	67.69
5	Réservoir Mridima	151.083
6	Réservoir El Kala(Z.B)	66.714
7	Réservoir El Kala(Z.H)	132.164

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

**Tableau N°III.9.** Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur (m)
1	RT	Piquage A	6554
2	Piquage A	Réservoir Gantra El Hamra	1295
3	Piquage A	Piquage-B	5933
4	Piquage-B	Réservoir Mridima	5398
5	Piquage-B	Réservoir El Kala (Z.B)	2252
6	Réservoir El Kala (Z.B)	Réservoir El Kala (Z.H)	674

\* Calcul de la charge disponible entre le réservoir Tampon et les réservoirs El Kala 2\*1000 et 2\*700 (zone haute).



$$H_d = C_{RT} - C_{TE}$$

Avec:

$H_d$  : La charge disponible.

$C_{RT}$  : Cote du radier du réservoir tampon.

$C_{TE}$  : Cote du terrain du des réservoirs E| Kala

$$\blacksquare H_d = 189.58 - 132.164 = 57.416 \text{ m}$$

\* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale

$$L_i = 15413 \text{ m}$$

\* Détermination du gradient moyen

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_i$$

$$J_{\text{moy}} = 57.416 / 15413 = 0.00373$$

\* Détermination du diamètre

$$J = \Delta H / L = KQ^p / D^m$$

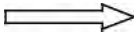
$$D = \sqrt[m]{\frac{KQ^p}{J}}$$

D'où

Sachant que:  $K^p = 0,00179$  ;  $p = 2$  ;  $m = 5.1$

$$D = \sqrt[5.1]{\frac{0.00179 * 0.19^2}{0.00373}}$$



$D=0.451 \text{ m}=451 \text{ mm}$  

$D=500 \text{ mm}$

Le diamètre de la conduite gravitaire existante  $D=500$ .

**Tableau N°III.10:** *Diamètres avantageux de la conduite gravitaire*

TRONÇONS		L (M)	Q (L/S)	D (M)	DN (MM)	AH (M)	V (M/S)
De	A						
RT	A	6554	190	0,451	500	15.98	0.96
A	B	5933	184.18	0,438	500	13.56	0.94
B	R.E	2926	145.55	0,399	500	3.22	0.74

### III.4.3.2 Dimensionnement des conduites de piquage entre la conduite principale et les réservoirs d'alimentations :

Les conduites de piquage sont des conduites qui relient la conduite principale aux réservoirs d'alimentations.

$$\Delta H = C_{TP} - C_P$$

Avec:

$C_{TP}$  : Cote du trop plein du réservoir.

$C_P$  : Cote piézométrique.

$$D = \sqrt[n]{\frac{KLQ^\beta}{AH}}$$



**Tableau N°III.11:** *Diamètres avantageux des conduites de piquage*

Tronçons		L (m)	Q (l/s)	Ah (m)	D (m)	DN (mm)	V (m/s)
De	A						
A	Réservoir (Gantra El Hamra)	1295	5.82	84.60	0.066	80	1.16
B	Réservoir Mridima	1268	38.63	7.96	0.290	300	0.55

### III.4.3.3 Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points

De piquage:

$$C_{P(i+1)} = C_{pi} + \mathbf{AH}_{(i+1-i)}$$

Avec:

$C_{P(i+1)}$  : Cote piézométrique au point (i+1).

$C_{pi}$  : Cote piézométrique au point (i).

$OH_{(i+1-i)}$  La perte de charge du point (i+1) au point (i).

$$P = C_p - C_T$$

Avec:

P : Pression.

$C_p$  : cote piézométrique

$C_T$ : cote du terrain.



**Tableau N°III.12:** Détermination des cotes piézométriques et des pressions

NOEUD	CT (M)	CP (M)	P (M)	P (BAR)
A	40	178.60	138.60	13.86
B	67.69	165.04	97.30	9.73

On remarque que la pression est élevée au point A et B du à la dénivelé importante du réservoir tampon. Cette pression est indispensable pour assurer un écoulement gravitaire jusqu'a l'aval de la conduite.

### III.5 Détermination de la hauteur manométrique des pompes :

- **Forage N°5:**

$$HMT = H_g + AH$$

Avec :

Hg: Hauteur géométrique

AH: Perte de charge entre le forage et le RT

$$H_g = C_{TP} - ND_{F5}$$

Avec :

$C_{TP}$  : Cote du trop plein du réservoir tampon.

$ND_{F5}$  : Niveau dynamique du forage F5.

$$A.N \ H_g = 194.58 - 30 = 164.58m \ (F5)$$

$$HMT = 164.58 + 17.802 = 182.382m$$



$$\mathbf{HMT=182.382m}$$

La HMT de la première pompe du forage(F5) est de 182.382m

- **Forage N°6:**

$$H_g=194.58-31.25=163.33m \text{ (F6)}$$

$$HMT = 163.33+19.343=182.673m$$

$$\mathbf{HMT=182.673m}$$

La HMT de la deuxième pompe du forage(F6) est de 182.673m

### III.6 Choix de pompe:

#### III.6.1 .Caractéristiques des forages (Débit et HMT des pompes) :

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur

D'après les résultats obtenus, les caractéristiques des pompes des forages (Débit, HMT).C'est le point de fonctionnement des pompes qui devra être choisi auprès des différents fournisseurs de pompes tel que **CAPRARI**, pour avoir le débit demandé et les dimensions données par le réseau c'est -à -dire diamètres, longueurs et matériaux des canalisations, côte des ouvrages , profondeur de la nappe et point de calage des pompes

#### III.6.2 Fonctionnement de la pompe:

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

#### III.6.3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur  $HMT$  ;
- Meilleur rendement;
- Vérifier la condition de non cavitation ;





- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale;
- Etre fabriquée en série.

**Tableau N°III.13 : Caractéristiques des forages de Bordj Ali Bey**  
*Pompes (Proposition)*

Désignation des forages	Cote T.N(m)	ND (m)	Débit (l/s)	Hg (m)	HMT (m)	Pompe choisie	Type de pompe
<b>F5</b>	62	30	40	164.58	182.382	E12S50	5A + M10150
<b>F6</b>	57	31.25	40	163.33	182.673	E12S50	5A+M10150

Le type de pompes utilisées en majorité au niveau des forages, sont des pompes immergées multicellulaires (pompes **CAPRARI**). Le débit de pompage ou d'exploitation est de (Q= 40 l/s)

Les accessoires des forages :

- Coude ;
- Partie électrique:
- Protection de niveau ;
- Protection de phase ;
- Manomètre (sortie de forages) ;
- Clapet (plusieurs types : clapet sandwich, clapet type anti retour) ;
- Manchettes de stabilisation (entre le coude et le compteur, pour la stabilité de turbulence d'eau avant le compteur);
- Débitmètre ;
- Les vannes (vanne à opercule) ;
- Ventouse (au niveau des points plus hauts) ;
- Armoire électrique composé de tous les accessoires de protection (structure minimum) exige comme suite:
- Un disjoncteur selon la puissance de la pompe ;
- Un contacteur selon la puissance de la pompe ;
- Le relai thermique ;

Autre équipement de protection :



- Relai de niveau de forages (niveau de la nappe, contre la marche à sec), (système automatique)



**Figure N°III.2 :** Forage F5 dans le bâtiment

### Description des pompes

- **Caractéristiques générales de la pompe:**

#### Forage N°5:

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



✓ **Forage N°6:**

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

**Tableau N°III.14** : *Données technique des pompes CAPRARI*

Forage	Q (L /s)	HMT(m)	N (tr/ min)	P (kW)	R(%)	D (mm)	NPSH(m)
F5	41.7	184	2900	102	73.7	251	5.15
F6	41.5	184	2900	102	73.6	251	5.14

■ **Caractéristiques du moteur:**

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.
- Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.
- Chemise du stator: en acier inoxydable.
- Paliers supérieur et inférieur: en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.
- Butée : type Michell, à patins oscillants.



-Membrane de dilatation pour l'équilibrage entre la pression interne et externe.

-Visserie : en acier inoxydable.

- Peinture: homologuée pour eau potable.

Nombre de. pôles : 2

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

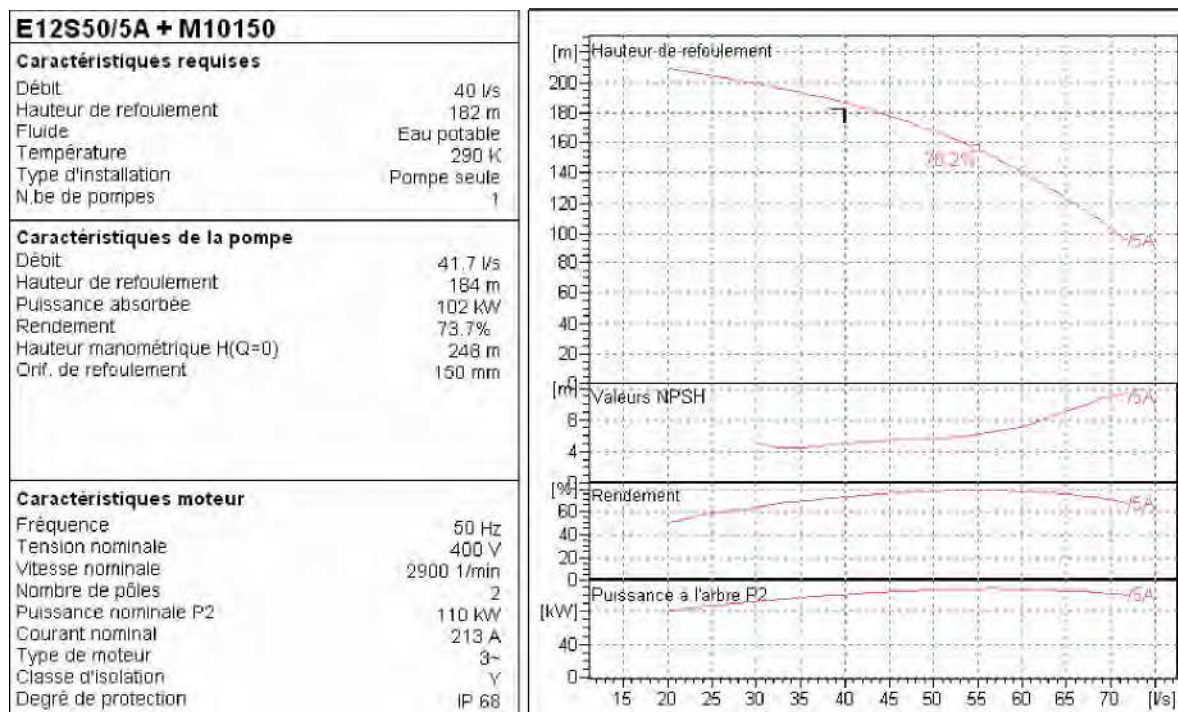
Puissance moteur P2 : 110kW

Tension :400 V

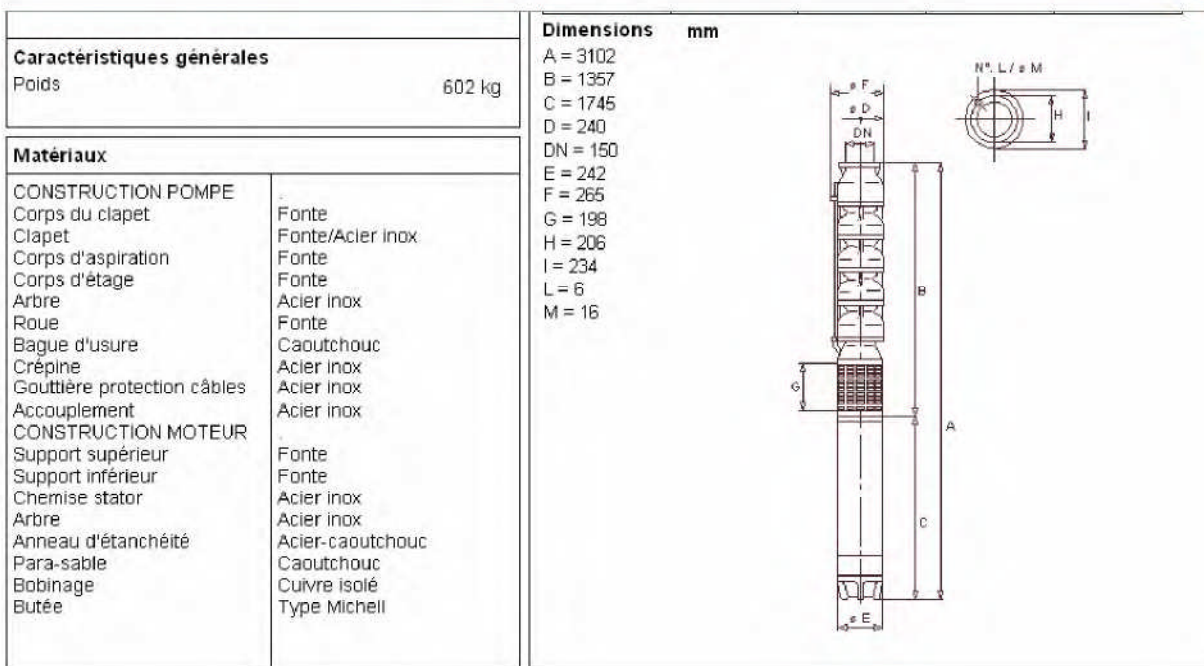
**Courbes caractéristiques des pompes :**

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

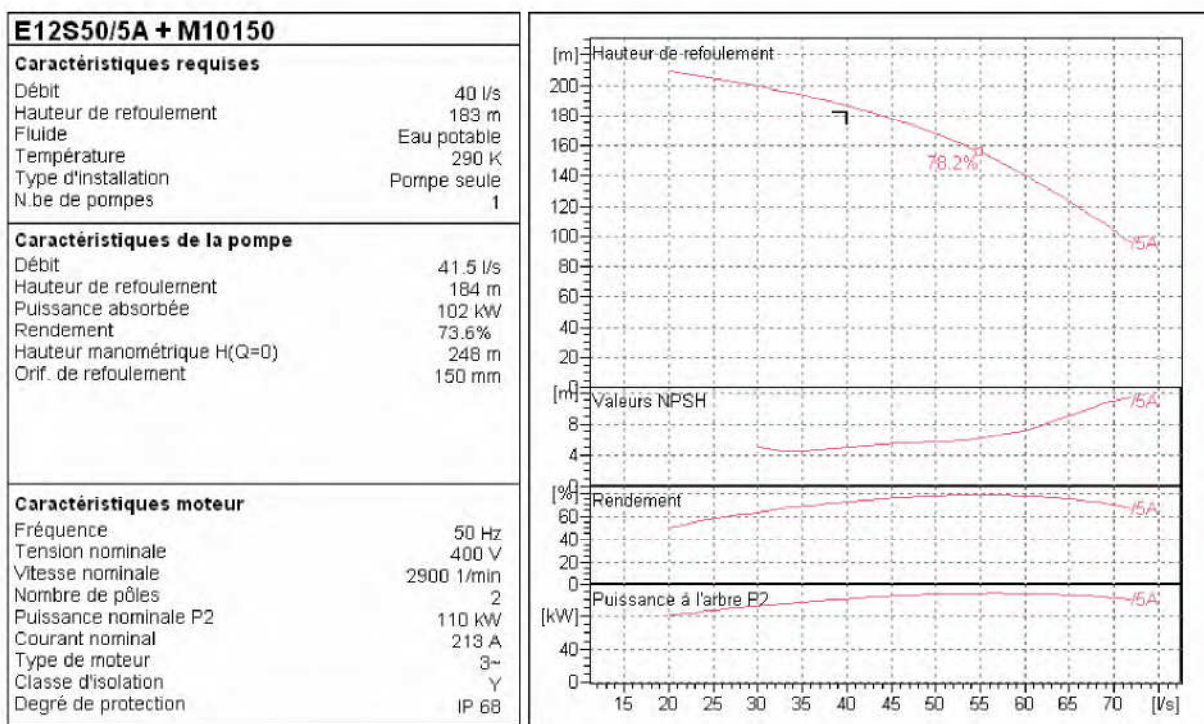
\*  $[H-Q]$  \*  $[P_{abs} - Q]$  \*  $[17_p - Q]$  \*  $[(NPSH)_r - Q]$



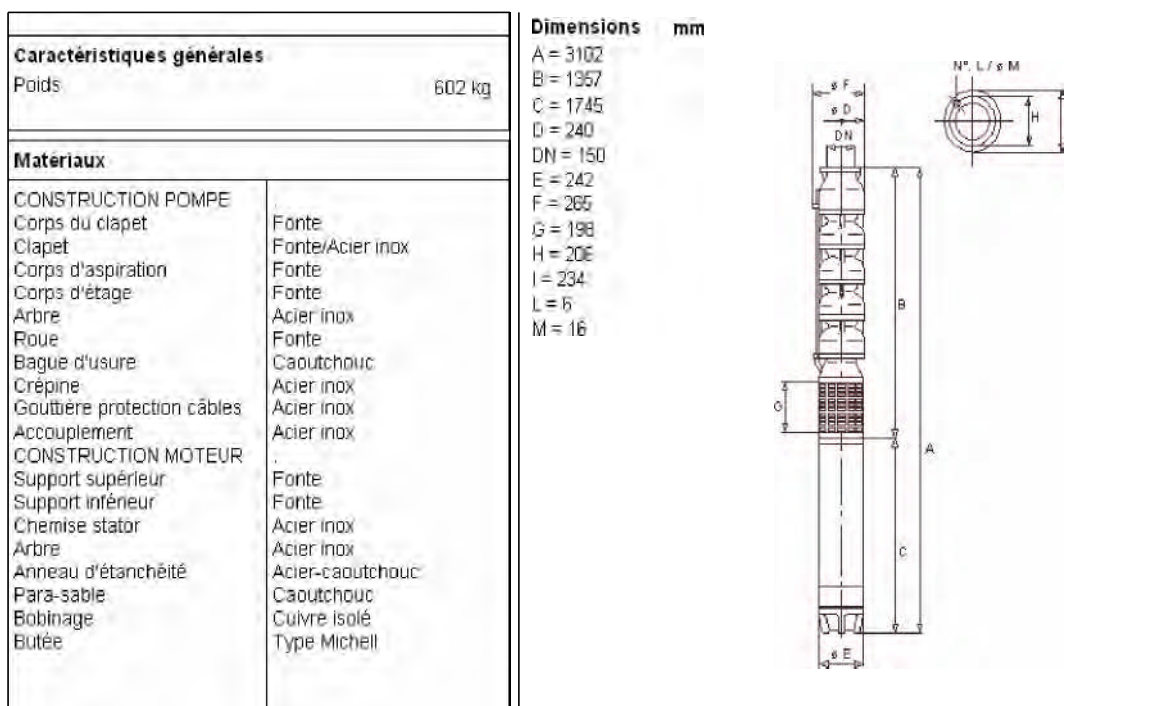
**Figure N°III.3:** Courbe caractéristiques du groupe électropompe(F5) .



**Figure N°III.4 .** Caractéristiques du groupe électropompe (FS)



**Figure N°III.5:** Courbe caractéristiques du groupe électropompe(F6)



**Figure N°III.6 :** Caractéristiques du groupe électropompe (F6)

### III.6.4 Couplage des pompes :

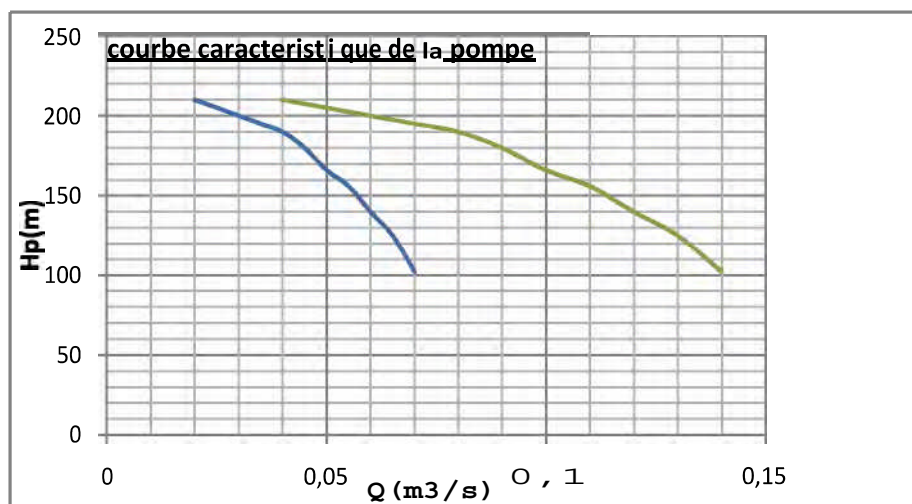
On distingue deux types de couplage des pompes :

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

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes: [HF5-Q] \* [HF6-Q]

Nous allons faire le couplage des deux pompes en parallèle des forages F5 et F6

Les courbes caractéristiques des pompes des forages seront établies à base de la courbe individuelle Ces courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes caprari après le choix du type de pompe en parallèle.



**Figure N°III.7** : courbe caractéristique de la pompe.

### III.6.5 Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

Avec:

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{K' * L_{ref} * Q^2}{D_{ec}^{4,772}}$$

$K' = 0.001052$

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

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

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

**Tableau N°III.15** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F6-A)

<b>N°</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>H<sub>g</sub> (m)</b>	<b>L<sub>ref</sub> (m)</b>	<b>D<sub>ec</sub> (mm)</b>	<b><math>4h_p^{lin}</math> (m)</b>	<b><math>4h_t</math> (m)</b>	<b>H<sub>c</sub> (m)</b>
<b>1</b>	0.010	163.33	709	250	0.055	0.0633	<b>163.393</b>
<b>2</b>	0.020	163.33	709	250	0.223	0.256	<b>163.586</b>
<b>3</b>	0.030	163.33	709	250	0.501	0.576	<b>163.906</b>
<b>4</b>	0.040	163.33	709	250	0.891	1.025	<b>164.355</b>
<b>5</b>	0.050	163.33	709	250	1.392	1.601	<b>164.931</b>
<b>6</b>	0.060	163.33	709	250	2.004	2.305	<b>165.635</b>
<b>7</b>	0.070	163.33	709	250	2.736	3.146	<b>166.476</b>
<b>8</b>	0.080	163.33	709	250	3.563	4.098	<b>167.428</b>
<b>9</b>	0.090	163.33	709	250	4.510	5.187	<b>168.517</b>
<b>10</b>	0.100	163.33	709	250	5.568	6.403	<b>169.733</b>





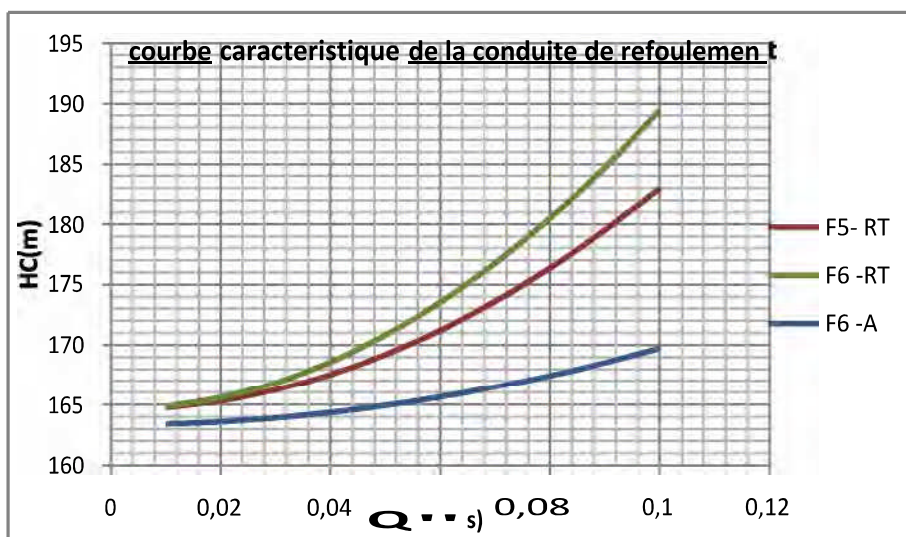
**Tableau N°III.16** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (FS -A)

N°	Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$h_p^{lin}$ (m)	$h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0.010	164.58	100	250	0.008	0.009	<b>164.589</b>
2	0.020	164.58	100	250	0.031	0.036	<b>164.616</b>
3	0.030	164.58	100	250	0.071	0.082	<b>164.662</b>
4	0.040	164.58	100	250	0.126	0.145	<b>164.725</b>
5	0.050	164.58	100	250	0.197	0.227	<b>164.807</b>
6	0.060	164.58	100	250	0.283	0.325	<b>53.489</b>
7	0.070	164.58	100	250	0.386	0.444	<b>165.024</b>
8	0.080	164.58	100	250	0.504	0.580	<b>165.16</b>
9	0.090	164.58	100	250	0.638	0.734	<b>165.314</b>
10	0.100	164.58	100	250	0.787	0.905	<b>165.485</b>



**Tableau N°III.17** . Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (A-Réservoir Tompon)

N°	Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	Oh <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	Ah <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0.010	164.58	5827	315	0.152	0.175	<b>164.75</b>
2	0.020	164.58	5827	315	0.609	0.700	<b>165.28</b>
3	0.030	164.58	5827	315	1.370	1.576	<b>166.156</b>
4	0.040	164.58	5827	315	2.436	2.801	<b>167.381</b>
5	0.050	164.58	5827	315	3.806	4.377	<b>168.96</b>
6	0.060	164.58	5827	315	5.481	6.303	<b>170.88</b>
7	0.070	164.58	5827	315	7.460	8.579	<b>173.159</b>
8	0.080	164.58	5827	315	9.743	11.205	<b>175.785</b>
9	0.090	164.58	5827	315	12.331	14.811	<b>178.761</b>
10	0.100	164.58	5827	315	15.224	17.507	<b>182.087</b>



**Figure N°III.8** . courbes caractéristiques de la conduite de refoulement

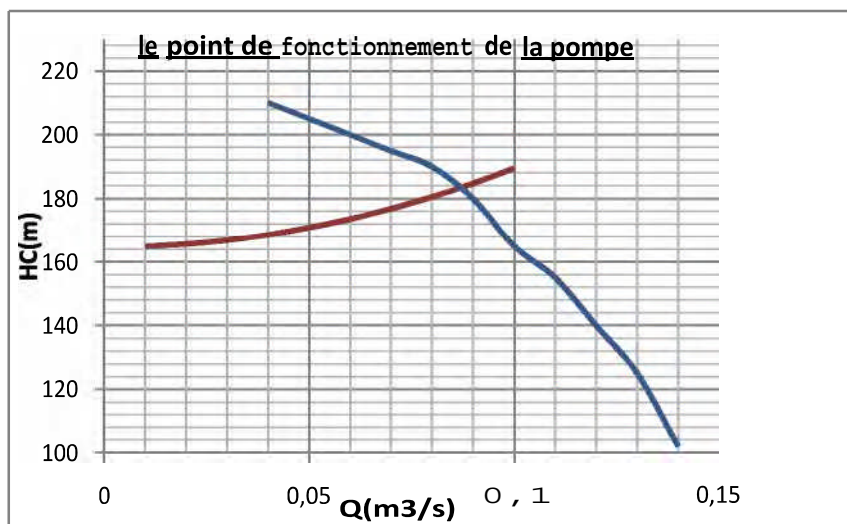


### III.6.6 Le point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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



**Figure N°III.9 : Le point de fonctionnement de la pompe**

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

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

$$\begin{aligned} Q_A &= 90L / s \rightarrow Q_{app} = 80L / s \\ H_A &= 180m \rightarrow H_{app} = 184m \end{aligned}$$



### III.7 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

#### Débit disponible > Débit appelé

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$j_{\substack{inst \\ ap.van}} = \frac{j_{\substack{inst \\ av.van}}}{\frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}} *$$

$j_{\substack{inst \\ ap.van}}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$j_{\substack{inst \\ av.van}}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H_c$  et la hauteur appelée

$$h_v = H_c - H_{app}$$

$H_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé;



$H_{app}$  : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \sqrt[3]{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}}$$

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

$\sim$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

$d$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Dans notre cas en opte à un réglage quantitatif qui est le vannage

$$h_p^{lin} = \frac{K' * V^2}{2 * g}$$

$$\Delta \quad 190 \quad 180.463 \quad 9.537$$

$$\Delta = \dots = 176.37$$

$$H_c = 190m.$$

$$h_v = 190 - 184 \Rightarrow h_v = 6 m.$$

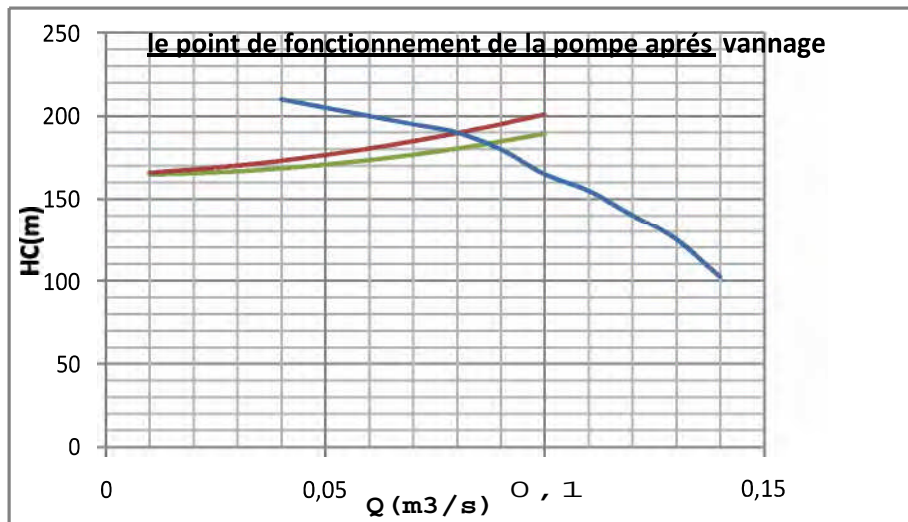
$$\eta_{inst \text{ a्यान}} = 73,7\%$$

$$\eta_{inst \text{ а्यान}} = \frac{73.7 * 190}{190 + 6} = 71.44 \%$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{0.08}{2} \Rightarrow Q = 0.04 m^3 / h . \text{ Ainsi: } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.04 * 184}{\eta} \Rightarrow P_{abs} = 101.12 Kw.$$



**Figure N°III.10** : Le point de fonctionnement de la pompe après vannage

**III.8 Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond aux critères souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.5 à 2.6 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

Il faut prendre la pression nominale de la conduite égale à PN 24.

On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction.



#### **IV-1 Introduction :**

La ville d'El Kala prendra en charge un accroissement de la population considérable, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

#### **IV-2 Généralités :**

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assurer la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

#### **IV-3 Emplacement du réservoir:**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car il doit tenir comptes des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construit à un niveau supérieur à celui des l'agglomération ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas les réservoirs existant se trouvent à des cotes qui satisfont les pressions.



#### IV-4 Choix du type du réservoir :

En pratique, il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterrée ou, au plus en élévation au –dessus du sol avec radier légèrement enterrée si la topographie le permet.

Cela à cause des avantages qu'ils présentent à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante. Le choix de ces types des réservoirs Demeure plus adéquat lorsqu'on a une grande capacité de stockage. Pour notre étude il s'agit des réservoirs semi enterrée alimentés gravitairement.

#### IV.5- Détermination de la capacité des réservoirs :

##### IV.5.1-Capacité pratique d'un réservoir:

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m<sup>3</sup>.

$$V = 50\% * Q_{\max} + V_{\text{incendie}}$$

$$V = 120\text{m}^3 ;$$

**Tableau N° IV.1** : calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire .

Horizon	2008	2010	2030
Débit max (m <sup>3</sup> /j)	10162.32	10264.08	23221.76
Volume de stockage nécessaire (m <sup>3</sup> )	5322	5372	11850.88

##### IV.5.2-Besoins en stockage :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

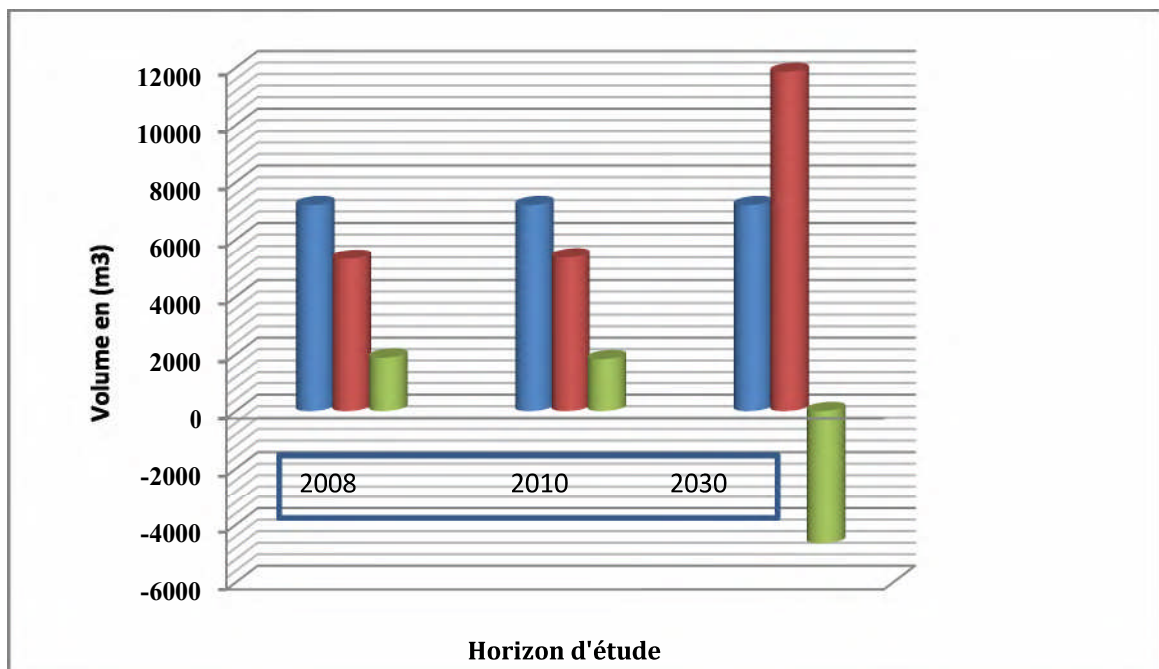
La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égal à 24 heures, Le volume correspondant à la consommation journalière totale du réseau.





**Tableau N°IV.2.** Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire ).

DESIGNATION	HORIZON		
	2008	2010	2030
Stockage existant (m <sup>3</sup> )	7200	7200	7200
Stockage Nécessaire (m <sup>3</sup> )	5322	5372	11850.88
Excès/Déficit (m <sup>3</sup> )	1878	1828	-4650.88



**Figure N°IV.1 :** Balance Stockage Existant/Stockage nécessaire

Ainsi, il ressort qu'en matière de stockage les déficits globaux toutes zones confondues deviennent significants à partir 2030 d'après la balance ci-dessus.

Dans le cadre de cette présente étude, un renforcement des capacités de stockage est indispensable pour répondre aux besoins en 2030 une capacité supplémentaire minimum de 4650 m<sup>3</sup> est nécessaire.

En matière de stockage la comparaison des infrastructures de stockages installées et celles nécessaires fait ressortir la situation suivante :



- La capacité de stockage totale fait ressortir une situation qui ne peut être prise en considération d'une manière globale mais doit être analysé par zone d'alimentation.
- La nouvelle ville avec 1000 m<sup>3</sup> installé en stockage, cette zone va prendre en charge l'essentiel du développement futur de l'agglomération.
- La zone Mridima avec un volume de stockage de 1000 m<sup>3</sup>, le déficit sera pris en charge par l'augmentation de la capacité installée de 1000 m<sup>3</sup> située à l'amont (réservoir Est).
- La zone Gantra El Hamra avec une capacité installée de 200 m<sup>3</sup>.
- La zone El Kala avec une capacité installée de 1500 m<sup>3</sup>

#### **IV.6-Détermination du volume des réservoirs :**

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant des forages et du débit sortant pour les abonnés à tous points du réseau et différentes heures de la journée.

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 24 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

#### **IV.6.1-Réservoirs :**

- Un réservoir (R1) calé à la côte 149 m.
- Un réservoir (R2) Ouest calé à la côte 154 m.
- Un réservoir (R3) Est calé à la côte 94 m.
- Un réservoir (R4) Est calé à la côte 134 m.

Le dimensionnement est ce fait par la méthode de stockage-déstockage dans le tableau ci-dessous :



**Tableau N°IV.3** : Détermination de la capacité du réservoir(R1).

Heure	Distribution	Pompage	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0-1	1.5	4,167	2.667	0.00	2.667
1-2	1.5	4,167	2.667	0.00	5.334
2-3	1.5	4,167	2.667	0.00	8.001
3-4	1.5	4,167	2.667	0.00	10.668
4-5	2.5	4,167	1.667	0.00	12.335
5-6	3.5	4,167	0.667	0.00	13.002
6-7	4.5	4,167	0.00	0.333	12.669
7-8	5.5	4,167	0.00	1.333	11.336
8-9	6.25	4,167	0.00	2.083	9.253
9-10	6.25	4,167	0.00	2.083	7.17
10-11	6.25	4,167	0.00	2.083	5.087
11-12	6.25	4,167	0.00	2.083	3.004
12-13	5	4,167	0.00	0.833	2.171
13-14	5	4,167	0.00	0.833	1.338
14-15	5.5	4,167	0.00	1.333	0.005
15-16	6	4,167	0.00	1.833	-1.828
16-17	6	4,167	0.00	1.833	-3.661
17-18	5.5	4,167	0.00	1.333	-4.994
18-19	5	4,167	0.00	0.833	-5.827
19-20	4.5	4,167	0.00	0.333	-6.16
20-21	4	4,167	0.167	0.00	-5.993
21-22	3	4,167	1.167	0.00	-4.826
22-23	2	4,167	2.167	0.00	-2.659
23-24	1.5	4,167	2.667	0.00	0.008

$q_{ia}^*$

: Volume du réservoir (R1),

$q_{ia}$  : Résidu dans le réservoir égal à (13,002%) ;



: Le débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;  
 : Volume de la réserve d'incendie ( $120m^3$ ) ;  
 $\frac{120}{5428.62} = 0.0221$  ;  
 $0.0221 * 1000 = 22.1$  ;

**Conclusion :** après le dimensionnement du on remarque que le volume de ce réservoir est de  $825.83m^3$  presque  $1000m^3$ , ce qui confirme la répartition du volume de stockage. On prend le volume du réservoir  $1000m^3$  donner d'après la méthode pratique.

**Calcul du diamètre du réservoir R1:**

H = 3 à 6 m , on prend H=6m;

$S = \frac{V}{H} = \frac{120}{6} = 20 m^2$  ;  
 $S = \frac{\pi * D^2}{4}$  ;  
 $D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 20}{\pi}} = 5.046 m$  ;

Donc on va prendre :

15 ;

**La hauteur de la réserve d'incendie :**

$h = \frac{V}{S} = \frac{120}{166.67} = 0.72m$

**Tableau N° IV.4.** caractéristique du réservoir (R1) de mise en charge.

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
149	1000	15



• Dimensionnement du réservoir Mridima (R2) cale à la cote 154 m :

**Tableau N°IV.5 :** Détermination de la capacité du réservoir(R2).

Heure	Distribution	Pompage	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0-1	1.5	4,167	2.667		2.667
1-2	1.5	4,167	2.667		5.334
2-3	1.5	4,167	2.667		8.001
3-4	1.5	4,167	2.667		10.668
4-5	2.5	4,167	1.667		12.335
5-6	3.5	4,167	0.667		13.002
6-7	4.5	4,167		0.333	12.669
7-8	5.5	4,167		1.333	11.336
8-9	6.25	4,167		2.083	9.253
9-10	6.25	4,167		2.083	7.17
10-11	6.25	4,167		2.083	5.087
11-12	6.25	4,167		2.083	3.004
12-13	5	4,167		0.833	2.171
13-14	5	4,167		0.833	1.338
14-15	5.5	4,167		1.333	0.005
15-16	6	4,167		1.833	-1.828
16-17	6	4,167		1.833	-3.661
17-18	5.5	4,167		1.333	-4.994
18-19	5	4,167		0.833	-5.827
19-20	4.5	4,167		0.333	-6.16
20-21	4	4,167	0.167		-5.993
21-22	3	4,167	1.167		-4.826
22-23	2	4,167	2.167		-2.659
23-24	1.5	4,167	2.667		0.000

% \*

: Volume du réservoir (R2),



$r_{ia}$  : Résidu dans le réservoir égal à (13,002%) ;

$Q$  : Le débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;

$V_r$  : Volume de la réserve d'incendie ( $120m^3$ ) ;

$$\frac{120}{4997.67} = 0.024012 \approx 2.4012\%$$

1000 % ;

Donc le volume réservoir (R2)



**Calcul du diamètre du réservoir:**

H = 3 à 6 m , on prend H=6m;

$$S = \frac{V_r}{H} = \frac{120}{6} = 20 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 20}{\pi}} = 5.046 \text{ m} \approx 5.05 \text{ m}$$

Donc on va prendre :

15 ;

**La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_r}{S} = \frac{120}{166.67} = 0.72 \text{ m}$$

**Tableau N° IV.6:** caractéristique du réservoir (R2).

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
154	1500	15



• Dimensionnement du réservoir Gantra El Hamra R3 cale à la cote 94m:

**Tableau N°IV.7.** Détermination de la capacité du réservoir (R3).

Heure	Distribution	Pompage	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0-1	1	4,167	3.167		3.167
1-2	1	4,167	3.167		6.334
2-3	1	4,167	3.167		9.501
3-4	1	4,167	3.167		12.668
4-5	2	4,167	2.167		14.835
5-6	3	4,167	1.167		16.002
6-7	5	4,167		0.833	15.169
7-8	6.5	4,167		2.333	12.836
8-9	6.5	4,167		2.333	10.503
9-10	5.5	4,167		1.333	9.17
10-11	4.5	4,167		0.333	8.837
11-12	5.5	4,167		1.333	7.504
12-13	7	4,167		2.833	4.671
13-14	7	4,167		2.833	1.838
14-15	5.5	4,167		1.333	0.505
15-16	4.5	4,167		0.333	0.172
16-17	5.0	4,167		0.833	-0.661
17-18	6.5	4,167		2.333	-2.994
18-19	6.5	4,167		2.333	-5.327
19-20	5.0	4,167		0.833	-6.16
20-21	4.5	4,167		0.333	-6.493
21-22	3	4,167	1.167		-5.326
22-23	2	4,167	2.167		-3.159
23-24	1	4,167	3.167		0.000

Le volume du réservoir (R3) m<sup>3</sup> est de :

$$502.55 \times 120 \times 200.42 \approx$$



**Calcul du diamètre du réservoir:**

H = 3 à 6 m , on prend H=6m;

$$S = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 33.33}{\pi}} = 6.51 \text{ m}$$

Donc on va prendre :

7 m ;

**La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V}{S} = \frac{120}{33.33} = 3.60 \text{ m}$$

**Tableau N°IV.8** : caractéristique du réservoir (R3).

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
94	200	7

• **Dimensionnement du réservoir El Kala R4 cale a la cote 134m :**

Le volume réservoir (R4) m³ Est calé à la côte 134m est de :





**Tableau N°IV.9 :** Détermination de la capacité du réservoir (R4).

Heure	Distribution	Pompage	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0-1	1.5	4,167	2.667		2.667
1-2	1.5	4,167	2.667		5.334
2-3	1.5	4,167	2.667		8.001
3-4	1.5	4,167	2.667		10.668
4-5	2.5	4,167	1.667		12.335
5-6	3.5	4,167	0.667		13.002
6-7	4.5	4,167		0.333	12.669
7-8	5.5	4,167		1.333	11.336
8-9	6.25	4,167		2.083	9.253
9-10	6.25	4,167		2.083	7.17
10-11	6.25	4,167		2.083	5.087
11-12	6.25	4,167		2.083	3.004
12-13	5	4,167		0.833	2.171
13-14	5	4,167		0.833	1.338
14-15	5.5	4,167		1.333	0.005
15-16	6	4,167		1.833	-1.828
16-17	6	4,167		1.833	-3.661
17-18	5.5	4,167		1.333	-4.994
18-19	5	4,167		0.833	-5.827
19-20	4.5	4,167		0.333	-6.16
20-21	4	4,167	0.167		-5.993
21-22	3	4,167	1.167		-4.826
22-23	2	4,167	2.167		-2.659
23-24	1.5	4,167	2.667		0.000

Le volume réservoir (R4) m<sup>3</sup> Est calé à la côte 134m est de:

$$\frac{1}{3} * 29774 * 120 = 1607.83 \text{ m}^3$$

3



**Calcul du diamètre du réservoir:**

H = 3 à 6 m , on prend H=6m;

$$S = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} = \sqrt{\frac{250}{\pi}} = 8.94 \text{ m}$$

$$D = 2R = 17.84 \text{ m}$$

Donc on va prendre :

18 m ;

**La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V}{S} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ m}$$

**Tableau N°IV.10** : caractéristique du réservoir (R4).

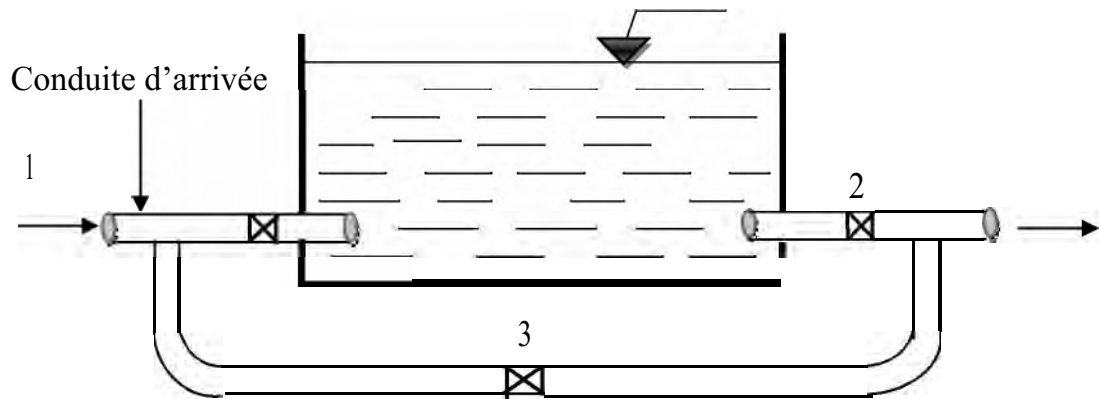
CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
134	1500	18

**IV.7-Equipement des réservoirs projetés :**

Les réservoirs projetés sont de type semi enterré, se trouvent à des niveaux supérieurs aux agglomérations pour satisfaire la pression

**IV.7.1- Conduite d'arrivée:**

La conduite d'arrivée dans le réservoir doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ pour avoir un bon brassage de l'eau (réserve incendie + volume utile).



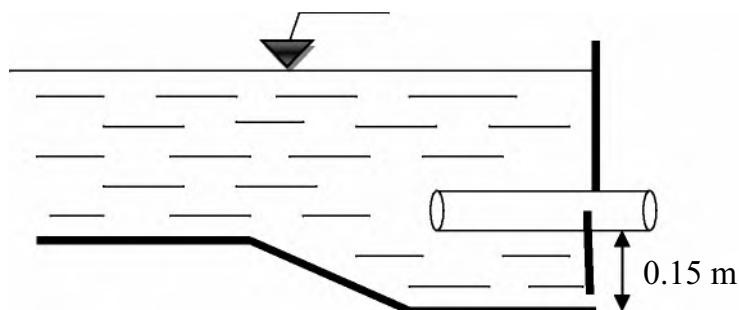
Conduite by-pass

**Figure N° IV.2:** Conduite d'arrivée

**IV.7.2- Conduite de distribution :**

Pour avoir un bon brassage de l'eau (incendie+utile), l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite.



**Figure N° IV.3:** Conduite de distribution



#### **IV.7.3- Conduite de décharge ou de vidange :**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

#### **IV.7.4- Conduite de trop-plein :**

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer le déversement du réservoir, c'est-à-dire l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où l'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge. En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

#### **IV.7.5 - By-pass :**

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir, il suffit de disposer d'un by-pass (figure IV-2), 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.

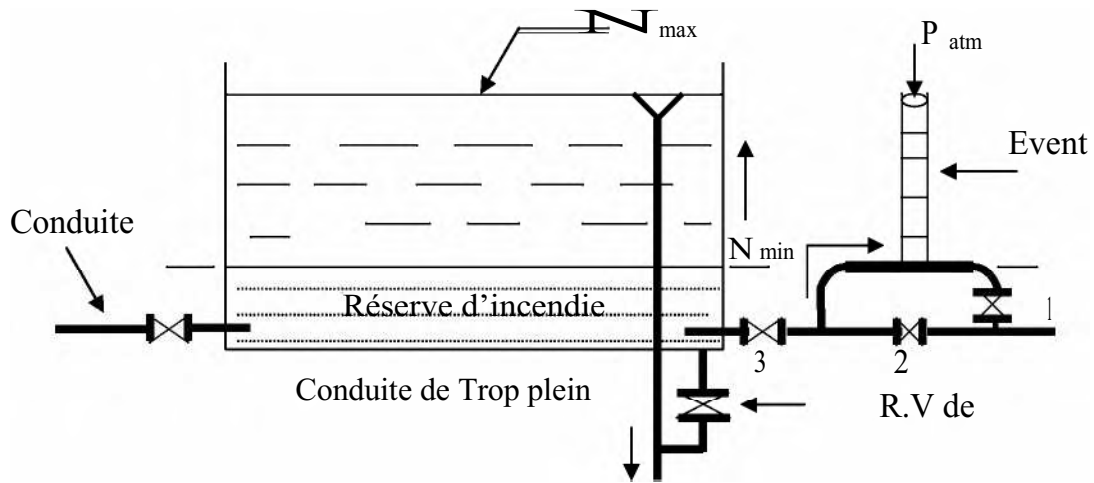
#### **IV.7.6 -Matérialisation de la réserve d'incendie :**

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.



**Figure N° IV.4.** *Matérialisation de la réserve d'incendie*

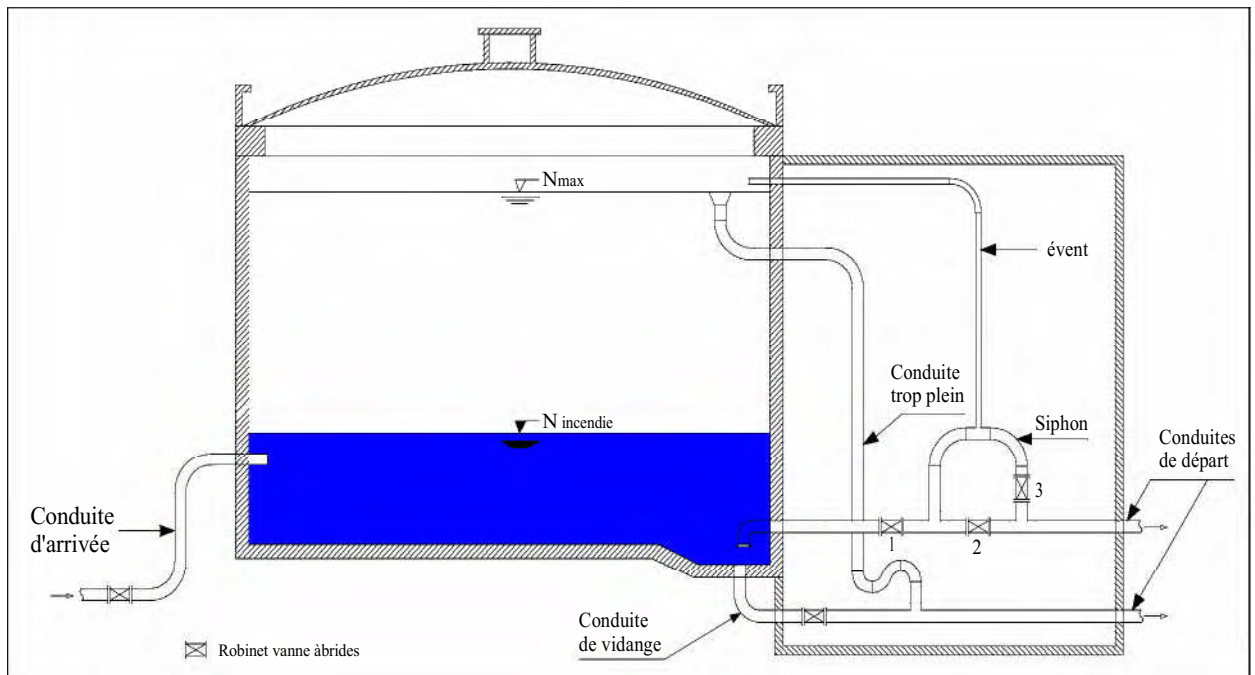
#### IV.7.7- Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau ;



- doivent être aérés par des ouvertures grillées.



**Figure N° IV.5 :** *Equipement du réservoir*

#### IV.8-Conclusion :

Dans ce chapitre la, et après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2030, c'est pour cette raison on a recommandé de projeter 04 réservoirs de capacités différentes pour les agglomérations (nouvelle ville, ElKala, Mridima et Gantra El Hamra). Le réservoir constitue un maillon important et faible en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.



## V.1-Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement des ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections. Cela va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

## V.2-Généralité sur le coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

### V.2.1-Les causes du coup de bélier

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

### V.2.2- Les risques dus aux coups de bélier

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à  $-10\text{mCE}$ , il se produit une implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection



- **Fatigue des conduites** : comme autre conséquence des coups de bélièr, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

### V.3- Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélièr

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme initiale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore d'une manière cyclique.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydrauliques et techniques de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

### V.4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélièr

- **Cas de la fermeture brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite gravitaire:**

Dans le cas de l'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite, la man 0euvre 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 l'étape 4, 1, et 2.

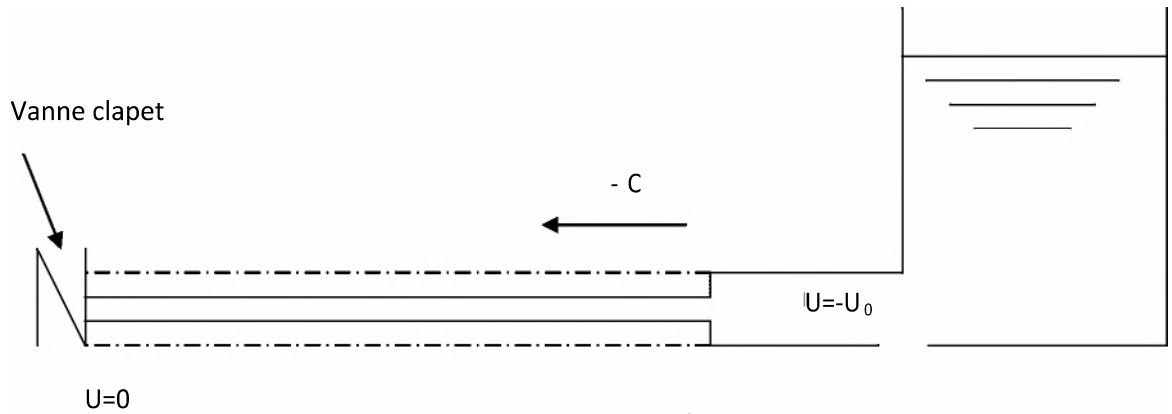
Au bout du temps  $t = L/C$  serait engendrée dans le réservoir une onde d'équilibre qui se propagerait jusqu'à la vanne, où elle arriverait dans le temps  $t = 2L/C$



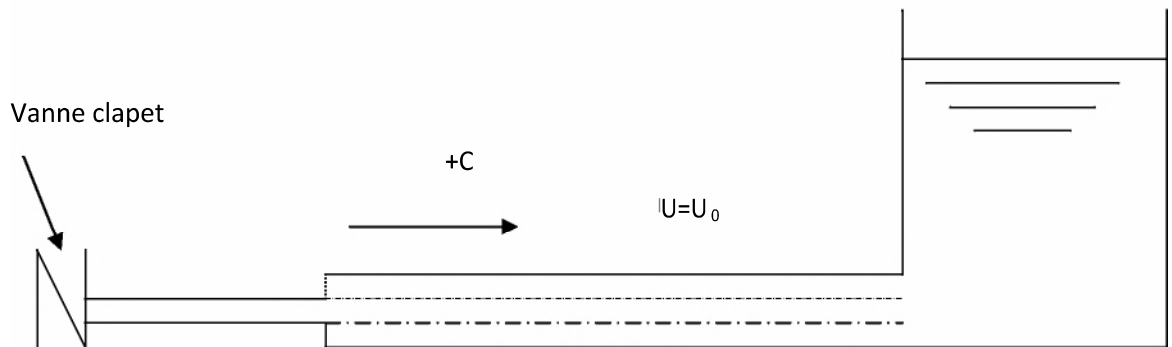


(Phase 4).

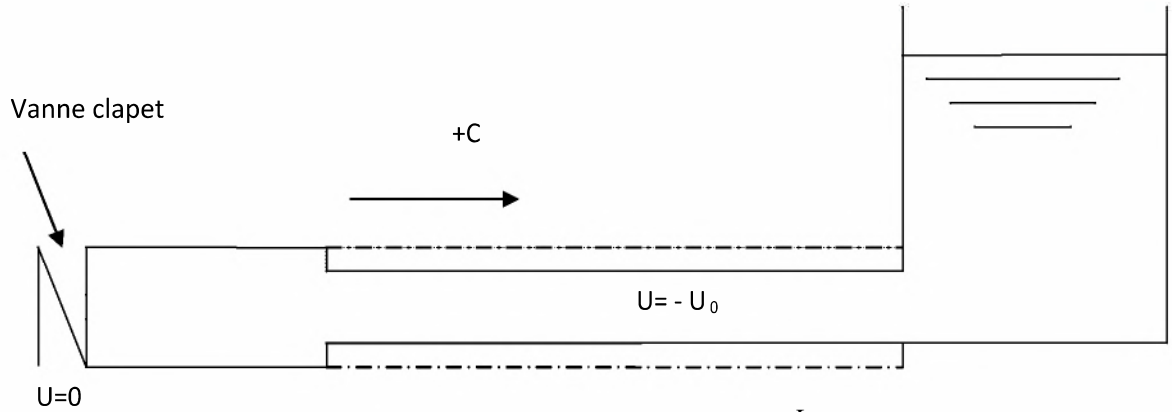
À ce moment-là prendrait naissance une onde de dépression, qui atteindrait le réservoir dans le temps  $t = 3L/C$  (phase 1), suivie d'une onde d'équilibre, qui atteindrait la vanne dans le temps  $t = 4L/C$  semblable à la phase 2, et le phénomène recommencerait s'il n'y n'avait pas de frottement.



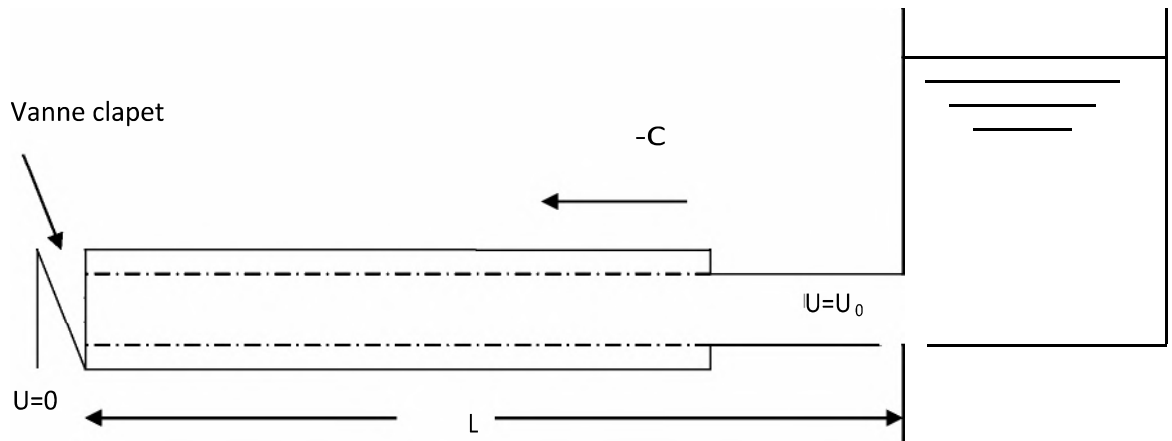
**Figure N° V.1** : Phase 2,  $t = \frac{2L}{C}$



**Figure N° V.2** . Phase 1,  $t = \frac{L}{C}$



**Figure N° V.3** : Phase 3,  $t = \frac{3L}{C}$



**Figure N° V.4** : Phase 4,  $t = \frac{4L}{C}$

Dans le cas de notre projet, nous avons une adduction gravitaire, donc le coup de béliér 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 :

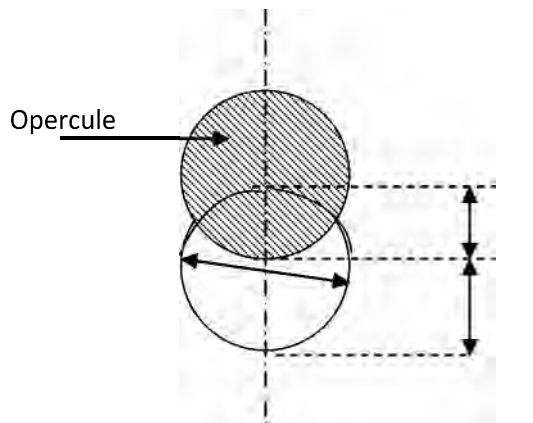


$$j = k \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g}$$

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 réguler la canalisation par un robinet vanne à opercule.



**Figure N° V.5 :** Vanne à opercule

X = Course de l’opercule.

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

V.1

**Tableau N°V.1 :** 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	97,8	∞



### 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 «t »,

Où: 
$$t = \frac{2 * L}{c}$$

$t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

**Tableau N° V.2.** *caractéristiques de la conduite gravitaire:*

<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>DN</b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>e</b> <b>(mm)</b>
0.190	500	15413	8

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}}$$

a: célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour l'acier: K = 0.5.



$$\text{A.N: } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 * \frac{500}{8}}} \Rightarrow a = 1109,98 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc: } t_r = \frac{2 * 15413}{1109,98} \Rightarrow t_r = 27,77 \text{ s.}$$

### Conclusion :

Après ce calcul et pour protéger notre conduite contre le coup de bélièr, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **27,77 s**.

### **V.5- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélièr**

N'est sûrement pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélièr mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélièr :

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

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

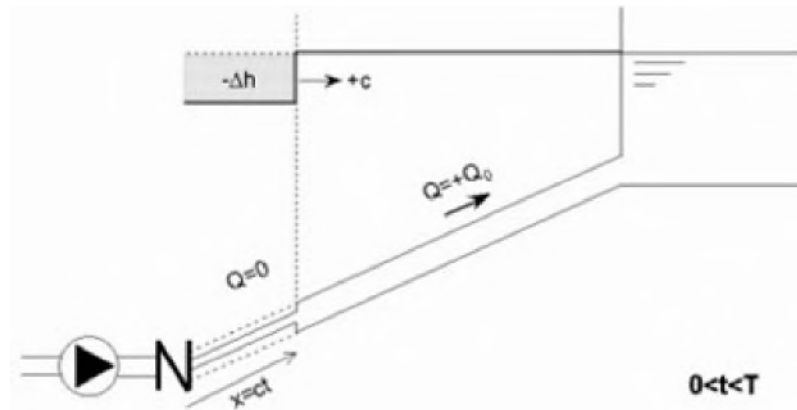
### **V.5.1- Analyse physique du phénomène**

#### **1- Première phase**

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.



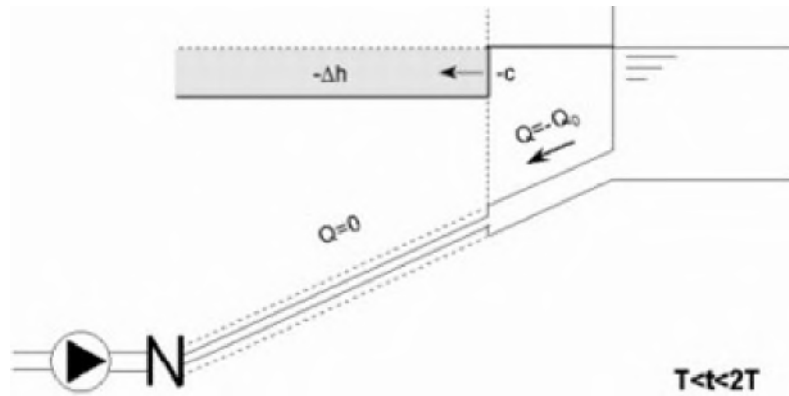
A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.



**Figure N°V.6.** Première phase du coup de béliér

## 2- Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques  $c$  jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps  $T=L/c$ , où  $L$  est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

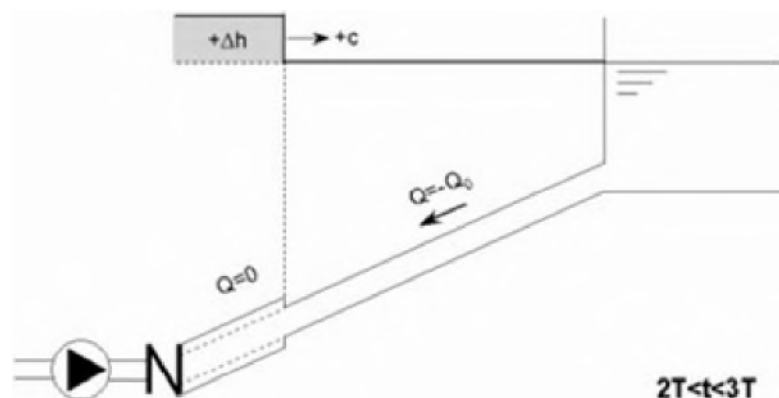


**Figure N°V.7:** Deuxième phase du coup de bélier

### 3- Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps  $2T$ , à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .



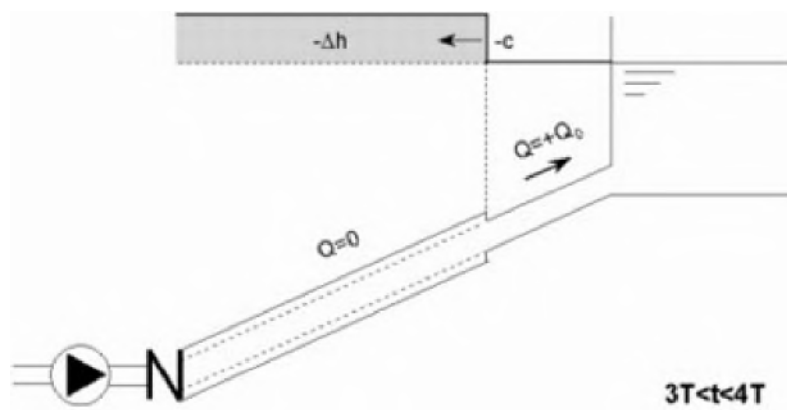
**Figure N°V.8:** Troisième phase du coup de bélier



#### 4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps  $4T$ , on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.



**Figure N°IV.9:** Quatrième phase du coup de béliér

#### V. 5.2 Calcul du volume des réservoirs d'air

On vue de protéger la conduite de refoulement de notre adduction contre les phénomènes transitoires, on propose deux méthodes de calcul:

##### 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 ( $v_0$ ).





### Valeur numérique du coup de béliér:

Le coup de béliér est étudié pour les deux cas :

\* *Cas de la fermeture brusque :*

$$T : \text{inférieur à } \frac{2L}{c}$$

La valeur numérique du coup de béliér :

$$b = \frac{cV_0}{g} \quad (\mathbf{m})$$

Avec:

$V_0$ : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

\* *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 béliér est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2L V_0}{gT} \quad (\mathbf{m})$$

$L$  : la longueur de la conduite (m).

#### Remarque:

La formule de **MICHAUD** 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 (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

#### a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes:



$$H_{\max} = \pm \frac{CV_0}{g}$$

- La surpression :  $H_s = H_g + H_{\max}$
- La dépression:  $H_d = H_g - H_{\max}$

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m<sup>2</sup>/s)

$C$ : célérité de l'onde en (m/s).

$H_g$  : la hauteur géométrique ( m)

**b) Détermination de la célérité de l'onde**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$C = \frac{K}{\rho} \left( 1 + \frac{K}{E} \frac{D}{e} \right)^{-1/2}$$

Avec :

$K$  :coefficient de compressibilité de l'eau;  $K = 2.07 \times 10^9$  à 20°C.

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

$E$  : module d'élasticité de la conduite ;  $E = 2 \times 10^{11}$

$D$  :diamètre de la conduite de refoulement (mm)

$e$  :épaisseur de la conduite (mm),

$(K/ \rho)^{1/2}$  : célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left( 1 + \frac{K}{E} \frac{D}{e} \right)^{-1/2}$  : Contribution de l'élasticité de la conduite.

**c) Détermination de la vitesse d'écoulement en régime permanent :**

Elle est donnée par la relation suivante :



Avec :

Q: le débit à refouler

D : diamètre de la conduite de refoulement

**\*\* Forage F6 :**

Voici les caractéristiques de la conduite de refoulement F6-RT

- Longueur: L = 6536 m
- Petit diamètre: D = 250 mm → L=709m → Q = 0,04 m<sup>3</sup>/s
- Grand diamètre: D = 315 mm → L=5827m → Q = 0,08 m<sup>3</sup>/s
- Hauteur géométrique : H = 163,33 m
- Débit refoulé : Q = 0,04 m<sup>3</sup>/s

Application numérique :

- Pour D=250mm: C=1380.45m/s ; V<sub>o</sub> = 0.81m/s
- Pour D=315mm: C=1376.42m/s ; V<sub>o</sub> = 1.03m/s

$$H_{\max} = \frac{C * V_o}{g} = \frac{1376.42 * 1.03}{9.81} = + 144.52m$$

- La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 163.33 + 144.52 = 307.85m \quad \rightarrow H_s = 307.85m$$

- La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max} = 163.33 - 144.52 = 18.81 m \quad \rightarrow H_d = 18.81m$$

**\*\* Forage F5 :**

Voici les caractéristiques de la conduite de refoulement F5-RT :

- Longueur: L = 5927 m
- Petit diamètre: D = 250 mm → L=100m → Q = 0,04 m<sup>3</sup>/s
- Grand diamètre: D = 315 mm → L=5827m → Q = 0,08 m<sup>3</sup>/s
- Hauteur géométrique : H = 164,58 m
- Débit refoulé : Q = 0,08 m<sup>3</sup>/s



Application numérique :

- Grand diamètre  $D= 315\text{mm}$ :  $C=1376.42\text{m/s}$  ;  $V_o= 1.03\text{m/s}$
- Petit diamètre  $D= 250\text{mm}$ :  $C=1380.45\text{m/s}$ ;  $V_o= 0.81\text{m/s}$

$$H_{\max} = + \frac{C * V_o}{g} = \frac{1376.42 * 1.03}{9.81} = +144.52\text{m}$$

La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 164.58 + 144.52 = 309.1\text{m} \rightarrow H_s = 309.1\text{m}$$

La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max} = 164.58 - 144.52 = 20.06\text{m} \rightarrow H_d = 20.06\text{m}$$

### - Forage F6

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = 307.85 + 10 = 317.85\text{m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 173.33\text{m}$$

$$h_0 = \frac{V_o^2}{2g} = \frac{0.81^2}{2 * 9.81} = 0.0334\text{m}$$

$$\text{D'où : } h_0/Z_0 = 0.0334/173.33 = 1.93 \times 10^{-4}$$

$$Z_{\max}/Z_0 = 317.85/173.33 = 1.83$$

On a les valeurs de  $(h_0/Z_0)$  et  $(Z_{\max}/Z_0)$  on peut tirer la valeur de  $(U_0/L.S)$  à partir de l'abaque de VIBERT (Annexe N°2)

$$\text{Donc } U_0/L.S = 1.3 * 10^{-3}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0.605 \rightarrow Z_{\min} = 104.86\text{m}$$

Application numérique :

$$U_0 = 1.5 * 10^{-2} * L * S = 1.3 * 10^{-3} * 6536 * 0.078 = 0.662\text{m}^3$$

$$\rightarrow U_0 = 662.75\text{ litres d'air.}$$



$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$\rightarrow U_{\max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{\min}) = 662.75 \cdot (173.33/104.86) = 1095.50 \text{ litres}$$

$$\rightarrow U_{\max} = 1095.5 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons la valeur majorant

$$U_{\max} = 1195.5 = 1.20 \text{ m}^3 \text{ d'air}$$

**- Forage F5**

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = 309.1 + 10 = 319.1 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 174.58 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.02^2}{2 \cdot 9.81} = 0,053 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_0/Z_0 = 0,053/174,58 = 3,03 \times 10^{-4}$$

$$Z_{\max}/Z_0 = 319.1/174.58 = 1.83$$

On a les valeurs de  $(h_0/Z_0)$  et  $(Z_{\max}/Z_0)$  on peut tirer la valeur de  $(U_0/L. S)$  à partir de l'abaque de VIBERT (Annexe N°2)

$$\text{Donc } U_0/L. S = 2,1 \cdot 10^{-3}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0.605 \rightarrow Z_{\min} = 105.62 \text{ m}$$

Application numérique :

$$U_0 = 1,5 \cdot 10^{-2} \cdot L \cdot S = 2,1 \cdot 10^{-3} \cdot 5927 \cdot 0,078 = 0.970 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow U_0 = 970.8 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$\rightarrow U_{\max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{\min}) = 970.8 \cdot (174.58/105.62) = 1604.64 \text{ litres}$$

$$\rightarrow U_{\max} = 1604.64 \text{ litres}$$



En tenant compte de la sécurité nous prenons la valeur majorante

$$U_{mag} = 1704.64 = 1.70 \text{ m}^3 \text{ d'air}$$

**2) Méthode de PEUCH et MEUNIER:**

La méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

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:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$A = \frac{cV_0}{g \cdot H_0}$$

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g} \approx \frac{L \cdot S}{B}$$

c : célérité d'onde de choc (m/s) ;

V<sub>0</sub> : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H<sub>0</sub> : pression statique absolue = Hg+10 (m) ;

H<sub>abs</sub> : la pression de service absolue tq

$$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)} ;$$



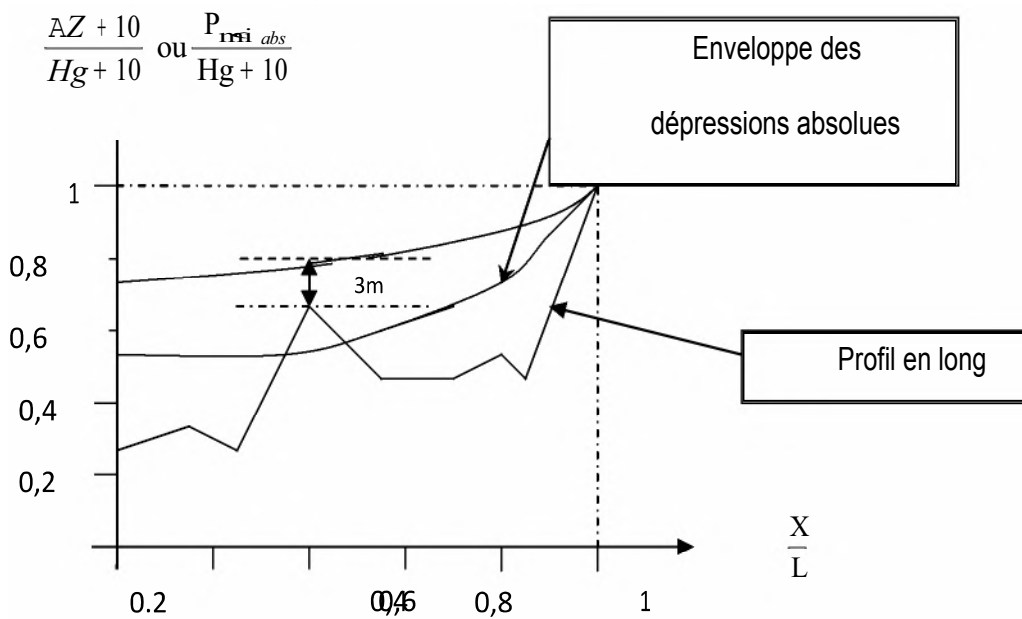
L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;

U<sub>0</sub> : volume d'air initial (m<sup>3</sup>)

g : accélération de pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

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 U<sub>0</sub> sera ainsi déterminé.



**Figure N° IV.10** : profil en long d'une conduite .

**Calcul du volume de réservoir d'air:(partie refoulement)**

• **Calcul pour le Tronçon F<sub>6</sub>-RT :**



**Tableau N°V.3** : caractéristiques de la conduite de refoulement .

Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,08	315	1,03	6636	35.2	31.25	182.673

Nous avons affaire a une conduite en PEHD

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{315}{35.2}}} = 351.99 \text{ m/s}$$

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{250}{30}}} = 363.94 \text{ m / s}$$

**a) Dimensionnement des protections :**

**❖ Dépression :**

Caractéristique de la conduite A

Nous calculons V<sub>0</sub>=1.03m/s

$$H_0 = H_g + 10 = 163.33 + 10 = 173.33 \text{ m}$$

$$A = \frac{cV_0}{gH}$$

$$A = \frac{351.99 \cdot 1.03}{9.81 \cdot 173.33} \quad \mathbf{A = 0.21}$$

$$H_{\text{abs}} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 = 182.673 + 10 = 192.673 \text{ m}$$

$$\rightarrow H_{\text{abs}} = 192.673 \text{ m}$$





$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$K = \frac{192.673 - 173.33}{173.33}$$

K=0.11

Caractéristique du réservoir B

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=3 et K=0.15 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques. Nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes

$$\begin{aligned} &= 0.21 \\ &= 0.11 \quad \text{On prend} \quad = 0.2 \end{aligned}$$

Complétons d'abord le tableau du profil en long

**Tableau N° V.4.** Profil en long de la conduite de refoulement.

<b>Cote z (m)</b>	31.25	62	83	155	194.58
<b>Longueur de la conduite(m)</b>	0	L/4	L/2	3L/4	L
<b>4 +</b>	0.058	0.235	0.356	0.772	1
<b>+</b>					
	0	0.25	0.5	0.75	1

D'après le tracé du profil en long sur l'abaque de PUECH et MEUNIER B=0.4 La conduite est protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessus du point le plus défavorable du profil a (3l/4) une pression absolue de plus de 3m d'eau. Cette valeur B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U<sub>0</sub> en régime permanent:

$$U_0 = \frac{V_0 L S}{g H_{abs} \times B}$$



$$U_0 = \frac{1.032}{9.81 \cdot 192.673} \times \frac{6636 \cdot 0.078}{0.4}$$

$$U_0 = 0.726 \text{ m}^3 = 726.32 \text{ litres d'eau}$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$p = 0.772 \quad H = 133.81 \text{ m d'eau}$$

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$U = U_0 \left( \frac{H_0}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$$

$$= 0.726 \frac{192.673}{133.81}$$

$$= 0.984 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 0.984m<sup>3</sup> ; si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression; il nous faut prévoir un ballon de volume égal a:

$$= 1.18 \text{ m}^3$$

➤ **Surpression :**

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV)

$$= 0.5 \text{ Nous lisons } H = 1.25$$

$$= 0.4 \quad H = 1.2475$$



$$= \frac{1}{2 * \frac{\text{---}}{0.6}} \quad 1]$$

$$\Rightarrow = 50.7$$

d=51 mm

La valeur de la surpression:  $= 1.2475 \Rightarrow P_{ma,,}=H_0 * 1.2475$

$P_{ma,,}=216.23m$

- **Calcul pour le tronçon F5-RT :**

**Tableau N°V.5** : caractéristiques de la conduite .

Troncon	Q (m³/s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
F5-A	0,04	250	0.81	100	30	164.58	182.38
A- RT	0.08	315	1.03	5827	35.2	164.58	182.38

Nous avons affaire a une conduite en PEHD

Calcul de la célérité "c" :

Application numérique :

- Grand diamètre D= 315mm: C=351.99m/s ; V<sub>o</sub>= 1.03m/s
- Petit diamètre D= 250mm: C=363.94m/s; V<sub>o</sub>= 0.81m/s

**a)Dimensionnement des protections :**

❖ **Dépression :**

Caractéristique de la conduite A

Nous calculons V<sub>0</sub>=1.03m/s



$$H_0 = H_g + 10 = 164.58 + 10 = 174.58 \text{ m}$$

$$A = \frac{cV_0}{gH}$$

$$A = \frac{351.99 * 1.03}{9.81 * 174.58} \quad \text{---} \quad A = 0.21$$

$$H_{\text{abs}} = H_g + \sum \Delta h + 10 = \text{HMT} + 10 = 182.382 + 10 = 192.382 \text{ m}$$

$$\rightarrow H_{\text{abs}} = 192.382 \text{ m}$$

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0}$$

$$K = \frac{192.382 - 174.58}{174.58}$$

$$K = 0.102$$

Caractéristique du réservoir B

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour  $A=0.21$  et  $K=0.17$  mais comme nous ne disposons pas de ces abaques. Nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes

$$\begin{array}{l} = 0.21 \\ = 0.102 \end{array} \text{ On prend } \begin{array}{l} = 0.5 \\ = 0.1 \end{array}$$

Complétons d'abord le tableau du profil en long



**Tableau N° V.6 . Profil en long de la conduite de refoulement.**

<b>Cote z (m)</b>	30	62	83	155	194.58
<b>Longueur de la conduite(m)</b>	0	L/4	L/2	3L/4	L
<b>O +</b>	0.057	0.241	0.361	0.773	1
<b>+</b>					
	0	0.25	0.5	0.75	1

D'après le tracé du profil en long sur l'abaque de PUECH et MEUNIER B=0.15 La conduite est protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessus du point le plus défavorable du profil a (3l/4) une pression absolue de plus de 3m d'eau. Cette valeur B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U<sub>0</sub> en régime permanent:

$$U_0 = \frac{V_0 \cdot L \cdot S}{g \cdot H_{abs} \cdot B}$$

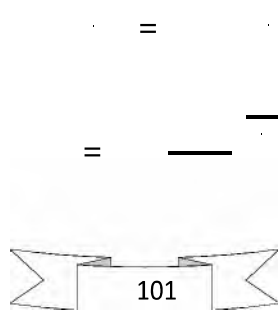
$$U_0 = \frac{1.03^2}{9.81 \cdot 192.382} \times \frac{5827 \cdot 0.078}{0.15}$$

U<sub>0</sub>=1.70m<sup>3</sup> =1703.29 litres d'eau

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

=0.773                      =134.95m d'eau

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :





$$= 1.70 \frac{182.382}{134.95}$$

$$= 2.19 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 2.19m<sup>3</sup> ; si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression; il nous faut prévoir un ballon de volume égal a:

$$=2.62 \text{ m}^3$$

❖ **Surpression :**

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV)

$\frac{= 0.5}{= 0.15}$  Nous lisons  $\frac{\text{---}}{\text{---}} = 0.7$   
 $\text{---} = 1.0875$

$$= \frac{1}{2 * \frac{0.6}{0.6} - 1]$$

$$\Rightarrow = 0.058$$

$$d=58\text{mm}$$

La valeur de la surpression:  $= 1.0875 \Rightarrow P_{\text{max}} = H_0 * 1.0875$

$$P_{\text{max}} = 189.86\text{m}$$

Donc la conduite de refoulement(PN24) peut résister cette surpression

**Conclusion** .

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir eau +air comprimé d'un volume total =2.62 m<sup>3</sup> avec un volume d'air en fonctionnement permanent U<sub>0</sub>.la canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression) ; by passée par un diaphragme à bord vif dont le



diamètre optimum sera de 315mm. Dans le sens conduite réservoir (surpression), l'eau passe par ce diaphragme.

### **Remarque**

Comparant les résultats des deux méthodes VIBERT et MEUNIER, c'est un résultat proche, donc on va prendre la valeur maximale des deux égal a 2.70.

### **V.5-Conclusion:**

Dans ce chapitre nous avons vu un moyen de protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on arrive à prendre un réservoir d'air d'une capacité moyenne égale à  $2.60\text{m}^3$  pour la conduite de refoulement, et un robinet vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture supérieur à 27.77 s pour la conduite gravitaire.

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de forage F6.



## **VI. 1 -Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont:

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

## **VI.2-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

### **a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

### **b) Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

## **VI.3-Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

### **VI.3.1-Enlèvement de la couche végétale:**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

### **VI.3.2-Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.





-Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »

La largeur de la tranchée «  $b$  »

#### VI.3.2.1-La profondeur ( $H_{tr}$ ) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :  $H_{tr} = D + h + h_1$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend:  $h=1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

D'où:  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

#### VI. 3.2.2-Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b=D+0,6$ m.

$b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

#### VI.3.3-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



**Figure N°VI.1 : Pelle mécanique**

#### **VI.3.3.1-Pelle équipée en rétro :**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

#### **VI.3.3.2-Pelle équipée en butée :**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.



**Tableau N° VI.1:** Calcul du volume à excaver

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m2)	v(m3)
250	809	1	1,55	1,55	1253,95
315	5827	1,05	1,6	1,68	9789,36
volume total					11043,31

D’après ce tableau, le volume total du réseau y compris l’adduction est de **11043.31 m<sup>3</sup>**.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

**Tableau N° VI.2 :** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	<10000	>10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> et inférieur à 20000 m<sup>3</sup>, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,65 m<sup>3</sup>.

**VI. 3.3.3-Rendement d’exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ m}^3 \text{ h}$$

Avec: q : capacité du gobet 0,65 m

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8 - 0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,8

K<sub>t</sub> : coefficient d’utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l’habilité du

Conducteur: K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : la duré d’un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend

T<sub>c</sub> = 20 s.

$$\text{AN: } R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub> = 500m<sup>3</sup> /j.



### VI.3.3.4-La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

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

V: volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) et R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

$$AN: \frac{11043.31}{500} = 22.09 \text{ jours}$$

### VI. 3.3.5-Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

### VI.4- Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

### VI.5-Epreuve de joint et de la canalisation :

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



**VI.6- Remblaiement de la tranchée :**

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable étant exclu).

**VI.7-Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

## CONCLUSION GENERALE

A la fin de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 68788 habitants.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet; L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a ressorti la nécessité de prévoir un transfert de 23221.7 m<sup>3</sup>/j des eaux des forages Bordj Ali Bey

Dans un troisième temps, un dimensionnement du réseau d'adduction à partir du réservoir tampon de l'adduction est caractérisé par deux piquages qui alimentent les réservoirs des localités concernées. Chaque piquage est équipé d'une vanne afin de faire passer le débit voulu, ainsi que le choix du nombre et type pompe utilisé pour la conduite de refoulement. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on a développé dans un chapitre l'organisation de chantier avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de notre projet dans les meilleures conditions qu'elles soient.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

# BIBLIOGRAPHIE

M .CARLIER ; Hydraulique générale appliquée. Paris 1972.

A.DUPONT; Hydraulique Urbaine, Tome I et II. Paris 1979.

Mémento du Gestionnaire de l'Alimentation en eau et de l'Assainissement(01)

MICHEL A.MOREL : Exercices de mécanique des fluides (02).

M.SALAH.B :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.

BOUKHLIFA MUSTAPHA ; Mémoire de fin d'étude: coup de bélier en cas gravitaire en charge avec influence du sol et la loi de man oeuvre. ENSH 2006

Document PDF : Etude socio-économique du PNEK



**Annexe1:***Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :*

<b>Heures</b> <b>(h)</b>	<b>Nombre d'habitants</b>				<b>Agglomération de type rurale</b>
	<b>Moins de 10000</b>	<b>10001 à 50000</b>	<b>50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).



**Annexe 3 : *Abaque de PUECH et MEUNIER***

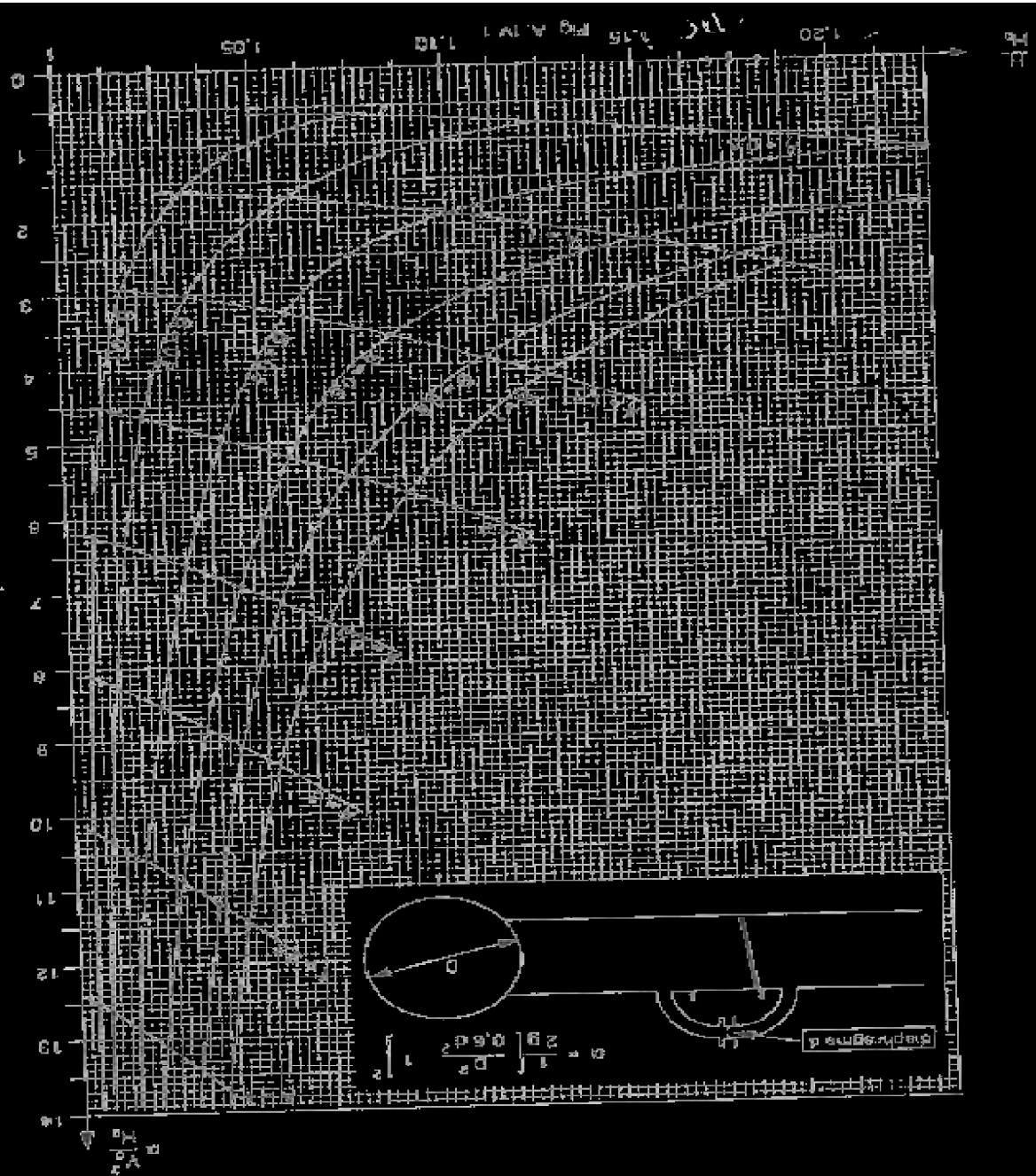
**Annexe n°4 : *Abaque de DUBIN et GUENEAU***

**Annexe N°5 :**

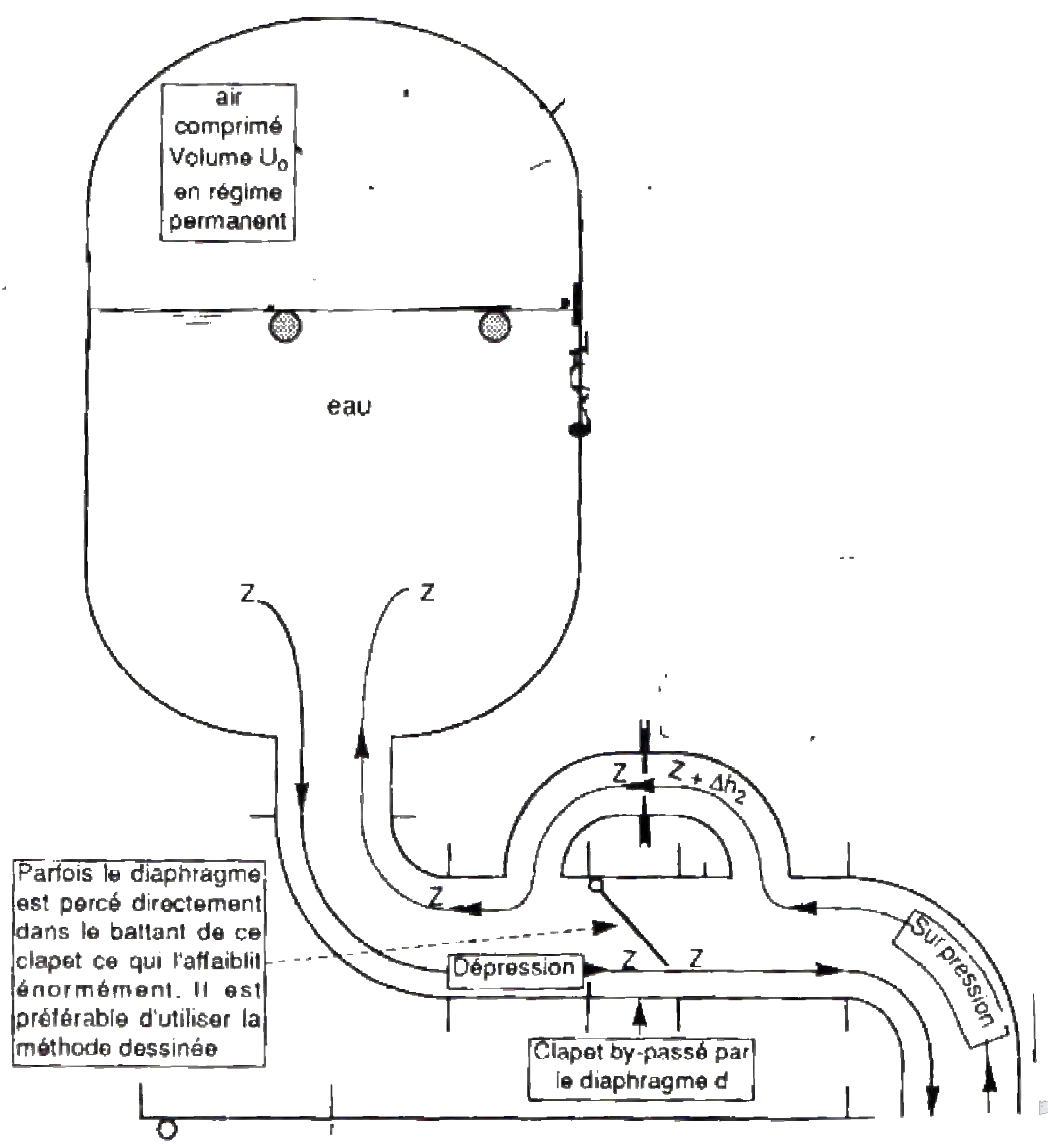
**Installation pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier**











Parfois le diaphragme est percé directement dans le battant de ce clapet ce qui l'affaiblit énormément. Il est préférable d'utiliser la méthode dessinée

Clapet by-passé par le diaphragme d



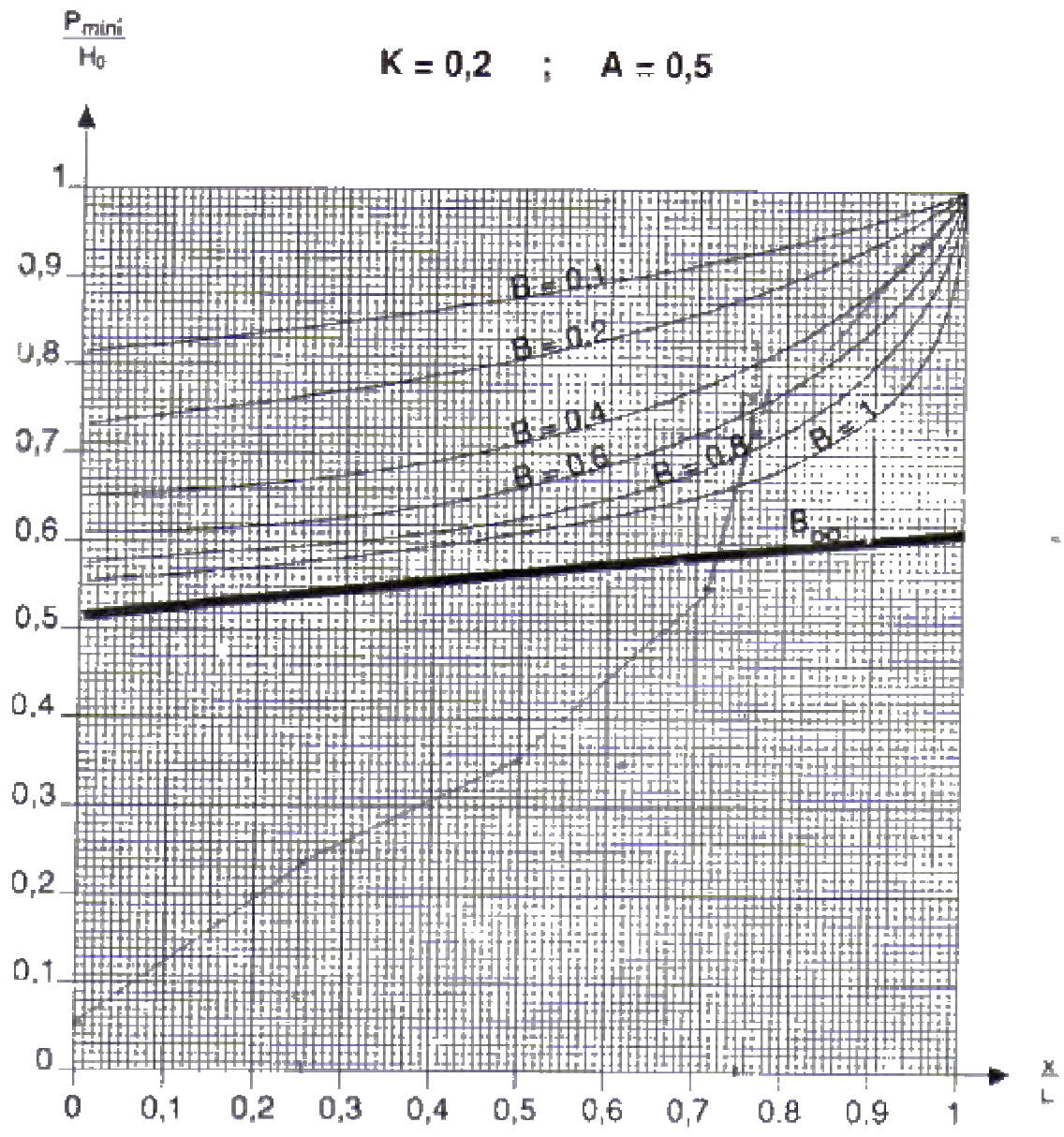


Fig. A III.10