

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

UNIVERSITE ABOU BAKER BELKAID -TLEMCCEN-

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES
OPTION : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE**

THEME

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE CHEBLI (W.BLIDA)**

**Présenté par :
Mr. Benariba Mourad**

**Promoteur :
M^r: Debbel zakaria**

MEMBRES DE JURY :

Président : Mr : CHERIF Z.E.A

Examineurs : Mr : Terki Hassaine Taha amine

Mme : BOUKLI Hassaine Cherifa

Année universitaire 2012-2013

REMERCIEMENT

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- *Ma chère famille de leurs aides morale et financière*
- *Encadreur M DEBBEL ZEKARIA pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
- *Tout le corps enseignant et personnel de département hydraulique qui ont contribué de près où de loin a ma formation.*
- *Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*
- *Je tiens à remercier aussi mes amis de leurs aides*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

- *Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- *Mon père qui m'a tant aidé et encourager.*
- *Tous mes frères et sœurs.*
- *Toute la famille **BENARIBA***
- *Tous mes amis*
- *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*



أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط النوعي للدراسة
شبكة التوزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة شبلي من أجل الاستجابة النوعية و الكمية
للطلبات المتزايدة للسكان
شبلي تقع في سهل متيجة تتميز بتضاريس منتظمة مع منحدرات خفيفة و ذات مناخ
البحر الأبيض المتوسط

RESUME :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude du réseau d'A.E.P de la ville de chebli a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

Chebli est située sur la plaine de Mitidja, Présente un relief uniforme. et un climat de type méditerranéen

abstract :

The memory of our last studies consist to join all points

Which touch the specific plan of the A.W.P net's renewal

Of chebli in order to answer qualitively and

Quantitatively to the growing needs of the population

Chebli situate on the Mitidja plain represented

A uniform relief .the climate is Mediterranean.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 *présentation de la zone d'étude*

I.	1) situation géographique	1
I.	2) situation climatique	1
I.	3) situation topographique.....	2
I.	4) situation démographique	2
I.	5) ressources disponibles	3
	a) ressources souterraines.....	3
	b) ressources superficielles	3
	c) situation actuelle de la consommation	4
I.	6) état de lieu	4
	a) Sol.....	4
	b) Réseau hydraulique	4
	c) L'ouvrage de stockage	5
	d) Station de pompage.....	5
	e) Rendement	6
	f) Les fuites.....	6
	g) Analyse de l'eau	6
	Conclusion.....	7

CHAPITRE 2 *Calcul des besoins futurs.*

I.	Evaluation de la population.....	8
	1) Taux d'accroissement.....	9
	2) Population de référence.....	9
	3) Horizon de calcul.....	9
	4) Infrastructure scolaire	9
	5) Infrastructure sanitaire	10
	6) Services municipaux et administratifs	10
	7) Dotation	11
II.	Catégorie des besoins	11
III.	Estimation des besoins.....	11
	1) Choix de la norme unitaire de la consommation	11
	2) Besoin domestique.....	12
	3) Besoin scolaire	13

4) Besoin en eau du marché	13
5) Besoin sanitaire	14
6) Besoin publics pour lavage et l'arrosage	14
7) Consommation moyenne total de l'agglomération	15
Conclusion.....	15

CHAPITRE 3 Caractéristiques de la consommation.

Introduction	16
I. Etude des variations des débits	16
1) Coefficient d'irrégularité journalier maximal.....	17
2) Coefficient d'irrégularité journalier minimal	17
3) Détermination du débit de pointe.....	17
II. Calcul de la consommation horaire	19

CHAPITRE 4 Le réseau de distribution.

Introduction	24
I. Les types de réseau	24
1) Réseau ramifié	24
2) Réseau étagé.....	24
3) Réseau maillé	25
II. Conception d'un réseau	25
III. Principe de tracé du réseau.....	25
IV. Choix du système de distribution	26
V. Choix du type de matériau	26
VI. Calcul hydraulique du réseau maillé.....	27
1) Calcul des débits	27
2) Débit de route.....	27
3) Débits spécifique.....	27
4) Les débits aux nœuds	28
a) Cas de pointe	28
b) Cas de pointe + incendie	31
VII. Calcul de réseau	32
Cas de pointe.....	32
Cas de pointe + incendie.....	34
VIII. Les équipements hydrauliques.....	36

CHAPITRE 5 Adduction.

Introduction	37
I. Choix tracé	37
II. Le choix type de tuyau	37
III. Différents types adduction	38
IV. 1) Méthode de calcul	39
a) Calcul diamètre	39
b) Calcul pertes de charge linéaire.....	39
1) Le gradient de la perte de charge	39
2) Calcul le coefficient de frottement	40
c) Perte de charge singulière	41
d) La hauteur manométrie totale	42
2) Application et calcul.....	44
1) Donnée de base	44
• Tronçon forage 1-forage2	44
• Tronçon forage 2-A	44
• Tronçon forage 3-A	44
• Tronçon A-R.....	44
2) Calcul de perte de charge.....	45

CHAPITRE 6 Réservoir

Introduction.....	47
I. Le rôle du réservoir	47
II. L'emplacement de réservoir.....	47
III. Choix du type du réservoir	48
IV. Principe de calcul	49
V. Dimensionnement du réservoir.....	52
VI. Les équipements des réservoirs	55
Conclusion.....	58

CHAPITRE 7 Pose de canalisation.

1) Introduction	59
2) Les actions reçues par les conduites	59
3) Exécution des travaux.....	59
1) Vérification manutention des canalisations.....	60

a)	Largeur du fond de la tranchée.....	60
b)	Profondeur de la tranchée.....	60
c)	Choix des engins de terrassement.....	61
2)	Aménagement du lit de pose.....	62
3)	La mise en place des canalisations.....	62
4)	Assemblage des conduites.....	62
5)	Remblai des tranchées.....	63
4)	Nettoyage des conduites.....	63
5)	Surveillance et l'entretien du réservoir.....	63

Liste des tableaux

Tableau n°01	Hauteurs des précipitations mensuelles en mm (Moyenne de 40ans)	2
Tableau n°02	Les caractéristiques techniques	3
Tableau n°03	Evaluation de la population	9
Tableau n°04	Détermination du nombre d'élève	10
Tableau n°05	Consommation de la population pour différent horizon	12
Tableau n°06	Détermination de la consommation scolaire	13
Tableau n°07	Besoin sanitaire	14
Tableau n°08	Consommation d'arrosage	14
Tableau n°09	Tableau récapitulatif de la consommation moyenne totale	15
Tableau n°10	Détermination du débit maximum journalier	17
Tableau n°11	Valeur de coefficient β en fonction des habitants	18
Tableau n°12	Détermination de débit horaire maximal	20
Tableau n°13	Détermination des débits de calcul	29
Tableau n°14	Détermination du débit des nœuds cas de pointe	30
Tableau n°15	Détermination du débit des nœuds cas de p+incendie	31
Tableau n°16	Détermination les sections des conduites	32
Tableau n°17	Calcul des paramètres hydraulique	33

INTRODUCTION

Dans le conteste que l'eau est une source de la vie, l'homme conscient, depuis de millénaires n'a cessé de s'organiser pour maîtriser la science relative à l'eau, et pour pouvoir transporter, garder et gérer l'eau en se basant sur des méthodes empiriques.

Certes, actuellement l'évolution de la science a permis à l'homme à connaître de complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés qui lui a facilité sa gestion.

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Cadrant avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, nous élaborons ce mémoire de thème : Etude d'alimentation en eau potable de la ville de chebli, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan de développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au robinet afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs de la ville.

CHAPITRE 1

I. Présentation de la zone d'étude :

1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La ville de Chebli se situe au sud de la ville d'Alger. Elle fait partie de la daïra de Bouinan dans la wilaya de Blida.

La commune de Chebli est situé au centre de la plaine de la Mitidja, à 30 km d'Alger la capital, à 22 km de Blida chef lieu de la wilaya et à 8 km de Boufarik ; daïra de Bouinan.

- Elle est délimitée :

Au nord par la commune de Birtouta.

Au sud par la commune de Bougara.

A l'est par la commune de sidi moussa.

A l'ouest par la commune de Boufarik.

- Elle est traversée par deux voies principales :

La route nationale N 29 au sud et le chemin de wilaya N°11 au nord, ce dernier traverse la ville de Chebli et rejoint le chemin de wilaya menant vers Birtouta

Le chemin de wilaya N°11 permet de lier la ville de Chebli aux différentes agglomérations y compris le chef lieu de la wilaya de Blida.

1.2. SITUATION CLIMATIQUE :

La ville de Chebli et les villages avoisinants se caractérisent par :
Un climat méditerranéen ; une saison sèche et chaude ; du mois de mai à septembre et une saison humide ; du mois d'octobre à avril.

- Les précipitations sont irrégulières et elles varient de 600 à 900 mm par an.
- Les vents dominants sont des cotés ouest pour les saisons d'automne et d'hiver et du cote nord est au printemps et en été.

- Pluviométrie : les pluies de printemps sont importants mais l'été est sec, la pluviométrie est irrégulière ; les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (octobre, avril). Les précipitations sont intenses de novembre à février et moins dans les mois de juin, juillet et août. Les nombres de jours de pluies et insignifiants. On remarque que les précipitations accusent donc une irrégularité non seulement annuelle mais aussi mensuelle. On peut avoir une idée sur les précipitations de Chebli à travers les observations faites à la station de Boufarik qui est la plus proche (situé à 8 km) sur une période de 40 ans.

Tableau n : 1 Des hauteurs de précipitation mensuelle en mm
(moyenne sur 40 ans) :

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ST BOUFARIK	127	65	113	58	44	20	3	8	32	75	98	123

1.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La commune de Chebli présente un relief uniforme, avec une faible pente. Les altitudes varient de 53 à 64m NGA dans le nord _ sud ; 55 à 60m NGA d'ouest à est.

La ville de Chebli et ses alentours reposent sur un relief quasiment plat de très faible de 2% à 5% environ du sud vers le nord.

1.4. SITUATION DEMOGRAPHIQUE :

La commune de Chebli est à vocation agricole, l'extension de la ville se fait du sud vers le nord avec une grande concentration des habitants au centre ville.

1.5. RESSOURCES DISPONIBLES :

a. Ressources Souterraines :

La zone d'étude dispose actuellement de 03 forages en exploitation qui sont situés au sud de la ville.

- Le forage 2 se situe à l'extrémité de la ville à 1020m de la zone d'étude,
- La distance entre le forage 1 et le forage 2 est de 1000 m,
- Le forage 3 se situe à une distance de 800m,

Les caractéristiques techniques des trois forages sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau N : 2

Désignation	Forage 1	Forage 2	Forage 3
Profondeur	120m	100	130
Débit d'exploitation	15 l/s	18 l/s	28 l/s
Diamètres	12"	12"	12"
Niveau statique	9.02m	9.02m	9.5m
Niveau dynamique	24.42	11.5m	22m
Hauteur manométrie total	110	90	110

b. Ressources superficielles :

Hors de la ville, en terrains agricoles Il y a des sources exploitées. Notons aussi la présence de quelques puits privés destinés à l'irrigation des terrains agricoles. Cependant nous n'avons pas d'information sur les débits.

c) Situation actuelle de la consommation :

La consommation d'eau des habitants du chef-lieu et les alentours de la commune et assurée par un château d'eau sur levé, ce dernier ne satisfait pas à la consommation ; c'est pour cette raison qu'il faut construire d'autre ouvrage pour augmenter le débit de distribution.

1.6. ETAT DE LIEU :**a. Sol :**

La ville de Chebli est constituée essentiellement d'alluvions récentes (limons argilo-sableux avec des poches d'alluvions anciennes limons-cailloux de terrasse) située au centre du périmètre d'étude au sud-est et sud ouest.

Les limons de Mitidja dans la partie la plus basse de cette plaine et alluvions des vallées jusqu'à 5m tandis que les alluvions anciennes (terrasse de cailloutis et limons 15 à 20m avec parfois des poudingues à gros éléments) sont des pléistocènes.

On conclut que la région de Chebli est très homogène. La commune de Chebli comme l'ensemble de la plaine est constituée d'alluvions actuelles récentes ou anciennes ; les alluvions actuelles comportent de gros éléments et de fins éléments (sable-gris).

b. Réseau hydraulique :

Chebli, chef lieu de la commune est actuellement alimenté par un réseau maillé en acier et en amiante-ciment pour l'adduction.

Ce réseau est sous dimensionné et ne suffit pas pour couvrir les besoins en eau et pour la protection contre l'incendie à travers l'agglomération.

D'après les services des eaux : la carte du réseau chef lieu n'existe pas et cela à cause de l'ancienneté du réseau.

c. Ouvrage de stockage :

Il existe un château d'eau alimentant la ville de Chebli (village ancien) qui date de la période coloniale, ce château d'eau comporte un système de tuyauterie à deux prises.

La ville de Chebli est dotée d'un réservoir surélevée de 10m tronconique de capacité 1000m³ se situant au sud de la ville sur les abords du CW 111 à la cote du sol 64,5m NGA.

Cet ouvrage peut être utilisé encore sous réserve de le conforter et de le diagnostiquer systématiquement car ce château d'eau présente certaines anomalies : d'une part le suintement au niveau des traversées de canalisation (surtout au niveau du radier) et d'autre part la poussés de lichens qui sont très nocifs en provoquant surtout la fissuration et le décollement de la couche extérieur.

Malgré les multiples réparations d'entretien, les problèmes de dégradation de ce château d'eau persistent. Ceci plaide en faveur de son annulation dans notre conception du réseau.

Remarques :

- ✓ Le château d'eau alimente actuellement la ville de Chebli et ses haouches.
- ✓ L'adduction du château d'eau vers la ville est gravitaire sur une conduite en acier de diamètre de 300 mm.

d. stations de pompage :

Les trois forages existants sont équipés par des pompes immergées dont les références techniques sont les suivantes :

GE : HMI : 80m ; 380w marque RECTA.

Les conduites de refoulement au château d'eau ce fait par des conduites en acier Ø 250mm de même caractéristiques.

e. Rendement :

D'après les services hydrauliques la satisfaction des besoins en eau devient meilleure d'une année à l'autre car :

- le volume d'eau a été augmenté par les ressources (forages, exploitations des sources superficielles).
- Le personnel employé est constitué de personnes spécialisées qui maîtrisent la fonction du point de vue théorique et pratique.

Remarque :

La part la plus importante de la distribution ce fait par un système étagé (par quartier) car :

- Le réseau est sous dimensionné c'est à dire que ce dernier ne résiste pas aux débits demandés.
- L'ancienneté du réseau (les fuites).
- Manque des ouvrages de stockage.

Pour la satisfaction totale des besoins, il est nécessaire que la distribution ce fasse 24/24.

La seule solution qui existe, malgré son cout, c'est le renouvellement total du réseau.

f. les fuites :

Le problème des fuites dans le réseau d'AEP est un grand problème car le réseau qui existe dans la ville chef lieu et très ancien,

Les conduites en acier soumises à la corrosion subissent des fuites qui augmentent d'une année à l'autre ; le renouvellement total du réseau s'avère donc nécessaire.

g. Analyse de l'eau :

D'après le service de prévention de Boufarik , les prélèvements sont effectués au niveau du château d'eau ;

Les résultats recueillis sont les suivants :

Numération :

Germes aérobies totaux

Germes coliformes : 140

Colibacilles : 10

Recherche:

Streptocoques du group D:0

Clostridium sulfito-reducteurs

D'après l'analyse cette eau, elle présente une mauvaise qualité bactériologique.

Traitement effectué :

Désinfection du château d'eau avec le chlorure de chaux plus traitement d'eau de javel.

Remarquons qu'une installation d'un javeleur automatique pour traitement de l'eau au niveau de château d'eau a été effectuée en 1986.

D'après l'analyse bactériologique des fonçages privés : l'eau et traitée par le soulage avec la brique poreuse pour une période de (mars –septembre).

CHAPITRE II

CHAPITRE 2

Calcul des besoins futurs

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins soit de la population ou l'agriculture de la ville de chebli, exige une fixation impérative des normes de consommation unitaire qui doivent rester valable tant que les critères qui ont contribués à l'établissement de ces normes restent inchangés.

Les ressources en eau susceptibles d'être mobilisent pour satisfaction qualitativement et quantitativement les besoins en eau pour la consommation. Ce qui est à savoir, nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable de chebli que nous les citerons, après nous permet de connaitre la consommation journalière de la dite ville de chebli.

I. EVALUATION DE POPULATION :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et évaluation de la population dans le temps.

Chebli croit à un rythme d'environ 3.3% le nombre D'habitations dans le futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + i)^n$$

P_n – population à l'horizon considéré.

P_0 – population de référence.

i – taux d'accroissement.

n – nombre d'années séparant deux horizons.

I. 1) TAUX D'ACCROISSEMENT :

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistré pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

I. 2) POPULATION DE REFERENCE :

Selon le service technique de la commune de chebli, la population de la ville chef lieu avait atteint 12590 habitants en 2008.

Le chef lieu de la commune de chebli comprend actuellement 14340 habitants.

I. 3) HORIZON DE CALCUL :

On opte pour l'année actuelle 2012 et long terme 2032.

Tableau n 3 : évaluation de la population pour différent l'horizon :

Année	Evaluation de la population
2008	12590
2012	14340
2032	27451

I. 4) Infrastructure scolaire :

Chebli chef lieu de la commune comprend actuellement 2 écoles primaires, 2 Cem (collège d'enseignement moyen), 1 lycée, le régime actuel de cet établissement est externat.

Le nombre total d'élèves sera 4439 ; comme définie le tableau suivant :

Tableau n 4 : détermination du nombre d'élève :

centre	Nombre d'élèves	Régimes
1 école primaire	754	externat
1 école primaire	680	externat
1 Cem	955	externat
1 Cem	850	externat
1 lycée	1200	externat

total	4439
-------	------

I. 5) Infrastructure sanitaires :

Il existe actuellement dans la ville de chebli un tissu sanitaire se compose de :

- Une polyclinique occupant une surface de 3700m².
- Un centre de santé occupant une surface de 1400m².

I. 6) Service municipaux et administratifs :

Parmi les grands consommateurs en cite :

- Un marché.
- 04 Stations de lavage pouvant recevoir 30 voitures /j.
- Un jardin public de surface 40×60m².
- Les mosquées 4000 personnes.

I. 7) Dotation :

Les services de l'hydraulique préconisent les dotations suivantes :

- 150 l/j/hab. : à l'horizon 2012.
- 200 l/j/hab. : 200 l/j/hab. : à l'horizon 2032.
- 5 l/j/m² : services municipaux administratifs.

II. Catégorie des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que chebli tend à les connaître, il est préférable de se pencher sur tous les différents catégories des besoins tel que :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins des services municipaux administratifs.

III. Estimation des besoins :

III. 1) Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre arbre. Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; c- a- d la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usage qui dépend de certains critères dont les principaux suivant :

- . Le niveau de vie de la population.
- . Le nombre d'habitants.
- . Le développement urbain
- . Les ressources existantes.

Evaluation de cette norme est citée dans la dotation.

III. 2) Besoin domestique :

Détermination de la consommation moyenne Journalière : le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{\text{Moye}} = N \cdot Q_i / 1000$$

Q_{Moye} : consommation moyenne journalière.

N : Nombre d'habitants à l'horizon donné.

Q_i : débit de dotation.

Le tableau suivant représente la consommation de la population à l'horizon envisagé :

Tableau n : 5 : consommation de la population pour différents horizons :

Année	Nombre d'habitants	Dotation L/j/hab.	Consommation moyen journalière m ³ /j
2008	12590	150	1888.5
2012	14340	150	2151
2032	27451	200	5490.2

III. 3) Besoin scolaire :

En principe les besoins scolaires ont estimée dépend a mode de séjour des élèves dans l'établissement (externat) ; de ce fait nous estimons à 10 L/j/élève.

Tableau n : 6 : détermination de la consommation scolaire :

établissements	Nombre d'élèves	Norme l/j/ élève	Consommation en m ³ /j
Ecole primaire garçons	754	10	7.54
Ecole primaire filles	680	10	6.80
CEM	955	10	9.55
CEM	850	10	8.50
lycée	1200	10	12.00
			44.44

III. 4) Besoin en eau du marché :

Les besoins en eau du marché sont généralement destines aux lavages et entretiens , dans ce cas on peut estimer , les besoins en eau de 10 m³/j.

III. 5) Besoin sanitaire :

Tableau n : 7 : besoin sanitaire :

Désignation	nombre	Surface M2	Dotation L/j/m2	Consommation moyenne journalière m3/j
policlinique	1	3700	5	18.5
Centre de santé	1	1400	5	7
total				25.5

III. 6) Besoin publics pour le lavage des rues et l'arrosage :

La consommation des besoins en eau d'arrosage et le lavage des rues est illustrée dans le tableau suivante :

Tableau n : 8 : consommations d'arrosages

Type de consommateurs	Surface m2	Dotation l/j/m2	Consommation m3/j
Rues	22500	5	112.50
Jardin D'agrément	2500	5	12.50

III. 7) consommation moyenne totale de l'agglomération :

Le débit total moyen de la commune de chebli (chef lieu) on peut résumer sur le tableau ci-dessous, en tenant compte des différents besoins en eau, pour l'horizon 2032.

Tableau n : 9 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne totale :

Catégorie de consommateurs	Consommation journalière m ³ / j
Domestiques	5490.2
Scolaire-Mosquée	44.44 + 40
Marché	10
Sanitaire	25.5
Lavage des voitures	9
Rues	112.5
Arrosage	12.5
Somme	5744.14

Conclusion :

L'étude de différentes catégories des besoins que nous l'avons effectué, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national. Le débit journalier de 5744.14 m³ / j, est celui qui sera consommé moyennement par la ville de chebli à l'horizon 2032 ; et ceci nous permet par la suite de calculer le débit maximal journalier de la consommation.

CHAPITRE

III

CHAPITRE 3

Caractéristiques de la consommation

Introduction :

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaires est délicate ; car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau, par exemple la quantité nécessaire pour une douche n'est pas la même d'un usage à l'autre ; elle varie avec la satisfaction qu'il en tirera, c'est pourquoi les variations de débit sont différents d'une région à l'autre et même les dotations diffèrent d'un pays à l'autre.

I. Etude des variations des débits :

Au sein d'une agglomération ; l'eau appelée à la consommation varie dans le temps ; cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation ; nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

I. 1) Coefficient d'irrégularité journalier maximal :

Qui est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy } j}$) :

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moy } j}$$

Dans la pratique $K_{\max j} = 1.1$ à 1.3 besoin domestique.

$K_{\max j} = 1$ autre besoin.

Donc on tire :

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

Tableau n : 10 : calcul de consommation maximal journalière :

Nature de consommation	Débit moyen journalier m ³ / j	Coefficient d'irrégularité	Débit max journalier m ³ / j
domestique	5490.2	1.3	7137.26
Scolaire-mosquée	84.44	1.3	109.772
Marché	10	1.3	13
Sanitaire	25.5	1.3	33.15
Lavage des voitures	9	1.3	11.7
Rues	112.5	1	112.5
Arrosage	12.5	1	12.5
somme			7429.882

I. 2) Coefficient d'irrégularité journalier minimal :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimal et la consommation moyen journalière ; il ne peut pas permettre de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, il varie entre 0.7 et 0.9.

Donc $K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moy } j}$.

I. 3) détermination du débit de pointe :

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération.

Pour déterminer le débit nous devons aussi prendre en compte du coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moy.}$$

Avec Q_p : débit de pointe.

Q_{moy} : débit moyen journalier.

K_p : coefficient de pointe.

Or: $K_p = K_{max j} * K_{max h}$.

Le coefficient $K_{max h}$ est donné par la relation suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max}.$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement :

Donc $\alpha_{max} = 1.2 - 1.3$

Et $\alpha_{min} = 0.4 - 0.6$

Nous prenons $\alpha_{max} = 1.2$.

Et ; β : coefficient qui dépend du nombre d'habitants ; ces valeurs sont données sur le tableau suivant :

Tableau n : 11 : valeurs de coefficient β en fonction des habitants :

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
B_{min}	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

Pour la ville de chebli ; la population est de 27451 habitants, nous avons déduit les valeurs de coefficient à partir du tableau :

Donc : $\beta_{max} = 1.19$

Et $\beta_{\min} = 0.53$

Et par la suite nous avons

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad \text{avec} \quad \alpha_{\max h} = 1.2$$

$$\beta_{\max} = 1.19$$

A. N: $K_{\max h} = 1.2 * 1.19 = 1.428.$

Donc le coefficient de pointes est de :

$$K_p = K_{\max j} * K_{\max h}.$$

$$K_p = 1.3 * 1.428 = 1.8564.$$

$$K_p = 1.8564.$$

À partir de ce coefficient de pointe ; nous déterminons notre débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy.}}$$

A. N : $Q_p = 1.8564 * 5744.14 = 10663.42 \text{ m}^3 / \text{j}.$

Le débit maximum journalier $Q_{\max} = 7429.882 \text{ m}^3 / \text{j}$; nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage et le débit de pointe $Q_p = 10663,42 \text{ m}^3 / \text{j}$; nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

II. Calcul de la consommation horaire :

Le réservoir devra transiter les eaux avec a plus fort débit instantané l'heure de pointe et l'heure pour laquelle la consommation est minimal.

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation :

$$Q_h = P \% * Q_{\max j} / 100.$$

Q_h : débit horaire nécessaire.

$P \%$: pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour dix heure pendant la journée.

Le tableau ci-dessous nous permet de connaître la consommation domestique, arrosage et celui de la consommation total de l'agglomération.

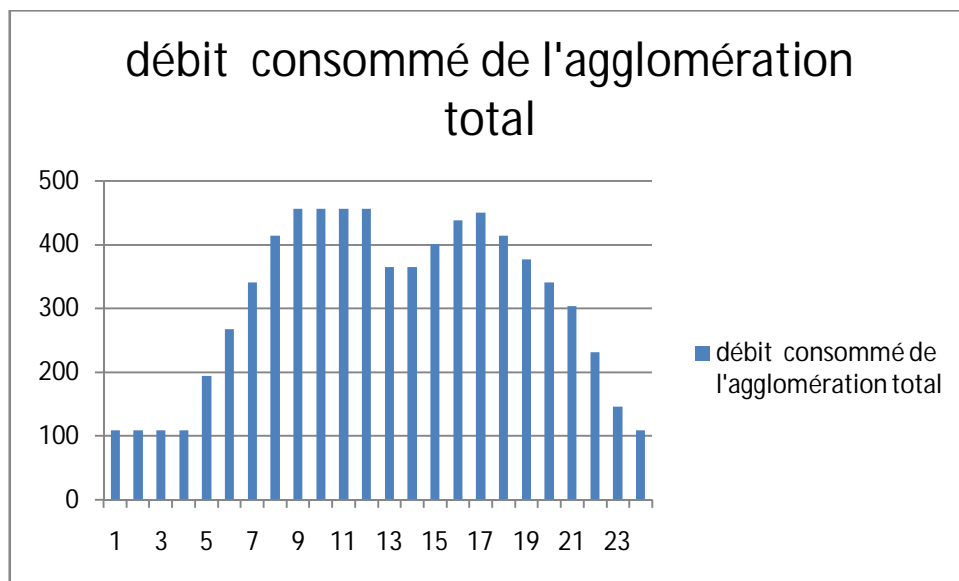
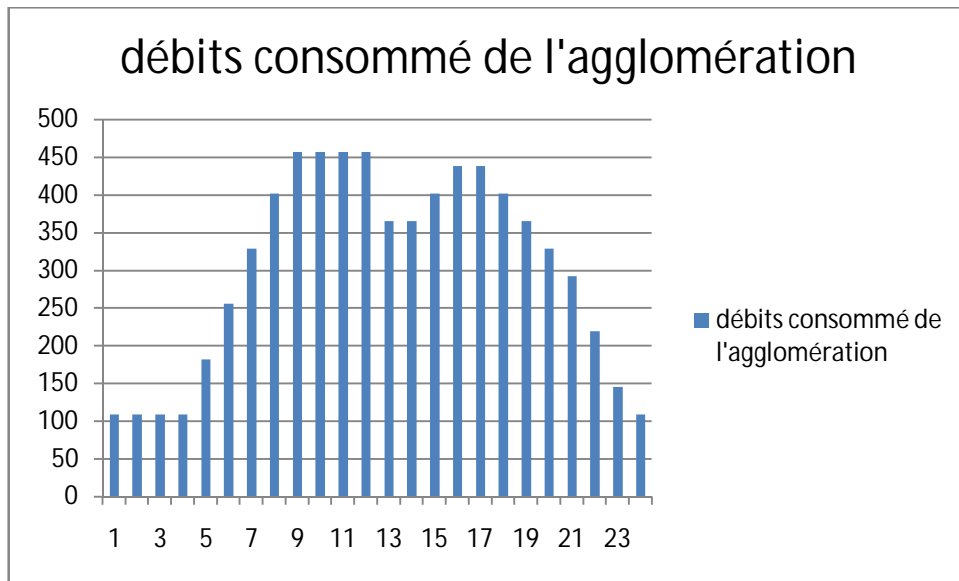
Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

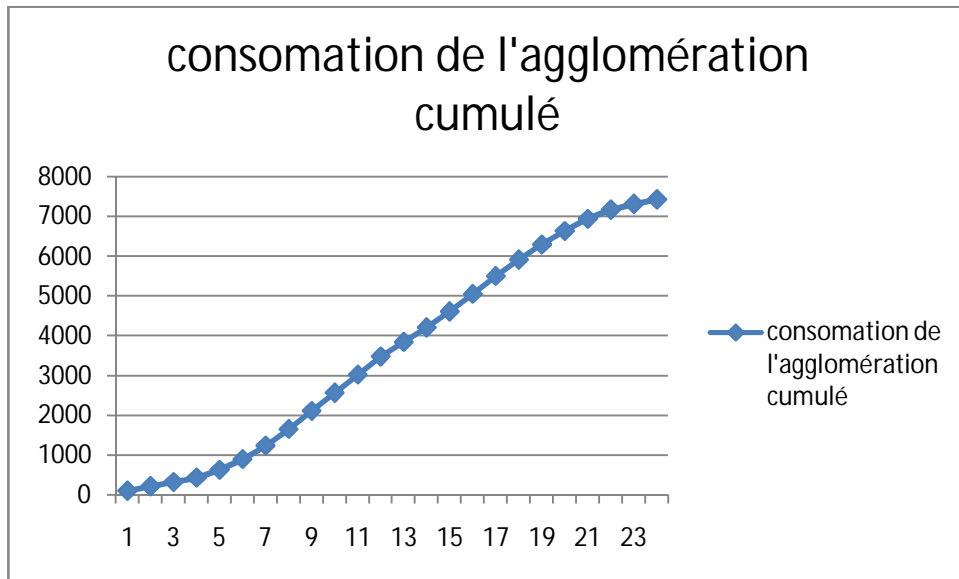
Tableau n : 12 : détermination de débit horaire maximal :

Heures	Consommation d'agglomération 7304.882 m ³ /j		ARROSAGE Q max j =125 m ³ /j		Consommation totale Q max j = 7429.882 m ³ /j		% cumulé (m ³ /h)
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	
(h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(m ³ /h)
0-1	1,50	109.573			1.47	109.573	1.47
1-2	1,50	109.573			1.47	109.573	2.94
2-3	1,50	109.573			1.47	109.573	4.41
3-4	1,50	109.573			1.47	109.573	5.88
4-5	2,50	182.622	10	12.5	2.63	195.122	8.51
5-6	3,50	255.670	10	12.5	3.61	268.170	12.12
6-7	4,50	328.719	10	12.5	4.60	341.219	16.72
7-8	5,50	401.768	10	12.5	5.58	414.268	22.30
8-9	6,25	456.555			6.15	456.556	28.45
9-10	6,25	456.555			6.15	456.556	34.60
10-11	6,25	456.555			6.15	456.556	40.75
11-12	6,25	456.555			6.15	456.556	46.90
12-13	5,00	365.244			4.92	365.245	51.82
13-14	5,00	365.244			4.92	365.245	56.74

14-15	5,50	401.768			5.41	401.768	62.15
15-16	6.00	438.292			5.9	438.292	68.05
16-17	6.00	438.292	10	12.5	6.07	450.792	74.12
17-18	5,50	401.768	10	12.5	5.58	414.268	79.70
18-19	5.00	365.244	10	12.5	5.09	377.744	84.79
19-20	4,50	328.719	10	12.5	4.59	341.219	89.38
20-21	4.00	292.195	10	12.5	4.09	304.695	93.47
21-22	3.00	219.144	10	12.5	3.10	231.646	96.57
22-23	2.00	146.097			1.96	146.097	98.53
23-24	1,50	109.573			1.47	109.573	100.00
somme	100%	7304.88	100%	125	100%	7429.88	100%

Les résultats trouvés, nous permettent de tracer les graphiques de consommations de l'agglomération, de la consommation totale, celui de la courbe intégrale.





CHAPITRE

IV

Chapitre 4

Le réseau de distribution

Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations connectées entre elle sur lesquelles des branchements seront piquées en vue de satisfaire le consommateur. Toutes fois une étude préliminaire doit être faite à fin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestique, industrie ou agricole.

I. Les types de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- 1) Réseau ramifié.
- 2) Réseau maillé.
- 3) Réseau étagé.

I. 1) Réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent (ramifié) qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

I. 2) Réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par les différences de niveau très importantes ; ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas (norme de pressions ne sont pas respectées). En effet ce

Système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régularisés la pression dans le réseau.

I. 3) Réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, on suivant son tracées ; contrairement au réseau ramifié.

Le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généralisé dans les agglomérations rurale sous forme associées a des résumés ramifiés (Limitation de nombres de maille en conservant certaine ramification. Bien que son cout soit élevé ; il reste préférable au réseau ramifié car : dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville. Ce réseau présente les avantages suivants :

- 1) Une alimentation de retour.
- 2) Isolation du tronçon accidenté par une simple manoeuvre de robinet.

II. Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution nous soumis appellees à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lequel, nous avons :

- 1) L'emplacement des cartiers.
- 2) L'emplacement des consommateurs.
- 3) Le relief.
- 4) Le souci d'assurer un service souple et précis.

III. Principe de tracé du réseau :

Le tracé de notre réseau de distribution à été conçu en tenant compte des paramètres suivants :

- 1) Repérer les quartiers les plus denses de la population.
- 2) Repérer les consommateurs importants (débit concentré).
- 3) Déterminer l'itinéraire (sens) principale pour assurer la distribution aux consommateurs.
- 4) Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situés sur les cotes les plus élevés pour bien répartir l'eau.
- 5) Les conduites principale doit être relier entre elle, par les conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

IV. Choix du système de distribution :

Dans l'alimentation en eau potable ; on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- 1) Système à réservoir de tête.
- 2) Système à contre réservoir ou à injection directe.

Vu à la configuration du terrain de site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête.

V. Choix du type de matériaux :

Dans le but de bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivantes :

- 1) Le diamètre.
- 2) La pression du service à supportées par le matériau.
- 3) Les conditions de pose.
- 4) Le prix.
- 5) La durée de vie de matériau.
- 6) La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

VI. Calcul hydraulique du réseau maillé :

Les conduites devront transiter les eaux avec plus fort débit instantané l'heure de pointe ainsi l'heure pour laquelle la consommation est minimale.

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante, tout à bord nous déterminant :

- 1) Les débits de route pendant les heures considérées.
- 2) Le débit spécifique en considérant les débits de route.
- 3) Les débits supposés concentrés aux nœuds.

Et nous avons comme donné la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.

VI. 1) Calcul des débits :

VI. 1) 1) Débits de route :

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau. Le débit de route est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = \sum Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc.}}$$

Avec : $\sum Q_r$: la somme du Q de route (débit de chaque tronçon).

$\sum Q_{\text{cons}}$: la somme du débit consommé.

$\sum Q_{\text{conc.}}$: la somme du débit concentre

Avec $\sum Q_{\text{conc}} = \sum Q_{\text{ind}} + \sum Q_{\text{ferme}}$.

$\sum Q_{\text{ind}}$: la somme Q consommé par industrie.

$\sum Q_{\text{ferme}}$: la somme des débits consommés par les fermes.

VI. 1) 2) : Débit spécifique :

Pour pouvoir utiliser le concept du débit spécifique ; nous supposons que les habitants sont répartis uniformément tous le long du réseau, le débit spécifique est donné par la relation suivante :

$$Q_{sp} = Q_r / \sum L_i.$$

Avec : Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

Et pour le calcul le débit de route de chaque tronçon :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i.$$

VI. 1) : 3) : Les débits aux nœuds :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau ; il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_n = 0.55 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc.}$$

Avec Q_n : débits aux nœuds

Q_{ri} : somme des débits route des tronçons relia au nœud i.

$\sum Q_{conc.}$: Débit concentré au nœud i

Avant de procéder au dimensionnement et au calcul hydraulique de notre réseau, nous devons déterminer les débits correspondants aux 2 cas de calcul que l'on rencontre : sont :

- a) Cas de pointe.
- b) Cas de pointe + incendie.

a) Cas de pointes :

Pour le cas de pointe, on va déterminer le débit horaire à partir du débit de pointe :

$$Q_h = P \% * Q_p / 100.$$

Pour le calcul le débit horaire l'heure de pointe, on va prendre en considération le multiplicateur de débit (tableau la répartition des débits en fonction du nombre d'habitants) ; l'heure de pointe qui est de 6.25 %.

Donc $Q_h = 10663.42 * 6.25 / 100 = 666.46 \text{ m}^3 / \text{h} = 185.1 \text{ l} / \text{s}$.

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas de pointe.

Tableau n : 13 : détermination des débits de calcul :

		M ³ /h	L/s
Heure de pointe	Q _{cons}	666.46	185.1
	Q _{conc}	0	0
	Q _{routes}	666.46	185.1
	Q _{sp} (l/s/ml)	0.03156	
Σ L _i (m)		5859	

Ces données nous permettant de calculer le débit de chaque nœud du réseau et le débit de route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau n : 14 : Détermination des débits des nœuds :

N : des nœuds	N : des tronçons	Longueur Des tronçons (m)	Q Spécifique (L/s/ml)	Débit de Route (L/s)	0.5 débit De route (L/s)	Débit Nodaux (L/s)	Cote (m)																																																																																																																																																																									
1	1 – 2	306	0.0315956	9.7017	4.8508	9.49	61.88																																																																																																																																																																									
	1 – 11	295		9.5330	4.6765			2	2 – 1	306	9.7017	4.8508	14.31	60.50	2 – 3	305	9.6700	4.8350	2 – 12	295	9.5330	4.6764	3	3 – 2	305	9.6700	4.8350	12.92	58.78	3 – 13	295	9.3530	4.6764	3 – 4	218	6.9117	3.4558	4	4 – 3	218	6.9117	3.4558	8.10	57.04	4 – 5	295	9.5330	4.6764	5	5 – 4	295	9.5330	4.6764	20.87	56.36	5 – 13	218	6.9117	3.4558	5 – 8	288	9.1310	4.5655	5 – 6	520	16.4866	8.2433	6	6 – 5	520	16.4866	8.2433	12.76	53.86	6 – 7	288	9.1310	4.5655	7	7 – 6	288	9.1310	4.5655	12.76	53.62	7 – 8	520	16.4866	8.2433	8	8 – 7	520	16.4866	8.2433	16.20	56.45	8 – 5	288	9.1310	4.5655	8 – 9	218	6.9117	3.4558	9	9 – 8	218	6.9117	3.4558	17.64	57.50	9 – 13	288	9.1310	4.5655	9 – 10	611	19.3717	9.6858	10	10 – 9	611	19.3717	9.6858	14.20	60.59	10 – 11	288	9.1310	4.5655	11	11 – 10	288	9.1310	4.5655	14.04	60.88	11 – 12	306	9.7017	4.8508	11 – 1	295	9.3530	4.6764	12	12 – 11	306	9.7017	4.8508	14.31	59.86	12 – 2	295	9.3530	4.6764	12 – 13	305	9.6700	4.8350	13	13 – 9	288	9.1310	4.5655	17.47	58.18	13 – 3	295	9.3530	4.6764	13 – 5	218	6.9117	3.4558	13 – 12
2	2 – 1	306		9.7017	4.8508	14.31	60.50																																																																																																																																																																									
	2 – 3	305		9.6700	4.8350																																																																																																																																																																											
	2 – 12	295		9.5330	4.6764																																																																																																																																																																											
3	3 – 2	305		9.6700	4.8350	12.92	58.78																																																																																																																																																																									
	3 – 13	295		9.3530	4.6764																																																																																																																																																																											
	3 – 4	218		6.9117	3.4558																																																																																																																																																																											
4	4 – 3	218		6.9117	3.4558	8.10	57.04																																																																																																																																																																									
	4 – 5	295		9.5330	4.6764																																																																																																																																																																											
5	5 – 4	295		9.5330	4.6764	20.87	56.36																																																																																																																																																																									
	5 – 13	218		6.9117	3.4558																																																																																																																																																																											
	5 – 8	288		9.1310	4.5655																																																																																																																																																																											
	5 – 6	520		16.4866	8.2433																																																																																																																																																																											
6	6 – 5	520	16.4866	8.2433	12.76	53.86																																																																																																																																																																										
	6 – 7	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																																																												
7	7 – 6	288	9.1310	4.5655	12.76	53.62																																																																																																																																																																										
	7 – 8	520	16.4866	8.2433																																																																																																																																																																												
8	8 – 7	520	16.4866	8.2433	16.20	56.45																																																																																																																																																																										
	8 – 5	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																																																												
	8 – 9	218	6.9117	3.4558																																																																																																																																																																												
9	9 – 8	218	6.9117	3.4558	17.64	57.50																																																																																																																																																																										
	9 – 13	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																																																												
	9 – 10	611	19.3717	9.6858																																																																																																																																																																												
10	10 – 9	611	19.3717	9.6858	14.20	60.59																																																																																																																																																																										
	10 – 11	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																																																												
11	11 – 10	288	9.1310	4.5655	14.04	60.88																																																																																																																																																																										
	11 – 12	306	9.7017	4.8508																																																																																																																																																																												
	11 – 1	295	9.3530	4.6764																																																																																																																																																																												
12	12 – 11	306	9.7017	4.8508	14.31	59.86																																																																																																																																																																										
	12 – 2	295	9.3530	4.6764																																																																																																																																																																												
	12 – 13	305	9.6700	4.8350																																																																																																																																																																												
13	13 – 9	288	9.1310	4.5655	17.47	58.18																																																																																																																																																																										
	13 – 3	295	9.3530	4.6764																																																																																																																																																																												
	13 – 5	218	6.9117	3.4558																																																																																																																																																																												
	13 – 12	305	9.6700	4.8350																																																																																																																																																																												

b) Cas de pointe + incendie :

Le cas de pointe + incendie est celui dans lequel qu'on tient compte de volume l'incendie (120 m³) qui est susceptible de ce déclenche, nous avons considérée que l'incendie aura lieu au nœud n : 5 un endroit ou la population est très condensée.

Le calcul des débits nodaux pour le cas de pointe + incendie est donné dans le tableau suivant :

Tableau n : 15 : Détermination des débits des nœuds :

N : des nœuds	N : des tronçons	Longueur Des tronçons (m)	Q Spécifique (L/s/ml)	Débit de Route (L/s)	0.5 débit De route (L/s)	Débit Nodaux (L/s)	Cote (m)																																																																																																																																							
1	1 – 2	306	0.0315956	9.7017	4.8508	9.49	61.88																																																																																																																																							
	1 – 11	295		9.5330	4.6765			2	2 – 1	306	9.7017	4.8508	14.31	60.50	2 – 3	305	9.6700	4.8350	2 – 12	295	9.5330	4.6764	3	3 – 2	305	9.6700	4.8350	12.92	58.78	3 – 13	295	9.3530	4.6764	3 – 4	218	6.9117	3.4558	4	4 – 3	218	6.9117	3.4558	8,10	57.04	4 – 5	295	9.5330	4.6764	5	5 – 4	295	9.5330	4.6764	37.87	56.36	5 – 13	218	6.9117	3.4558	5 – 8	288	9.1310	4.5655	5 – 6	520	16.4866	8.2433	6	6 – 5	520	16.4866	8.2433	12.76	53.86	6 – 7	288	9.1310	4.5655	7	7 – 6	288	9.1310	4.5655	12.76	53.62	7 – 8	520	16.4866	8.2433	8	8 – 7	520	16.4866	8.2433	16.20	56.45	8 – 5	288	9.1310	4.5655	8 – 9	218	6.9117	3.4558	9	9 – 8	218	6.9117	3.4558	17.64	57.50	9 – 13	288	9.1310	4.5655	9 – 10	611	19.3717	9.6858	10	10 – 9	611	19.3717	9.6858	14.20	60.59	10 – 11	288	9.1310	4.5655	11	11 – 10	288	9.1310	4.5655	14.04	60.88	11 – 12	306	9.7017	4.8508	11 – 1
2	2 – 1	306		9.7017	4.8508	14.31	60.50																																																																																																																																							
	2 – 3	305		9.6700	4.8350																																																																																																																																									
	2 – 12	295		9.5330	4.6764																																																																																																																																									
3	3 – 2	305		9.6700	4.8350	12.92	58.78																																																																																																																																							
	3 – 13	295		9.3530	4.6764																																																																																																																																									
	3 – 4	218		6.9117	3.4558																																																																																																																																									
4	4 – 3	218		6.9117	3.4558	8,10	57.04																																																																																																																																							
	4 – 5	295		9.5330	4.6764																																																																																																																																									
5	5 – 4	295		9.5330	4.6764	37.87	56.36																																																																																																																																							
	5 – 13	218		6.9117	3.4558																																																																																																																																									
	5 – 8	288		9.1310	4.5655																																																																																																																																									
	5 – 6	520		16.4866	8.2433																																																																																																																																									
6	6 – 5	520		16.4866	8.2433	12.76	53.86																																																																																																																																							
	6 – 7	288		9.1310	4.5655																																																																																																																																									
7	7 – 6	288		9.1310	4.5655	12.76	53.62																																																																																																																																							
	7 – 8	520		16.4866	8.2433																																																																																																																																									
8	8 – 7	520		16.4866	8.2433	16.20	56.45																																																																																																																																							
	8 – 5	288		9.1310	4.5655																																																																																																																																									
	8 – 9	218	6.9117	3.4558																																																																																																																																										
9	9 – 8	218	6.9117	3.4558	17.64	57.50																																																																																																																																								
	9 – 13	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																										
	9 – 10	611	19.3717	9.6858																																																																																																																																										
10	10 – 9	611	19.3717	9.6858	14.20	60.59																																																																																																																																								
	10 – 11	288	9.1310	4.5655																																																																																																																																										
11	11 – 10	288	9.1310	4.5655	14.04	60.88																																																																																																																																								
	11 – 12	306	9.7017	4.8508																																																																																																																																										
	11 – 1	295	9.3530	4.6764																																																																																																																																										

12	12 - 11	306		9.7017	4.8508	14.31	59.86
	12 - 2	295		9.3530	4.6764		
	12 - 13	305		9.6700	4.8350		
13	13 - 9	288		9.1310	4.5655	17.47	58.18
	13 - 3	295		9.3530	4.6764		
	13 - 5	218		6.9117	3.4558		
	13 - 12	305		9.6700	4.8350		

VII. Calcul de réseau :

Le calcul des paramètres hydraulique ; les pressions et les pertes de charge sont établis par un logiciel EPANET, les tableaux suivants donnent tous les résultats pour différents cas :

Cas de pointe

Détermination des sections des conduites : Le réseau d'AEP de la ville de chebli

Tableau des nœuds - arcs :

ID Arc	Nœud Initial	Nœud Final	Longueur m	Diamètre mm
1	1	2	306	400
2	2	3	305	300
3	3	4	218	250
4	4	5	295	250
5	5	6	520	150
6	6	7	288	100
7	7	8	520	100
8	8	9	218	100
9	9	10	611	150
10	10	11	288	250
11	11	1	295	250
12	11	12	306	100
13	12	13	305	200
14	13	5	218	200
15	2	12	295	200
16	3	13	295	200
17	5	8	288	150
18	13	9	288	100
19	14	1	100	450

Calcul des paramètres hydrauliques :

Résultats aux nœuds à 8:00 Heures:

ID Nœud	Demande LPS	Charge m	Pression m	Qualité
1	9,49	82,39	20,51	0,00
2	14,31	81,81	21,31	0,00
3	12,92	80,77	21,99	0,00
4	8,10	80,16	23,12	0,00
5	20,86	79,58	23,22	0,00
6	12,76	76,03	22,17	0,00
7	12,76	74,15	20,53	0,00
8	16,20	77,68	21,23	0,00
9	17,64	78,28	20,78	0,00
10	14,19	81,13	20,54	0,00
11	14,04	81,49	20,61	0,00
12	14,31	80,61	20,75	0,00
13	17,47	80,02	21,84	0,00
14	-185,06	82,60	4,10	0,00 Réservoir

Résultats aux arcs à 8:00 Heures:

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
1	127,81	1,02	1,88	Ouvert
2	82,54	1,17	3,43	Ouvert
3	45,69	0,93	2,81	Ouvert
4	37,58	0,77	1,96	Ouvert
5	19,07	1,08	6,82	Ouvert
6	6,31	0,80	6,51	Ouvert
7	-6,45	0,82	6,77	Ouvert
8	-3,92	0,50	2,75	Ouvert
9	-15,50	0,88	4,66	Ouvert
10	-29,69	0,60	1,27	Ouvert
11	-47,76	0,97	3,04	Ouvert
12	4,02	0,51	2,88	Ouvert
13	20,67	0,66	1,95	Ouvert
14	21,09	0,67	2,02	Ouvert
15	30,96	0,99	4,08	Ouvert
16	23,94	0,76	2,54	Ouvert
17	18,73	1,06	6,60	Ouvert
18	6,06	0,77	6,05	Ouvert
19	185,06	1,16	2,10	Ouvert

Cas de pointe+l'incendie

Calcul les paramètres hydrauliques : Résultats aux nœuds à 8:00 Heures :

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m	Qualité
1	9,49	82,41	20,53	0,00
2	14,31	81,70	21,20	0,00
3	12,92	80,36	21,58	0,00
4	8,10	79,52	22,48	0,00
5	37,86	78,67	22,31	0,00
6	12,76	75,15	21,29	0,00
7	12,76	73,32	19,70	0,00
8	16,20	76,92	20,47	0,00
9	17,64	77,80	20,30	0,00
10	14,19	81,05	20,46	0,00
11	14,04	81,45	20,57	0,00
12	14,31	80,25	20,39	0,00
13	17,47	79,43	21,25	0,00
14	-202,05	82,66	4,16	0,00 Réservoir

Résultats aux arcs à 8:00 Heures :

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	P. Charge U. m/km	État
1	142,91	1,14	2,32	Ouvert
2	94,32	1,33	4,39	Ouvert
3	54,42	1,11	3,87	Ouvert
4	46,32	0,94	2,88	Ouvert
5	18,99	1,07	6,77	Ouvert
6	6,23	0,79	6,36	Ouvert
7	-6,53	0,83	6,93	Ouvert
8	-4,85	0,62	4,04	Ouvert
9	-16,66	0,94	5,32	Ouvert
10	-30,85	0,63	1,37	Ouvert
11	-49,65	1,01	3,27	Ouvert
12	4,76	0,61	3,91	Ouvert
13	24,73	0,79	2,70	Ouvert
14	28,41	0,90	3,48	Ouvert
15	34,28	1,09	4,92	Ouvert
16	26,99	0,86	3,17	Ouvert
17	17,88	1,01	6,06	Ouvert
18	5,83	0,74	5,64	Ouvert
19	202,05	1,27	2,47	Ouvert

Répartition définitive des débits pendant l'heure de pointe

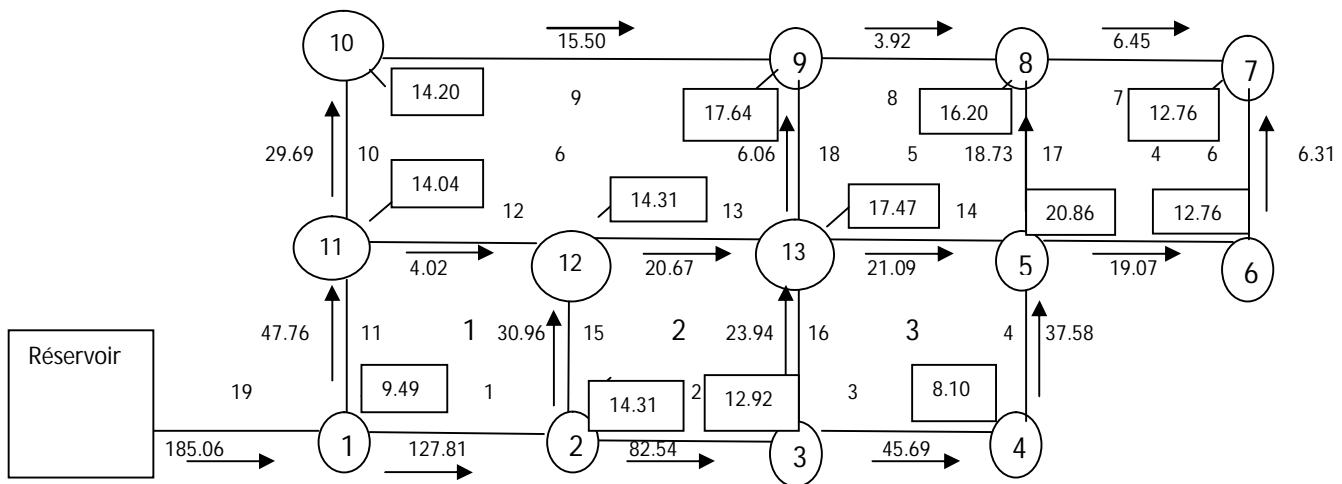


Schéma : n : 1 : Répartition définitive des débits pendant l'heure de pointe

VIII. Les équipements hydrauliques :

- a) Type des tuyaux : le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 80 et 450mm.
- b) Appareil et accessoires du réseau : les accessoires doivent être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :
- 1) les robinets vannes : ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent, l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits ; leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dite Béquille.
 - 2) Les décharges : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
 - 3) Bouches ou poteau d'incendie : les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m.
 - 4) Les ventouses : sont des organes qui sont placés au point le plus haut du réseau, pour réduire la formation de vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour le rôle spécial ; l'élimination des poches d'air dans la canalisation des conduites.
- c) Pièces spéciales de raccordement :
- 1) Les Tés : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires aux canalisations principales.
 - 2) les coudes : utilisés en cas de changement de direction.
 - 3) Les cônes de réduction : ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

CHAPITRE V

CHAPITRE 5

ADDITION

Introduction :

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

I. Choix tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulière que possible, pour éliminer les contres pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

Dans notre cas le tracé des adductions a été étudié.

II. Le Choix type de tuyau :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur les critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression, condition de pose et de critère d'ordre économique, qui reposent sur le prix de fourniture et le transport.

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en PEHD qui sont :

- Disponible sur le marché.
- Supportent des pressions importantes.
- S'adaptent par élasticité aux reliefs plus ou moins accidentés.

III. Différent types adductions :

1. Adduction sans charge :

C'est la méthode de transport à pression atmosphérique, son choix est déterminé selon :

- Une topographie permettant un écoulement gravitaire.
- Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible, pour permettre de garder l'écoulement fluvial.

2. Adduction gravitaire :

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquées (condition par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit ce situé à une cote supérieur à celle du réservoir d'accueil.

3. Adduction par refoulement :

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquées (condition par la pompe), ce cas la source d'eau doit ce situé à une cote inférieure à celle du réservoir d'accueil.

Dans notre étude, nous avons le cas : adduction par refoulement

IV. 1) Méthode de calcul :

La méthode de calcul la hauteur manométrique total consiste à suivre les étapes suivantes

a) Calcul le diamètre :

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

$$\text{La formule de BONIN : } D = \sqrt{Q}$$

$$\text{La formule de BRESS : } D = 1.5 \sqrt{Q}$$

Avec D : diamètre de la conduite en mètre

Q : débit véhiculé en m³/s

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

- Dimensionnement correcte de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieur à 0.7 m/s, pour éviter dépôt solide.

b) Calcul les pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaire est déterminé par la formule suivante :

$$\Delta h = J \cdot L$$

D'où J : le gradient de la perte de charge.

b) 1) Le gradient de la perte de charge :

La formule de calcule de gradient de Darcy-Weibach, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2.g}$$

Avec : J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par
Mètre de tuyau

V : vitesse de l'eau dans la section

g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

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

D'où $\lambda = f \left(Re, \frac{\varepsilon}{D} \right)$

Avec: Re: nombre de Reynolds

ε : Rugosité absolue en (m)

On a: $Re = \frac{4.Q}{\pi.v.D}$

Sachons que : Q débit véhiculé en (m³/s)

ν viscosité cinématique de l'eau à 20° C égale à :

$$\nu = 10^{-6} \text{ (m}^2\text{/s)}$$

b) 2) Calcul du coefficient de frottement :

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

- En premier approximation la valeur de λ est déterminé par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchées des coefficients de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec λ : coefficient de perte de charge

D : diamètre de conduite

Re : nombre de Reynolds

ε : Coefficient de rugosité équivalent de la paroi
(pour les tubes en PE $\varepsilon = 0.02$).

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

$$\Delta h_L = J.L$$

Avec L : longueur de la conduite d'adduction

En mètre (m)

c) Perte de charge singulière :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charge linéaire

$$\Delta h_s = 15\% \Delta h_L = 0.15 \Delta h_L$$

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

$$\Delta H_T = \Delta h_L + \Delta h_s = 1.15 \Delta h_L$$

Avec : ΔH_T : perte de charge total (m)

Δh_s : perte de charge singulière.

Δh_L : perte de charge linéaire.

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1.15 J.L$$

L : longueur de la conduite

d. La hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charge totale :

$$HM_T = H_{gT} + \Delta H_T$$

• La hauteur géométrique d'élévation H_g :

$$H_{gT} = H_{g1} + H_{g2} + H_{g3}$$

IV. 2) Application et calcul :

1) Données de base :

• Tronçon : Forage 1_Forage 2 :

$Q = 15$ l/s débit d'exploitation.

$C_{ND} = NNS - ND$. La cote de niveau statique.

$$C_{ND} = 66.08 - 24.42 = 41.66\text{m.}$$

Diamètre de forage 12" = 30.84cm

Longueur $L = 1024.42\text{m.}$

Détermination du diamètre économique :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.015} = 0.1225\text{m}$$

On prend $D = 150\text{mm.}$

• Tronçon : Forage 2_B :

$Q = 18$ l/s débit d'exploitation.

Détermination du diamètre économique :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.018} = 0.134\text{m}$$

On prend $D = 150\text{mm.}$

• Tronçon : Forage B_A :

$Q = Q_{F1} + Q_{F2} = 15 + 18 = 33$ l/s. débit d'exploitation

Longueur du F2 à point A $L = 220\text{m}$

Détermination du diamètre économique :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.033} = 0.18166\text{m}$$

On prend $D = 200\text{mm.}$

- Tronçon F3_A :
 $Q_{F3} = 28$ l/s. débit d'exploitation
 $C_{ND} = NNS - ND$. La cote de niveau statique.
 $C_{ND} = 61.5 - 22 = 39.5$ m.
 Longueur du F3 à point A $L = 54.5$ m
 Détermination du diamètre économique :
 $D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.028} = 0.16733$ m
 On prend $D = 200$ mm.
- Tronçon A_R :
 $Q = Q_{F1} + Q_{F2} + Q_{F3} = 15 + 18 + 28 = 61$ l/s débit d'exploitation
 Longueur du point A à R $L = 800$ m
 Détermination du diamètre économique :
 $D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.061} = 0.256$ m
 On prend $D = 300$ mm.
 La cote du point A : $C_A = 61.5$ m

Détermination de la hauteur géométrie :

$$Hg_1 = C_{ND,F1} - C_{ND,F3} = 41.66 - 39.5 = 2.16 \text{ m}$$

$$Hg_1 = 2.16 \text{ m}$$

$$Hg_2 = C_{ND,F2} - C_{ND,F1} = 49.79 - 41.66 = 8.13 \text{ m}$$

$$Hg_2 = 8.13 \text{ m}$$

$$Hg_3 = C_R - C_{ND,F2} = 84 - 49.79 = 34.21 \text{ m}$$

$$Hg_3 = 34.21 \text{ m}$$

2) Calcul des pertes de charge ΔH_1 ; ΔH_2 ; ΔH_3 :

ε : rugosité en (m) pour PEHD on prend $\varepsilon = 0.02\text{mm}$

Tronçon : forage1 – forage2 :

Vitesse (m/s)	λ	J	$\Delta h_1(\text{m})$	$\Delta H_1(\text{m})$
0.84	0.01825	0.0043156	4.42	5.08

Tronçon : B – A

Vitesse (m/s)	λ	J	$\Delta h_2(\text{m})$	$\Delta H_2(\text{m})$
1.05	0.0166	0.004635	1.02	1.17

Tronçon : forage A - R :

Vitesse (m/s)	λ	J	$\Delta h_3(\text{m})$	$\Delta H_3(\text{m})$
0.86	0.0157	0.001995	1.6	1.84

Donc : La hauteur manométrique :

$$HMT = Hg_T + \sum \Delta h$$

D'où : Hg_T : la hauteur d'élévation.

$$Hg_T = Hg_1 + Hg_2 + Hg_3 = 2.16 + 8.13 + 34.21 = 44.5m$$

$$HM_T = Hg_T + \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3$$

La détermination de la hauteur manométrique est résumée dans le schéma suivant :

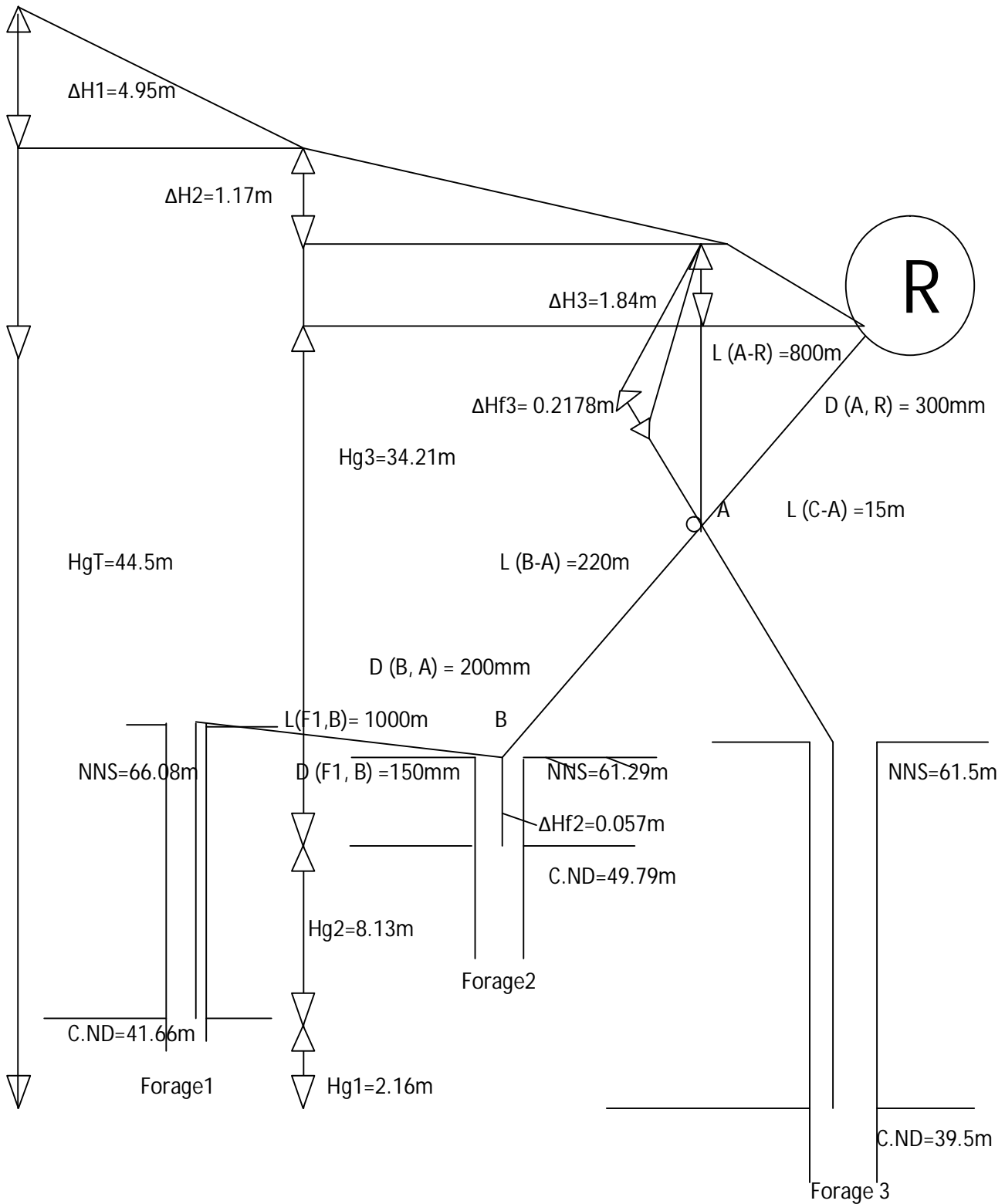


Schéma : n : 2 : Détermination de la hauteur manométrique

CHAPITRE

VI

Chapitre 6

Le réservoir

Introduction :

Un réservoir est une enveloppe ; qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir des distributions publiques), Soit usées (eau d'égouts). Parmi les liquides que l'eau ; les plus courants sont le lait et les hydrocarbures ; etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

Le réservoir joue donc, en somme le volant de la distribution.

I. Le rôle du réservoir :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe (le débit maximal demandé), de plus il peut aussi :

- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Coordonner le régime d'adduction au régime distribution.
- Joue le rôle de brise de charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Lutte contre incendie.
- Jouer le rôle de relais.

II. L'emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre ; pour cela nous sommes à tenir compte des certaines considération techniques et économique suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une Distribution gravitaire ; la cote du radier doit être supérieure à la cote Piézométrie maximal dans le réseau.
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que remplissage se fait gravitaire, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence ; à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau).
- La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
- Il est avantageux qu'un réservoir soit établir le plus près possible de l'agglomération.

III. Choix du type du réservoir :

Nous avons qu'il existe plusieurs types des réservoirs tel que :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir surélevé appelle château d'eau.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans la venir.

Dans notre cas, puisque c'est une zone presque plane, on prend un réservoir surélevé (château d'eau).

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

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

IV. Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimé 120 m³.

Donc le volume utile est donné par :

$$V_u = P\% * Q_{\max j} / 100.$$

Avec P% : représente le maximale des restes des débits en pourcentage.

Avant de déterminer la capacité du réservoir on va calculer le débit apport d'eau de la station de pompage.

Le débit de la station de pompage c'est le débit de la consommation maximum journalier.

Notre station fonction généralement 22 h par jour ; donc le débit moyen horaire de la station du pompage est :

$$Q_{st h} = Q_{\max j} / 22.$$

$$A.N \quad Q_{st h} = 7429.882 / 22 = 337.722 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{st h} = 337.722 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Donc apport d'eau (en pourcentage):

$$Q_{st} = (Q_{st h} * 100) * Q_{\max j} / Q_{\max j}.$$

$$Q_{st} = 4.545 \% Q_{\max j}.$$

Heure	consommation en pourcentage	apport d'eau	eau stocké dans réservoir	eau distribué du réservoir	reste d'eau
0	1,47476407	0	0	1,47476407	6,04722035
1	1,47476407	0	0	1,47476407	4,57245628
2	1,47476407	4,54545455	3,07069048	0	7,64314676
3	1,47476407	4,54545455	3,07069048	0	10,7138372
4	2,62617966	4,54545455	1,91927488	0	12,6331121
5	3,60935571	4,54545455	0,93609884	0	13,569211
6	4,59253175	4,54545455	0	0,04707721	13,5221338
7	5,5757078	4,54545455	0	1,03025325	12,4918805
8	6,14486206	4,54545455	0	1,59940751	10,892473
9	6,14485021	4,54545455	0	1,59939567	9,29307732
10	6,14485021	4,54545455	0	1,59939567	7,69368165
11	6,14485021	4,54545455	0	1,59939567	6,09428598
12	4,91588023	4,54545455	0	0,37042568	5,7238603
13	4,91588023	4,54545455	0	0,37042568	5,35343462
14	5,40746825	4,54545455	0	0,8620137	4,49142092
15	5,899056	4,54545455	0	1,35360146	3,13781947
16	6,06729555	4,54545455	0	1,52184101	1,61597846
17	5,5757078	4,54545455	0	1,03025325	0,58572521
18	5,08411977	4,54545455	0	0,53866523	0,04705998
19	4,59253175	4,54545455	0	0,04707721	-1,7228E-05
20	4,10095073	4,54545455	0,44450382	0	0,44450382
21	3,11776688	4,54545455	1,42768767	0	1,87219149
22	1,96635209	4,54545455	2,57910246	0	4,45129394
23	1,47476407	4,54545455	3,07069048	0	7,52198442

Le volume utile :

$$V_u = P\% * Q_{\max j} / 100.$$

A. N $V_u = 13.569211 * 7429.882 / 100 = 1008 \text{ m}^3.$

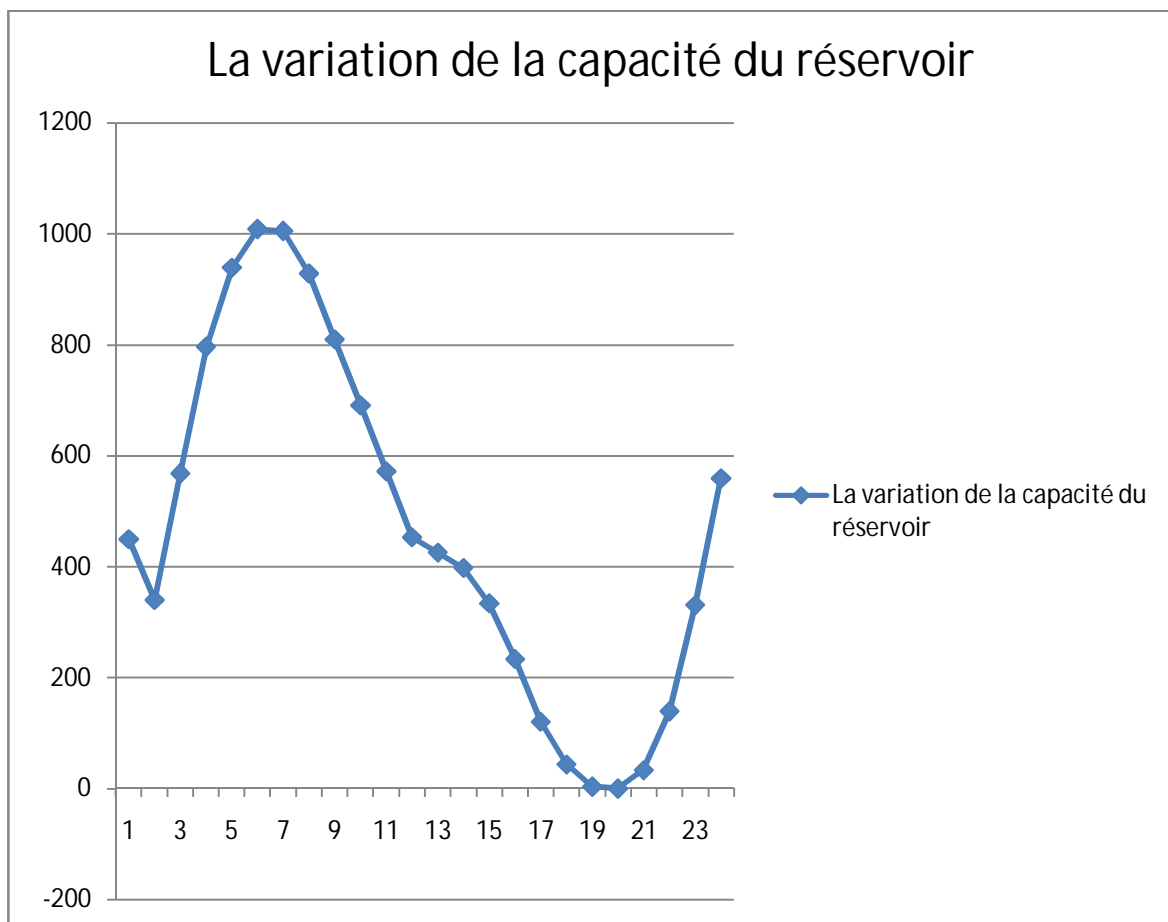
Donc : le volume total de réservoir est de :

$$V_T = 1008 + 10 + 120 = 1138 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 1150 \text{ m}^3.$$

120 m³ : c'est la réserve d'incendie.

Donc on prend un réservoir de 1150 m³.



Graphe n : 4 : La variation de la capacité du Réservoir

V. Dimensionnement du réservoir :

1) Dimensionnement de la cuve :

On prend un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = (\pi D^2 / 4) \cdot H \quad \text{donc} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}}$$

V : volume du réservoir (m³)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m au château d'eau moins de 5000 m³, et pour les grand ouvrage cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m.

Dans notre cas on peut prendre H = 5 m.

$$\text{Donc : } \sqrt{\frac{4 \cdot 1150}{3.14 \cdot 5}} = 17.11 \text{ m.}$$

Pour le diamètre normalisé on prend :

$$D = 17 \text{ m.}$$

2) Détermination la hauteur du réservoir par rapport au sol:

Le choix de la hauteur minimal du réservoir suivant la pression minimal dans le réseau (la pression minimal dans un réseau est de 2 bars) dans le point le plus haut dans le réseau au l'heure de pointe. La variation de la cote du radier nous donne les résultats suivants :

- Premier cas la cote du radier $H_r = 14\text{m}$

Le réseau d'AEP de la ville de chebli

État des Nœuds du Réseau à 8:00 Heures

	Altitude	Pression
ID Nœud	m	m
Nœud 1	61,88	18,51
Nœud 2	60,5	19,31
Nœud 3	58,78	19,99
Nœud 4	57,04	21,12
Nœud 5	56,36	21,22
Nœud 6	53,86	20,17
Nœud 7	53,62	18,53
Nœud 8	56,45	19,23
Nœud 9	57,5	18,78
Nœud 10	60,59	18,54
Nœud 11	60,88	18,61
Nœud 12	59,86	18,75
Nœud 13	58,18	19,84
Réservoir 14	76,5	4,10

- Deuxième cas $H_r = 16\text{m}$.

Le réseau d'AEP de la ville de chebli

État des Nœuds du Réseau à 8:00 Heures

	Altitude	Pression
ID Nœud	m	m
Nœud 1	61,88	20,51
Nœud 2	60,5	21,31
Nœud 3	58,78	21,99
Nœud 4	57,04	23,12
Nœud 5	56,36	23,22
Nœud 6	53,86	22,17
Nœud 7	53,62	20,53
Nœud 8	56,45	21,23

Nœud 9	57,5	20,78
Nœud 10	60,59	20,54
Nœud 11	60,88	20,61
Nœud 12	59,86	20,75
Nœud 13	58,18	21,84
Réservoir 14	78,5	4,10

D'après les résultats qu'on a obtenus, on prend : $H_r = 16\text{m}$, mais d'après les hauteurs de construction les plus proche de réservoir ne dépasse pas 15m, donc on prend :

$$H_{\text{réservoir}} = 16\text{m}.$$

VI. Les équipements des réservoirs :

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé.
- La cuve doit être visitable et ventilée.
- la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte a sa partie supérieure des orifices a l'air libre obtures par des grillages.
- la chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouvent réunies les vannes.
- l'accès a la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

1) Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau.

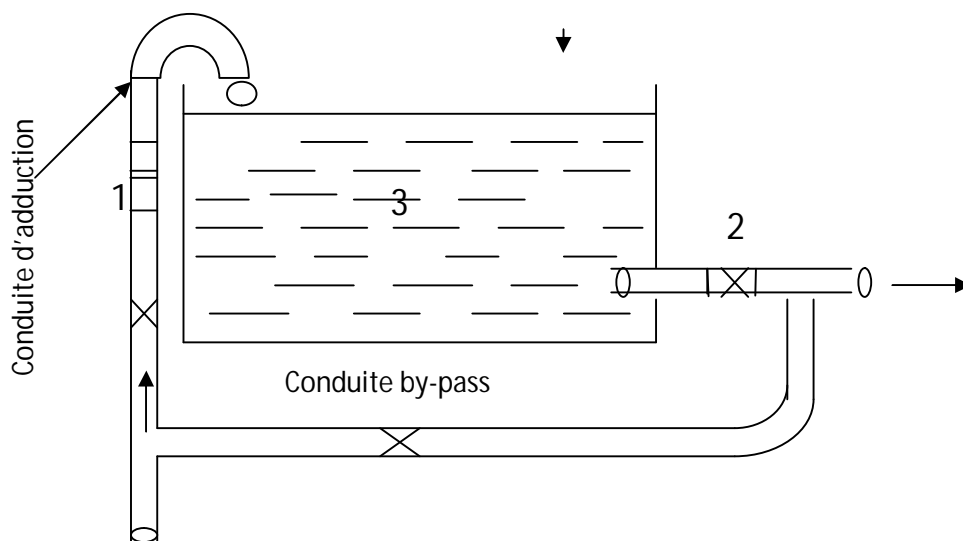


Figure n : 1 : La conduite adduction

A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

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

2) Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure N° 17).

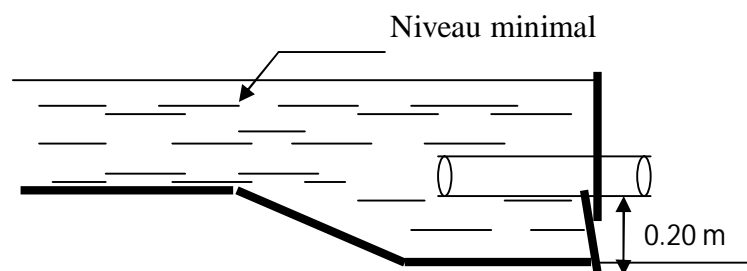


Figure : 2 : Conduite de distribution

3) Conduite du trop-plein :

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

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

4) Conduite de vidange :

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

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne

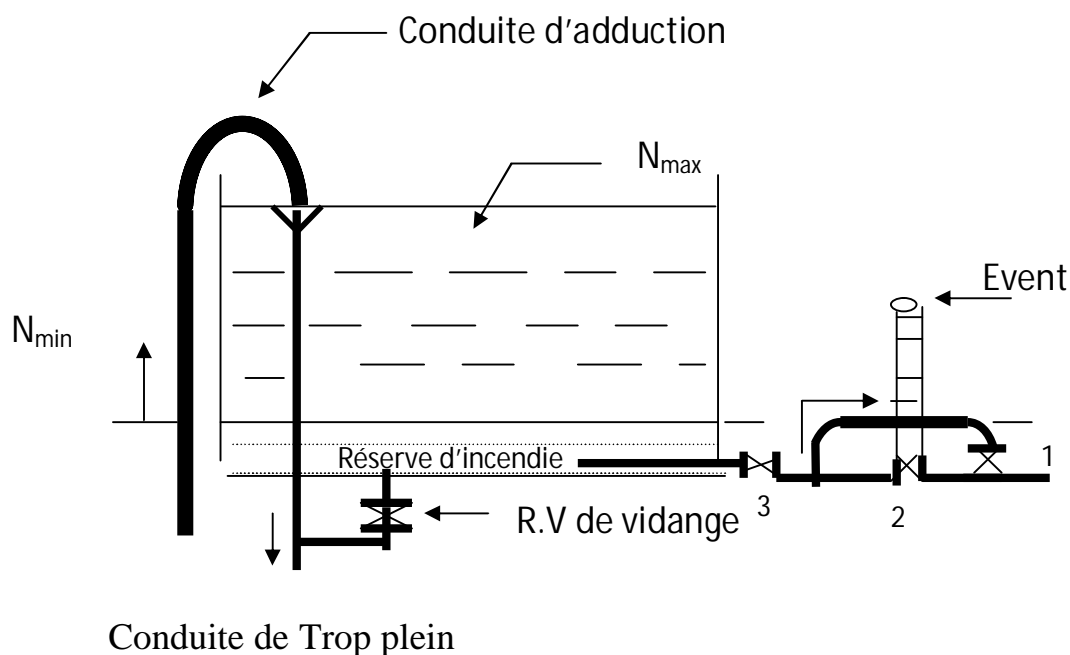


Figure n : 3 : Matérialisation de la réserve d'incendie

5) Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,

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

6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (N°18) présentée un système en siphon :

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

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

Son fonctionnement est le suivant :

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

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Conclusion :

La ville de Chabli est ces alentours est dotée actuellement d'un seul château d'eau avec une capacité de stockage de 1000m³ et la détermination de la capacité de stockage de notre château d'eau est calculé sur la base du débit de consommation de la ville (chef lieu).

CHAPITRE

VII

Pose De Canalisations

1) INTRODUCTION :

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent

2) LES ACTIONS REÇUES PAR LES CONDUITES :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres

3) EXECUTION DES TRAVAUX :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

3) 1) **VERIFICATION MANUTENTION DES CANALISATIONS :**

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

a) **largeur du fond de la tranchée :**

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.5\div 1.2) \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (VIII-1)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b) **profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

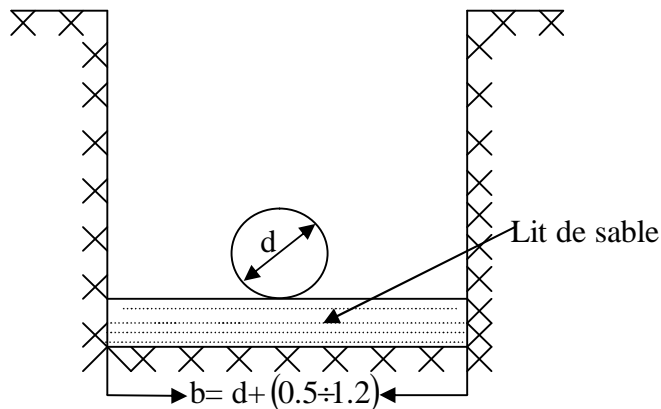


Figure N° : : Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (\text{VIII-2})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée. (m)
- e : hauteur de lit de pose. (m)
- d : diamètre de la conduite. (m)
- h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

c) choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui

- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical
- creuser à une profondeur importante
- creuser dans la direction de la machine

3) 2) AMENAGEMENT DU LIT DE POSE :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

3) 3) LA MISE EN PLACE DES CANALISATIONS :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

3) 4) ASSEMBLAGE DES CONDUITES :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

3) 5) REMBLAI DES TRANCHEES :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

4) nettoyage des conduites :

dans les canalisations il se forme généralement des dépôts organiques et limoneux pour palier à ceci on utilise un procédé mécanique ou un procédé chimique à base d'acide passif

5) Surveillance et entretien du réseau :**Désinfection :**

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau cette désinfection peut se faire soit au chlore soit permanganate de potassium.

Détection des fuites d'eau :

les principales causes de fuites et qui doivent donc être évitées lors de la mise en place du réseau sont les suivantes

1 - conduites placées où il y a risque de gel

2 - terrain agressif ou instable

3 - caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution

4 - protection insuffisante par rapport au trafic de surface

5 - mauvaise qualité du matériau

6 - appui de la conduite sur un point dur

7 - diverses observations permettent de déceler la présence des fuites à savoir

8 - baisse de pression sur le réseau

9 - augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage

10 - consommation anormale relevée aux compteurs généraux

11 - affaissement de terrain :

Ce sont les observations qui permettent de localiser les fuites et les affaissements de terrain.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Bien que cette étude de dimensionnement est faite pour l'horizon 2032,

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 servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécution des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

Enfin je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

Bibliographie

Dupont :

[01] Hydraulique urbaine (Tome II)
Editions Eyrolles paris 1979

[02] **Carlier :**
Hydraulique générale et appliquée
Editions Eyrolles paris 1986

[03] - **Cours de conférences d'AEP**
[04] - **Polycopier de cours 4^{ème} année**

[05] -**BONNIN J :**
Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne
Importance
Editions Eyrolles par 1986

[06] - **DUPONT.A : Exercices et projet**
Editions Eyrolles 1980

[07] **CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE :**
Guide de l'alimentation en eau dans
Les agglomérations urbaines et rurales
Tome I, Paris 1985.