

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique

Spécialité : Hydraulique urbaine

Étude du système d'alimentation en eau potable Cas de la ville d'El Hassasna

Présenté par :

ALLAM Tarek

MERZOUGUI Mefleh

Soutenu le -- / 10 / 2021, devant le jury composé de :

M. HADJEM Mohamed	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Président
M. BENIKDES Aïssa	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Encadreur
M ^{me} KIES Souad	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Examineur

Année universitaire 2020/2021

Liste des Figures

Figure I.1: Situation géographique la commune d'El Hassasna

Figure I.2: Histogramme des précipitations moyennes interannuelles pour la région d'EL HASSASNA (période 2000-2012)

Figure I.3: Courbe de la température moyenne mensuelle d'El Hassasna

Figure I.4 : Classification sismiques des wilayas d'Algérie

Figure III-1. : Consommation en eau d'El Hassasna.

Figure III-2. : Courbe intégrale de la consommation en eau d'El Hassasna.

Figure IV.1 : Courbe intégrale de la consommation et du pompage

Figure VI.1 : Réseau ramifié

Figure VI.2 : Réseau maille

Figure VI.3 : Répartition des vitesses (Zone A).

Figure VI.4 : Répartition des vitesses (Zone B).

Figure VI.5 : Répartition des vitesses (Zone C).

Figure VII.1 : Principe de fonctionnement d'une ventouse

Figure VII.2 : Différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

Figure VII.3 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression

Figure VII.4 : Poteau d'incendie

Liste des Tableaux

Tableau I.1 Répartition des précipitations selon l'année

Tableau I.2 Données température moyenne à partir de la station de rebahia (2000-2012)

Tableau I.3: Commune d'El Hassasna- Répartition de la population (RGPH, 2008)

Tableau II-1 : Estimation de la population pour différents horizons

Tableau II-2 : la variation de la dotation suivant le nombre d'habitants

Tableau II-3 : Besoins domestiques.

Tableau II-4 : Besoins scolaires.

Tableau II-5 : Besoins sanitaires.

Tableau II-6 : Besoins administratifs

Tableau II-7 : Culturels et sportifs.

Tableau II-8 : Besoins commerciaux.

Tableau II-9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Tableau III-1 : Valeurs des différentes consommations

Tableau III-2 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Tableau III-3 : Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Tableau III-4 : Récapitulatif des débits journaliers

Tableau III-5 : Récapitulatif des débits horaires

Tableau III-6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Tableau III-7 : Calcul des débits horaires

Tableau IV-1: Calcul de la capacité du réservoir.

Tableau IV-2 : Caractéristiques du réservoir projeté

Tableau V-1 : Calcul les Pertes de charge totales H_T .

Tableau VI-1 : Détermination des débits de calcul (Zone A)

Tableau VI-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone A)

Tableau VI-3 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + d'incendie

Tableau VI-4 : Détermination des débits de calcul (Zone B)

Tableau VI-5 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone C)

Tableau VI-6 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + d'incendie

Tableau V.I7 : Détermination des débits de calcul (Zone C)

Tableau VI-8 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone C)

Tableau VI-9: Calcul des débits nodaux en cas de pointe + d'incendie

Tableau VI-10 : Résultats des nœuds (Zone A)

Tableau VI-11 : Résultats du réseau

Tableau VI-12: Résultats des nœuds (Zone B)

Tableau VI-13 : Résultats du réseau

Tableau VI-14 : Résultats des nœuds (Zone C)

Tableau VI-15 : Résultats du réseau

Liste des symboles

P : Population future à l'horizon 2049, (hab.).

P_0 : Population actuelle, (hab.).

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

τ : Taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%).

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

N : nombre d'habitants.

d : dotation moyenne en ($l/j/hab$).

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

N_i : Nombre des usagers pour chaque groupe de catégorie de consommateurs (usager).

q_i Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe ($l/j/usager$).

i : Nombre de groupes.

$Q_{max j}$: Consommation maximale journalière [m^3/j].

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximal.

$K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.

$Q_{max h}$: Débit maximum horaire en (m^3/h).

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).

$K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

α_{max} : Coefficient qui tient compte du degré du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

$Q_{min h}$: Débit minimum horaire en (m^3/h).

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Q_{pointe} : Débit de pointe (m^3/h).

ΔV^- : La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant.

ΔV^+ : La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant.

V_{inc} : Volume d'incendie.

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

$S_{\text{réservoir}}$: Section de la cuve du réservoir en (m^2).

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

j : Pertes de charge linéaires (m).

L : longueur de la conduite (m).

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

λ : Coefficient de frottement.

λ : Coefficient de pertes de charge.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau, H_s : Pertes de charge singulières (m).

H_L : Pertes de charge linéaires (m).

H_T : Pertes de charge totales (m).

Q_{spe} : Débit spécifique (l/s/ml).

$\sum Q_r$: Somme des débits en route (l/s).

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau (ml).

Q_{spe} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : Longueur propre de chaque tronçon (m).

Q_{ni} : Débit du nœud considéré. (l/s).

$\sum Q_r$: Somme des débits en route convergents vers le nœud considéré (l/s).

$\sum Q_{con}$: Somme des débits concentres au niveau du nœud considéré.

Introduction générale

Dans le contexte 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.

Cadrement avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, nous élaborons ce projet de fin de cycle de thème : *Étude d'alimentation en eau potable de la commune d'El Hassasna*, 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 commune.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration et la conception des réseaux d'alimentation en eau potable qui tiennent compte de tous les facteurs (géographique, topographique, géologique et géotechnique, hydrographie, démographique, etc...)

I.2. Situation de la commune

I.2.1. Situation géographique

La commune d'El Hassasna qui relève de la wilaya de Saïda, est située à 15 km de son chef-lieu de Wilaya. Elle s'étend sur une superficie de 58 400 ha et dispose d'une seule agglomération secondaire Tamesna. La commune d'El Hassasna est limitée : [1]

- Au Nord par la commune d'Ain-Soltane.
- Au Sud par la commune de Maamora et Sidi Ahmed.
- À l'Est par la commune de Tircine.
- À l'Ouest par la commune d'Oued Khaled et Ain El-Hadjjar.

Une population de 13 294 habitants selon les données du RGPH 2008. Traduisant un taux d'accroissement annuel moyen de 2,76 %.

Sur le plan de la dispersion, on note la concentration de la population dans le centre du chef-lieu soit un taux aggloméré de 72 % qui donne une densité de 23 hab/ km².

Le parc logement enregistré à l'échelle de la commune en 2008 est de 2 474 logements soit un taux d'occupation de 7 personnes par logement. [1]

I.2.2. Situation topographique

La commune est constituée de trois parties :

La première partie est située au Nord et la partie méridionale de la commune, composée de trois plaines ou dépressions, celle d'El Hassasna de Tamesna qui représente les zones de culture, d'une altitude moyenne 1070 m et 1090 m.

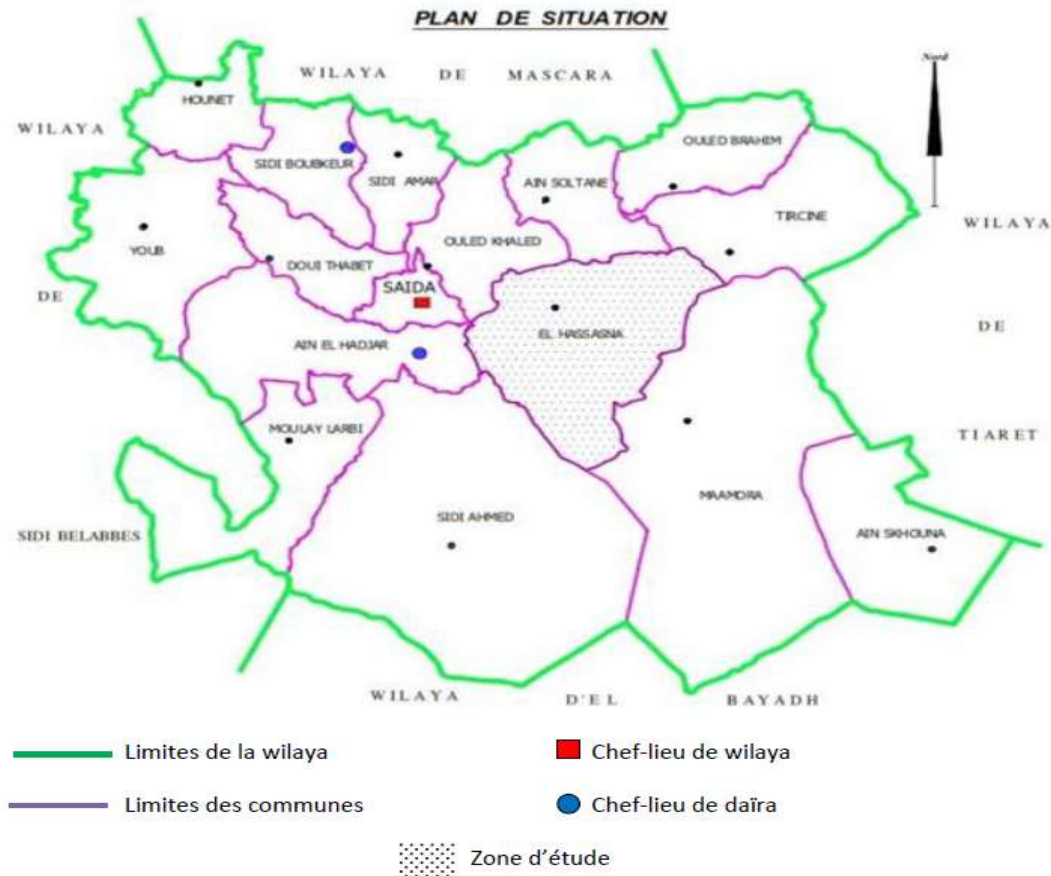


Figure I.1: Situation géographique la commune d'El Hassasna [1]

La deuxième partie représentée par des plateaux de basse altitude se rapprochant des niveaux des plaines 1100 à 1140 m d'altitude, ils ont une destination de cultures et parfois des parcours.

La troisième est la plus importante est représentée par le massif montagneux boisé et qui se situe à une altitude entre 1280 et 1339 m. Elle représente l'une des caractéristiques principales de la commune, car elle fait partie des monts d'El Hassasna qui ont des versants assez pentus et où l'érosion est très active, à la faveur des sols très minces basées sur un substrat géologique peu résistant aux attaques de l'eau.

I.2.3. Situation géologique et géotechnique

Hormis les cuvettes d'El Hassasna et de Tamesna où on retrouve des argiles gréseuses à sablonneuses sur de petites surfaces, le reste, soit la majorité de la commune, a une

composante calcaire dolomitique du Sud-Ouest vers le Nord Est. Ces calcaires donnent la réputation à la commune d'El Hassasna et lui donnent une spécialisation dans les matériaux de construction.

La partie Nord Est se distingue par deux failles l'une à côté de l'autre, respectivement sur 13 Km environ, et sur 5 km, le reste de la commune est stable géologiquement.

I.2.4. Situation climatique

Le climat d'El Hassasna est semi-aride plus ou moins froid du fait de sa haute altitude.

Les précipitations se font généralement sous forme d'averses et d'orages pendant près de neuf (09) mois entre Septembre – Avril et Mai. Ils ont une moyenne de 500 mm/an avec des zones plus arrosées que d'autres tels que les massifs montagneux, le Nord et le Nord-Est entre 400 et 550 mm/an et le reste entre 300 et 400 mm/an. La pluviométrie se répartit selon les mois comme suit :

Tableau I.1 Répartition des précipitations selon l'année [3]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Mm	18,4	47,3	62,3	49,9	36,6	38,9	22,5	30,2	20,8	19,2	3,3	4,5

Plus de 70 % de ces pluies tombent entre Novembre et Mai, le reste soit 30 % est reparti selon les autres mois de l'année. Le mois le plus arrosé est le mois de Novembre avec 62,33 mm.

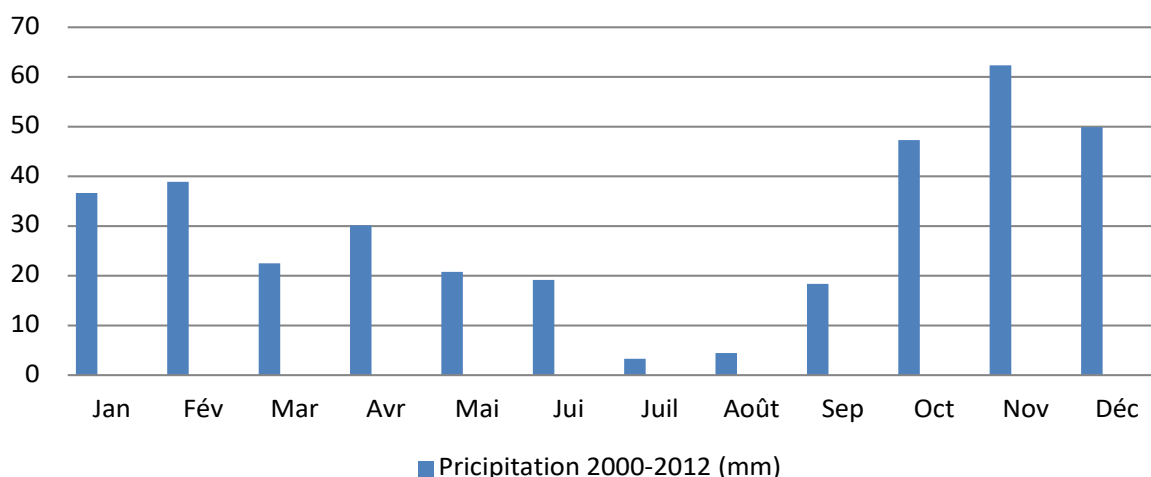


Figure I.2 : Histogramme des précipitations moyennes interannuelles pour la région d'El Hassasna (période 2000-2012)

Les températures : Les températures se situent entre 6 °C et 29 °C avec des points allant parfois jusqu'au 38 °C en été, la moyenne annuelle est de 27 °C.

Tableau I.2 : Températures moyennes (Station de Rebahia, 2000-2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Précipitation (mm)	22,4	17,2	12,5	8,9	7,6	9,1	11,3	13,3	17,4	22,4	26,6	26,7

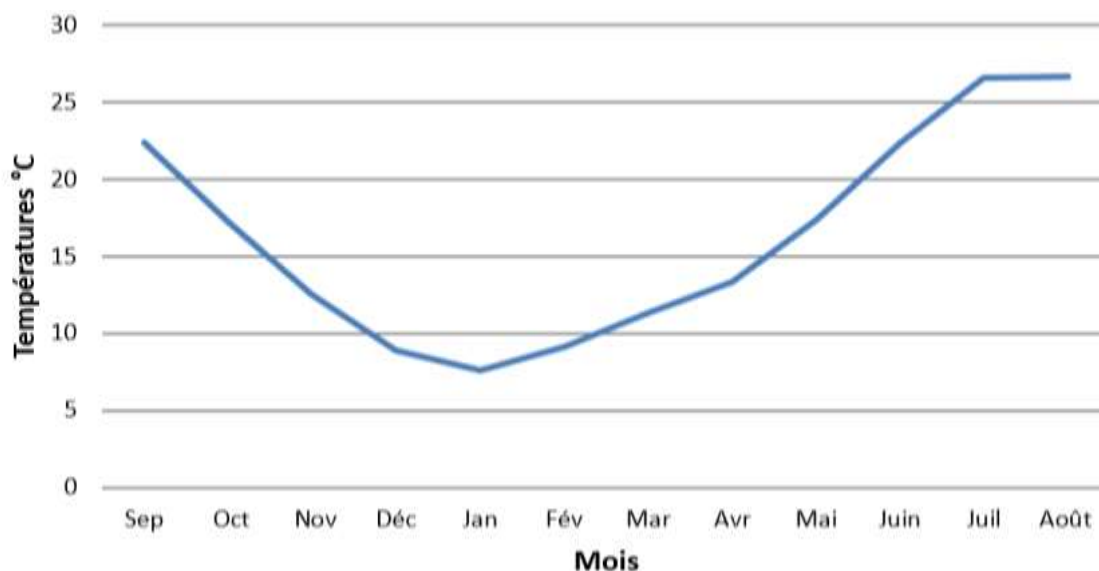


Figure I.3 : Courbe de la température moyenne mensuelle d'El Hassasna

Les vents : Les vents dominants sont du Sud-Ouest et peuvent être du Nord et de l'Ouest parfois, ces vents apportent la chaleur et donc la sécheresse comme ils deviennent un véhicule pour les poussières polluantes des unités de ciment et chaux.

La Gelée : la commune est touchée par plus de 28 jours de gelées durant l'hiver et de début du printemps. Elles causent des dégâts importants dans les cultures.

I.2.5. Situation Hydrographie

La commune d'El Hassasna fait partie presque en totalité d'un seul bassin versant dirigé vers le Nord, soit vers l'Oued Tiffrit au Sud. C'est le début d'un autre bassin versant dirigé vers les chotts.

Le réseau se compose d'Oued Retem, Oued El-Hammar et Oued El-Attou, pour former Oued Tiffrit et le début d'Oued Amor au Sud dans la commune de Maamora.

Ce sont des oueds intermittents dans toute la commune, avec une petite partie d'Oued Tiffrit qui pérenne.

À travers le cheminement, on constate qu'il n'y a pas d'eaux superficielles à exploiter dans la commune d'El Hassasna ce qui détermine dans les grandes lignes, le type d'exploitation agricole.

I.2.6. Situation Hydrologie

À travers la construction géologique, la commune d'El Hassasna ne dispose pas d'eaux superficielles, vu qu'elles ne peuvent rester en surface à cause des fissures et des karsts qui composent ces types de roches.

De ce fait, la zone Ouest de la commune fait partie du bassin d'alimentation de la nappe de Saida (Zone à protéger). Cependant quelques endroits situés au centre de la commune montrent des indices de présence d'eau dans les poches superficielles.

On peut noter la présence de 14 puits et 4 sources se trouvant sur la nappe phréatique superficielle qui permettent à une partie de la population rurale de s'alimenter en eau et d'abreuver son cheptel. Leurs débits sont faibles mais rassurant, il est de l'ordre de 1 à 5 l/s.

Sur les nappes profondes, on dénombre quatre (04) forages destinés en majorité à l'alimentation en eau potable, mais dont les débits ne sont pas intéressants et ne dépassent guère un total de 9 à 10 l/s [2].

I.2.7. La Séismicité

Les règles parasismiques algériennes (R.P.A. 99 version 2003) classent la commune d'El Hassasna dans la zone de faible sismicité (Zone I).

Zone 0 : Sismicité nulle.

I.2.8. Situation démographique

Avec une population de 13 294 habitants, la commune d'El Hassasna est classée au huitième rang parmi les communes de la Wilaya.

L'étude de la répartition de la population de la commune d'El Hassasna, selon la dispersion permet de montrer que les 2 tiers de la population étaient concentrés dans le chef-lieu de la commune. Le reste de la population est reparti à travers l'agglomération secondaire 17,68 % et la zone éparses 10,54 %.



Figure I.4 : Classification sismiques des wilayas d'Algérie

La commune d'El Hassasna connue un mouvement de population très intense durant la période 1987 à 1998. En effet, la répartition de la population a subi un bouleversement considérable entre ces deux périodes [1].

La commune a des aspects de population rurale et semi rurale à Temesna, et elle commence à avoir les aspects de population semi urbaine et même urbaine dans le chef-lieu. Elle a un taux d'urbanisation de 66,48 % et un taux d'agglomération de 88,16 %.

La population est divisée en agglomérée et en éparse. La population agglomérée est localisée à d'El Hassasna et à Temesna cette dernière est la seule agglomération secondaire.

La population éparse est éparpillée soit en épars isolé ou en épars regroupé dans les hameaux, les douars et les fermes près de l'ACL, tels que Ouled Amira, Ouled Bouazza, et Ghmarsa [1].

Tableau I.3: Répartition de la population dans la commune d'El Hassasna (RGPH, 2008)

Localités	Nombre d'habitant 2008	%
El Hassasna	9 543	71,78
Temesna	2 350	17,68
Zone éparse	1 401	10,54
Total	13 294	100,00

I.2.9. Situation des équipements

La commune dispose de plusieurs équipements nécessaires à savoir, des équipements scolaires, sanitaires, socioculturels, et commerciaux, etc. Le tableau 1.3 énumère les différents équipements existants.

Tableau I.4 : Les équipements existants d'El Hassasna [1]

Classe d'équipement	Nom de l'équipement	Nombre
Scolaires	Écoles primaires	08
	Écoles primaires	05
	Lycée	02
	C.F.P.A.	01
Sanitaires	Polyclinique	01
	Salle de soins	01
Administration	Daïra	01
	Commissariat	02
	Sub/agricole	01
	PTT	01
	Gendarmerie	02
	Protection Civil	01
	APC	01
Culturels et sportifs	Mosquée	05
	Centre culturel	01
	Salle de sport	01
	Stade	01
Commerciaux	Douche	02
	Café	09
	Boulangerie	02
	Restaurant	06
	Station de service	02
	Station de lavage	03

Chapitre II

Estimation de besoins en eau

Chapitre II

Estimation de besoins en eau

II.1. Introduction

Pour un développement durable et une vision futuriste du secteur d'alimentation en eau potable d'El Hassasna, il y'a lieu de faire une estimation de ses besoins en eau. Celle-ci est faite en fonction de l'évolution de sa population pour différents horizons.

II.2. Estimation de besoins en eau et de la population future

II.2.1 Estimation de besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.2.2 Estimation de la population future

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2049, est déterminée par la formule (2.1) :

$$P = P_0(1 + \tau)^n \quad (2.1)$$

Avec :

P : Population future à l'horizon 2049, (hab.).

P_0 : Population actuelle, (hab.).

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

τ : Taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%). Ce paramètre dépend de plusieurs facteurs tels que :

- Mode de vie,
- L'éducation (planning familiale),
- Le développement socioculturel.

D'après les informations obtenues de l'A.P.C. d'El Hassasna, le taux d'accroissement de la commune est l'ordre de 2,76 %. L'évolution de la population à moyen et à long terme se résume dans le tableau II.1 :

Tableau II-1 : Estimation de la population pour différents horizons

Année	2020	2035	2050
Population	13231	19905	29945

II.3 Estimation des besoins en eau

II.3.1 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est désignée par ($Q_{moy j}$) et calculée par la formule (2.2) :

$$Q_{moy j} = \frac{(N.d)}{1000} \quad (2.2)$$

Avec :

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

N : nombre d'habitants ;

d : dotation moyenne en (l/j/hab).

II.3.2 Besoins en eau par catégorie

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement détaillé de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune d'El Hassasna il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins culturels et sportifs ;
- Besoins commerciaux ;

II.3.3 Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

II.3.4 Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy j} = \frac{(N_i \cdot q_i)}{1000} \quad (2.3)$$

Avec :

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

N_i : Nombre des usagers pour chaque groupe de catégorie de consommateurs (usager),
 q_i Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/usager),
 i : Nombre de groupes.

II.4 Calcul des besoins en eau

II.4.1 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs donnent une variation saisonnière, une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie en fonction du nombre d'habitants se situe comme suit :

Tableau II-2 : la variation de la dotation suivant le nombre d'habitants

Nombre d'habitants (Habitant)	Dotation (l/j/hab.)
Moins de 2000	125
Moins de 20000	150 à 200
20000 à 100000	200 à 300
Plus de 100000	300 à 350

Selon les informations recueillies auprès de la subdivision de la ville d'El Hassasna, la dotation en eau est prise : **200 l/j/hab.**

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques :

II.4.1.1 Les besoins domestiques

Tableau II-3 : Besoins domestiques.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
2050	29945	200	5989

II.4.1.2 Besoins scolaires

Le tableau II-4 résume les besoins scolaires :

Tableau II-4 : Besoins scolaires.

Équipements	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Consommation journalière	
				(m ³ /j)	(l/s)
8 écoles primaires	Élèves	3200	20	64	0,74
5 C.E.M	Élèves	3000	20	60	0,69
2 Lycée	Élèves	1950	20	39	0,45
C.F.P.A.	Élèves	230	15	3,45	0,04
Totale				166,45	0,91

II.4.1.3 Besoins sanitaires

Le tableau suivant récapitule les besoins sanitaires :

Tableau II-5 : Besoins sanitaires.

Équipements	Unité de mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consommation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Polyclinique	Lit	1	165	200	33	0,38
Salle de soins	Lit	1	4	200	0,8	0,01
Totale					33,8	0,39

II.4.1.4 Besoins administratifs :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs :

Tableau II-6 : Besoins administratifs.

Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consommation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Daïra	Employé	1	30	10	0,3	0,003
Commissariat	Employé	2	50	15	0,75	0,009
Sub/agricole	m ²	1	180	5	0,9	0,011
PTT	Employé	1	12	15	0,18	0,002
Gendarmerie	Employé	2	60	15	0,9	0,011

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consumation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Protection Civil	Employé	1	30	40	1,2	0,013
A.P.C.	Employé	1	50	10	0,5	0,005
OAIC	m ²	1	650	2	1,3	0,015
Hangar de Sempac	m ²	1	200	2	0,4	0,005
Totale					6,43	0,072

II.4.1.5 Besoins Culturels et sportifs :

Le tableau suivant détermine les besoins culturels et sportifs :

Tableau II-7 : Culturels et sportifs.

Type d'équipement	Unité mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consumation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Mosquée	Fidèle	5	3000	20	60	0,69
Centre culturel	Place	1	50	20	1	0,016
Salle de sport	Sportif	1	15	20	0,3	0,003
Stade	m ²	2	15000	2	30	0,347
Totale					91,3	1,056

II.4.1.3 Besoins commerciaux

Le tableau suivant montre les besoins commerciaux :

Tableau II-8 : Besoins commerciaux.

Type d'équipement	Unité mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consumation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Douche	Poste	2	40	200	8	0,093
Café	Cafétérias	9	9	500	4,5	0,053
Boulangerie	Tonnes	2	40	40	1,6	0,018
Restaurant	Clients	6	400	100	40	0,46
Station de service	Voiture	2	60	50	3	0,035

Type d'équipement	Unité mesure	Nombre d'équipement	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consumation journalière	
					(m ³ /j)	(l/s)
Station de lavage	Voiture	3	45	150	6,75	0,078
Totale					63,85	0,74

II.5 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon 2049.

Tableau II-9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Type de besoins en eau	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Besoins domestiques	5989
Besoins scolaires	166,45
Besoins sanitaires	33,88
Besoins administratifs	6,43
Besoins culturels et sportifs	91,30
Besoins commerciaux	63,85
Totale	6350,91

II.7. Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous l'avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national. Le débit journalier est égal à 6350,91 m³/j, est celui qui sera consommé moyennement à l'horizon 2050.

Chapitre III

Variation des débits de consommation

Chapitre III

Variation des débits de consommation

III.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien le graphique de la consommation d'eau pour l'agglomération considère.

III.2 Variation des débits de consommation

La consommation de l'eau varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et il dépend du mode de vie de la population.

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

III.2.1 Coefficient d'irrégularité

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, occasionnés au niveau du réseau, est liée à l'état de ce dernier. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

III.2.1.1 Coefficient d'irrégularité maximal ($K_{\max j}$)

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation de la journée la plus chargée de l'année et la consommation moyenne journalière de l'année :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (3.1)$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière [m^3/j],

$Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j].

Ce coefficient permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyenne journalier. Il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10 à 30 %.

Dans la pratique le coefficient d'irrégularité maximal ($K_{\max j}$) varie entre 1,1 et 1,3.

Dans le cas du présent projet ce coefficient est pris égal à 1,2.

III.2.1.2 Coefficient d'irrégularité minimal ($K_{\min j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale et la consommation moyenne journalière, donnée par la relation suivante :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (3.2)$$

Avec :

$Q_{\min j}$: Consommation minimale journalière [m^3/j],

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. Il varie entre 0,7 à 0,9.

Dans cette étude, on prend $K_{\min j} = 0,8$

III.2.2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Ce débit, relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Il est donné par la formulé (3.3) :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \cdot Q_{\text{moy } j} \quad (3.3)$$

III.2.3 Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

La consommation minimale journalière présente la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année, il est donné par la formule (3.4) :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \cdot Q_{\text{moy } j} \quad (3.4)$$

Le tableau III-1 récapitule les différentes valeurs des consommations et des coefficients.

Tableau III-1 : Valeurs des différentes consommations

$Q_{\text{moy } j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} \text{ (m}^3/\text{j)}$
6350,91	0,8	5080,73	1,2	7621,09

III.3 Variation des débits de consommation horaire

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante (3.5) :

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\text{moy } j}}{24} \quad (3.5)$$

III.3.1 Consommation maximale horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation (3.5) :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \cdot Q_{\text{moy } h} \quad (3.5)$$

Avec :

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire en (m³/h),

$Q_{\text{moy } h}$: Débit moyen horaire en (m³/h) ;

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

III.3.1.1 Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{\max h}$)

Le coefficient d'irrégularité maximal horaire représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population, le degré du confort et du régime de travail des équipements. Il est calculé par l'utilisation de l'expression (3.6) :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (3.6)$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du degré du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail. Il varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour cette étude, on prend $\alpha_{\max} = 1,2$.

β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II-12 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III-2 : Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Le nombre d'habitants de la ville d'El Hassasna est estimé à 29141 habitants, donc la valeur du coefficient $\beta_{\max} = 1,19$. Donc, la valeur du coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{\max h}$) par l'application de la formule (3.6) est $K_{\max h} = 1,2 \cdot 1,19 = 1,428$.

III.3.2 Consommation minimale horaire

La consommation minimale horaire correspond à l'heure la moins chargée des 24h. Cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée par l'expression (3.7) :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \cdot Q_{\text{moy} h} \tag{3.7}$$

Avec :

$Q_{\min h}$: Débit minimum horaire en (m³/h)

$Q_{\text{moy} h}$: Débit moyen horaire en (m³/h) ;

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

III.3.2.1 Coefficient d'irrégularité minimal horaire ($K_{\min h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation. Il est déterminé par l'application de la formule (3.8) :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \tag{3.8}$$

Avec :

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-13 donne la variation de ce coefficient en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III-3 : Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Pour les valeurs des coefficients $\beta_{\min} = 0,55$ et $\alpha_{\min} = 0,5$, la valeur du coefficient $K_{\min h}$ est $K_{\min h} = 0,5 \cdot 0,55 = 0,275$

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable

Tableau III-4 : Récapitulatif des débits journaliers

Dotation (l/j/hab)	Population (hab.)	Q_{moy,j} (m³/j)	Q_{max,j} (m³/j)	Q_{min,j} (m³/j)
200	29945	6350,91	7621,09	5080,73

Tableau III-5 : Récapitulatif des débits horaires

Dotation (l/j/hab)	Population (hab)	Q_{moy,h} (m³/j)	Q_{max,h} (m³/j)	Q_{min,h} (m³/j)
200	29945	317,54	453,44	87,32

II.8 Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires pendant la journée est représentée en fonction du nombre d'habitants sur le tableau III-6.

Remarque

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier des agglomérations.

Tableau III-6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [4]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Agglomération de type rurale	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
0 – 1	0,75	01	01,50	03	3,35
1 – 2	0,75	01	01,50	3,2	3,25
2 – 3	01	01	01,50	2,5	3,3
3 – 4	01	01	01,50	2,6	3,2
4 – 5	03	02	02,50	3,5	3,25
5 – 6	5,5	03	03,50	4,1	3,4
6 – 7	5,5	05	04,50	4,5	3,85
7 – 8	5,5	6,5	05,50	4,9	4,45
8-9	3,5	6,5	06,25	4,9	5,2
9-10	3,5	5,5	06,25	4,6	5,05

Heures	Nombre d'habitants				
	Agglomération de type rurale	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
10 – 11	06	4,5	06,25	4,8	4,85
11 – 12	8,5	5,5	06,25	4,7	4,6
12 – 13	8,5	07	05,00	4,4	4,6
13 – 14	06	07	05,00	4,1	4,55
14 – 15	05	5,5	05,50	4,2	4,75
15 – 16	05	4,5	06,00	4,4	4,7
16 – 17	3,5	05	06,00	4,3	4,65
17 – 18	3,5	6,5	05,50	4,1	4,35
18 – 19	06	6,5	05,00	4,5	4,4
19 – 20	06	5,0	04,50	4,5	4,3
20-21	06	4,5	04,00	4,5	4,3
21-22	03	03	03,00	4,8	3,75
22 – 23	02	02	02,00	4,6	3,75
23 – 24	01	01	01,50	3,3	3,7

Le nombre d'habitants de la ville d'El Hassasna à l'an 2049 est estimé à 29141 habitants, la répartition choisit est celle qui varie entre 10001 et 50000 habitants. La durée d'arrosage est prévue pour cinq heures pendant la journée. Les résultats des calculs de la consommation horaire sont représentés dans le tableau III-7 :

Tableau III-7 : Calcul des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 7621,09 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0 – 1	01,50	114,32	1,5	108,47
1 – 2	01,50	114,32	3	216,94
2 – 3	01,50	114,32	4,5	325,41
3 – 4	01,50	114,32	6	433,88
4 – 5	02,50	190,53	8,5	614,66
5 – 6	03,50	266,74	12	867,75
6 – 7	04,50	342,95	16,5	1193,15
7 – 8	05,50	419,16	22	1590,86

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 7621,09 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	8 – 9	06,25	476,32	28,25
9 – 10	06,25	476,32	34,5	2494,74
10 – 11	06,25	476,32	40,75	2946,68
11 – 12	06,25	476,32	47	3398,62
12 – 13	05,00	381,05	52	3760,17
13 – 14	05,00	381,05	57	4121,72
14 – 15	05,50	419,16	62,5	4519,43
15 – 16	06,00	457,26	68,5	4953,29
16 – 17	06,00	457,26	74,5	5387,15
17 – 18	05,50	419,16	80	5784,86
18 – 19	05,00	381,05	85	6146,41
19 – 20	04,50	342,95	89,5	6471,81
20-21	04,00	304,84	93,5	6761,05
21-22	03,00	228,63	96,5	6977,98
22 – 23	02,00	152,42	98,5	7122,61
23 – 24	01,50	114,32	100	7231,09
Somme	100 %	7621,09		

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour le programme d'El Hassasna est de $476,32 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 08 h et midi.

$$Q_{\text{pointe}} = 476,32 \text{ m}^3/\text{h} = 132,11 \text{ l/s}$$

Un diagramme à barres qui représente la consommation en eau de l'agglomération est donnée dans la Figure III-1.

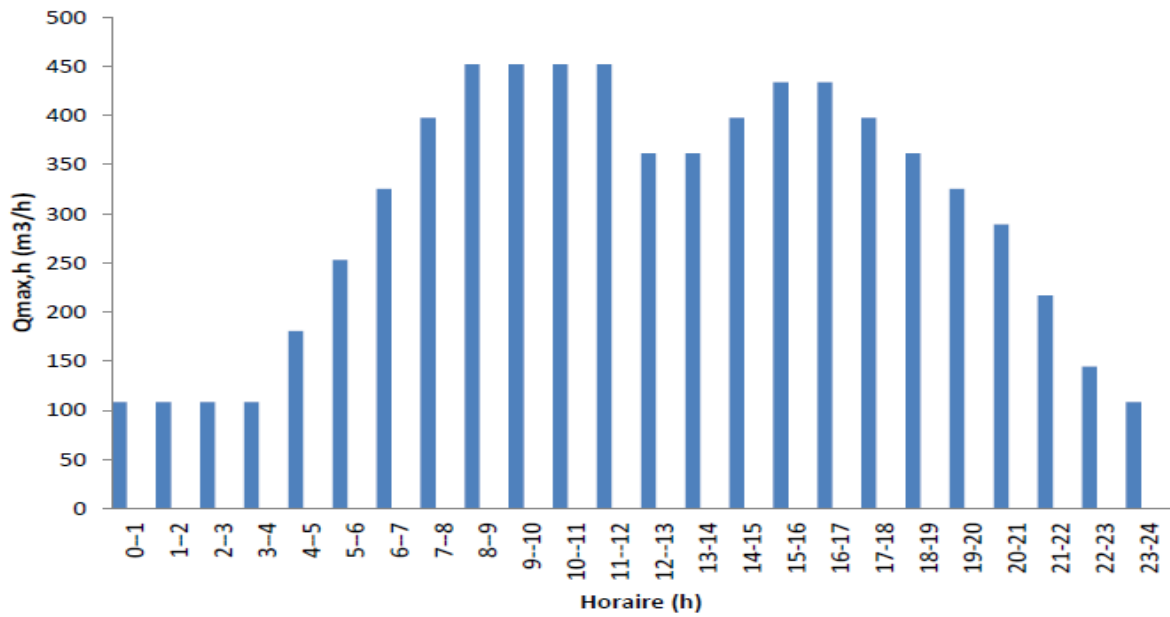


Figure III-1. : Consommation en eau d’El Hassasna.

La Figure II-2 représente la consommation en eau de l’agglomération d’El Hassasna pendant 24 heures.

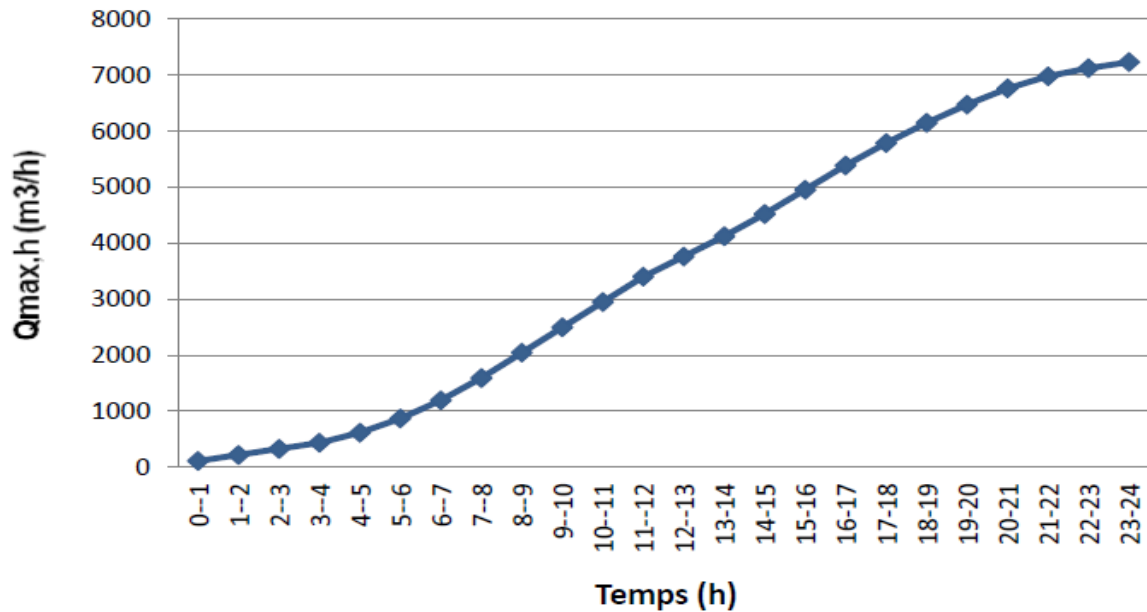


Figure III-2. : Courbe intégrale de la consommation en eau d’El Hassasna.

III.4 Conclusion

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de $5828,2 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 67 l/s pour l'année 2050.

Dans ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier et le débit horaire de pointe correspondante qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.

Chapitre IV

Étude du réservoir

Chapitre IV

Étude du réservoir

IV.1 Introduction

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau de la distribution publiques), soit usée (eau d'égout). Parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

IV.2 Rôle du réservoir

Les réservoirs sont réalisés pour :

- Assurer une réserve tampon pour compenser les écarts entre production et consommation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Lutter contre l'incendie.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations [5].

IV.3 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela on est amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse 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 semi enterré qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé [6].

IV.4 Classification des réservoirs

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être enterrés, semi enterrés ou surélevés. Ils peuvent prendre différentes formes circulaires, carrés ou rectangulaires.

IV.5 Choix du type du réservoir

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

Le choix du type est basé sur les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction ;
- Étude architecturale très simplifiée ;
- Étanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

On adopte pour notre cas un réservoir semi enterré [5].

IV.6 Détermination de la capacité de réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en

tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. À la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe [6].

IV.7 Principe du calcul

La capacité d'un réservoir est estimée par l'utilisation :

- 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 aussi compte des débits d'apport et des débits de départ

Pour projet le projet actuel, la capacité du réservoir est déterminée par l'utilisation de la méthode graphique [6].

IV.7.1 Principe de la méthode graphique

Pour cette méthode, on calcule le cumul de la production et celui de la consommation et faire après une comparaison graphique. Le volume du réservoir est donné par la somme des valeurs absolues des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

IV.7.2 Détermination graphique de la capacité de réservoir

La détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique, exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie,

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60\text{ m}^3/\text{h}$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 .

Le volume du réservoir total est donné par la (4.1) :

$$V_r = (|\Delta V^+| + |\Delta V^-|) / 100 * Q_{\max.j} + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \quad (4.1)$$

Avec :

ΔV^- : La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant ;

ΔV^+ : La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant ;

$Q_{\max.j}$: Débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m^3/j) ;

V_{inc} : Volume d'incendie = 120 m^3 [7].

Tableau IV-1 : Calcul de la capacité du réservoir.

Heures	Consommation %	Pompage (Apport) %	Cumul de consommation %	Cumul de pompage %	Stockage ΔV^+ %	Déstockage ΔV^- %
0-1	01,50	5	1,50	5	4,50	
1-2	01,50	5	3,00	10	7,00	
2-3	01,50	5	4,50	15	10,50	
3-4	01,50	5	6,00	20	14,00	
4-5	02,50	5	8,50	25	16,50	
5-6	03,50	5	12,00	30	18,00	
6-7	04,50	5	16,50	35	18,50	
7-8	05,50	5	22,00	40	18,00	
8-9	06,25	5	28,25	45	16,25	
9-10	06,25	5	34,50	50	15,50	
10-11	06,25	5	40,75	55	14,25	
11-12	06,25	5	47,00	60	13,00	
12-13	05,00	5	52,00	65	13,00	
13-14	05,00	5	57,00	70	13,00	
14-15	05,50	5	62,50	75	12,50	
15-16	06,00	5	68,50	80	11,50	

Heures	Consommation %	Pompage (Apport) %	Cumul de consommation %	Cumul de pompage %	Stockage ΔV^+ %	Déstockage ΔV^- %
16-17	06,00	5	74,50	85	10 ,50	
17-18	05,50	-	80,00	85	05,50	
18-19	05,00	-	85,00	85	00,00	
19-20	04,50	-	89,50	85		04,50
20-21	04,00	-	93,50	85		08,50
21-22	03,00	5	96,50	90		06,50
22-23	02,00	5	98,50	95		03,50
23-24	01,50	5	100	100		0
Total	100 %	100 %		100 %		

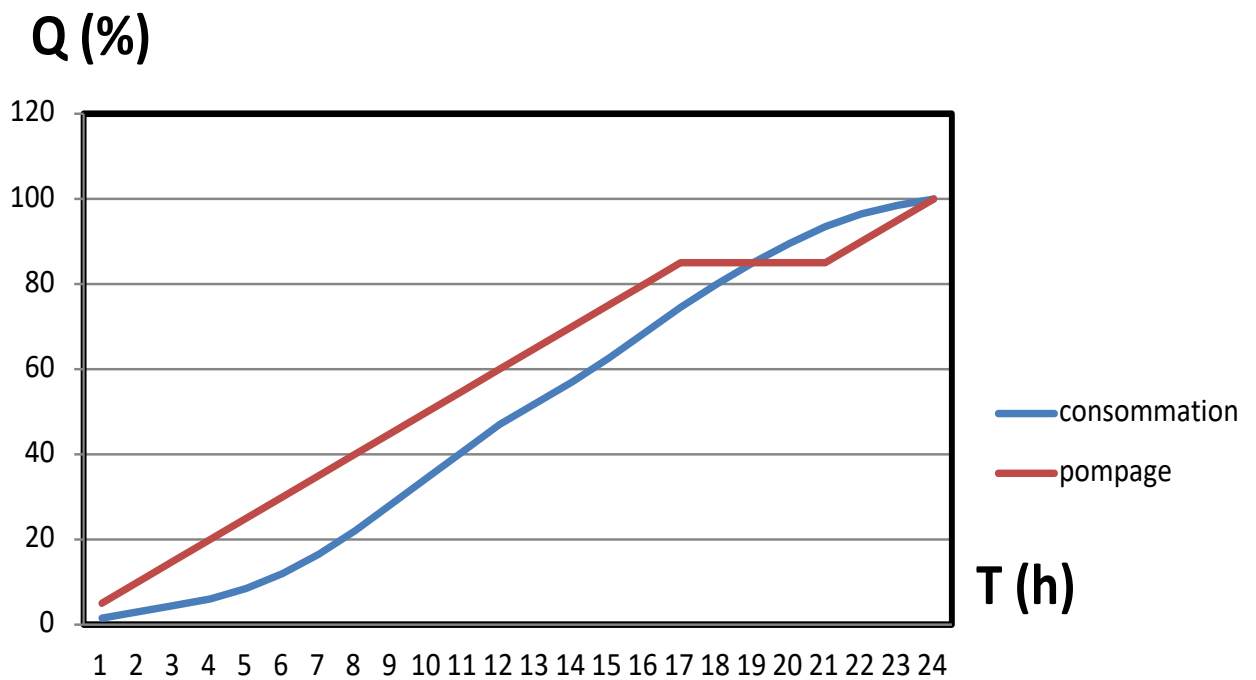


Figure IV.1 : Courbe intégrale de la consommation et du pompage

Alors, par l'application de la formule (4.1), le volume du réservoir est :

$$V_r = (|17,63| + |-9,37|) / 100 * 7621,09 + 120$$

$$V_r = 2177,69 \text{ m}^3$$

On prend une capacité normalisée du volume du réservoir la valeur $V_r = 2500 \text{ m}^3$.

IV.7.3 Dimensionnement du réservoir

Le réservoir choisi a la forme circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V_{\text{réservoir}} = S_{\text{réservoir}} * H_{\text{réservoir}} = (\pi D^2 / 4) * H_{\text{réservoir}} \quad (m^3) \quad (4.2)$$

- Calcul du diamètre du réservoir

À partir de l'équation (4.2), on peut déterminer le diamètre du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4V_{\text{réservoir}}}{\pi H_{\text{réservoir}}}} \quad (4.3)$$

Avec :

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

$S_{\text{réservoir}}$: Section de la cuve du réservoir en (m^2) ;

D : Diamètre du réservoir (m) ;

$H_{\text{réservoir}}$: Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m).

La hauteur « H » peut être variée entre (3 ÷ 6) m cette hauteur peut atteindre (7 ÷ 8) m dans les grands ouvrages.

Dans le projet actuel, la valeur de la hauteur est $H = 5$ m.

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{\pi * 5}}$$

$$D = 25,23 \text{ m} \approx 25 \text{ m}$$

- Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie

$$V_{\text{inc}} = S_{\text{réservoir}} * H_{\text{inc}} \quad (4.4)$$

D'ou :

$$H_{\text{inc}} = V_{\text{inc}} / S_{\text{réservoir}} \quad (4.5)$$

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).

Tableau IV-2 : Caractéristiques du réservoir projeté

V (m^3)	$S_{réservoir}$ (m^2)	$H_{réservoir}$ (m)	$D_{réservoir}$ (m)	$V_{incendie}$ (m^3)	$H_{incendie}$ (m)
2500	490,62	5	25	120	0,244

Chapitre V

Adduction

Chapitre V

Adduction

V.1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....)

V.2. Topologie des systèmes d'adduction :

Il y a deux types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.
- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

V.3. Choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisi d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économiques telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.

- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

V.4. Choix du type des conduites :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

❖ Conduites en PEHD :

➤ Avantage :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonnes propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.

- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD.

❖ **Conduite en fonte :**

➤ **Avantage :**

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Un ensemble homogène complet ;
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés) ;
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple ;

V.5. Etude technico-économique des conduites :

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

V.5.1- Calcul du diamètre économique de la conduite :

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit maximal en situation futur soit :

$$8277,96 \text{ m}^3/\text{j} = 95,8 \text{ l/s}$$

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

➤ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (5.1)$$

➤ Formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (5.2)$$

D : Diamètre de la conduite (m).

Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS ; qui est le plus économique.

V.5.2- Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (5.3)$$

Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

V.5.3- Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

V.5.3.1- Les pertes de charges linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY

WEISBACH :

$$H_L = \lambda * L * \frac{V^2}{2gD} \quad (5.4)$$

H_L : Pertes de charge linéaires (m).

L : longueur de la conduite (m).

V : Vitesse d'écoulement en m/s,

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$)

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

Avec :

$$J = \frac{H_L}{L} \quad (5.5)$$

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,

• **Calcul du coefficient des pertes de charges λ**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on

• **Régime turbulent rugueux**

- Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 * \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (5.6)$$

• **Régime transitoire**

- Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (5.7)$$

Avec :

- λ : Coefficient de pertes de charge,

- D : Diamètre du tuyau en m,

- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Si :

- $\text{Re} < 2000$ régime est laminaire.
- $2000 < \text{Re} < 3000$ régime est intermédiaire.
- $\text{Re} > 3000$ régime turbulent.

• **Pour les tubes en PEHD :**

$K = 0,01$ si $D \leq 200 \text{ mm}$,

$K = 0,02$ si $D > 200 \text{ mm}$,

- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (5.8)$$

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

V.5.3.2- les pertes de charge singulières :

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets, ...), elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0,1 * H_L \quad (5.9)$$

- 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte :

$$H_s = 0,15 * H_L \quad (5.10)$$

V.5.3.3- Les pertes de charge totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

- Pour le PEHD :

$$H_T = 1,1 * H_L = 1,1 * j * L \quad (5.11)$$

- Pour la fonte :

$$H_T = 1,15 * H_L = 1,15 * j * L \quad (5.12)$$

Tableau V-1 : Calcul Les pertes de charge totales H_T .

Adduction	Nature	D (m)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_L (m)	H_T (m)
Sidi Gacem	PEHD	0,16	710	0,59	94400	0,08005	0,02771	19,67	21,63
Tiffrit	Fonte	0,20	670	0,64	128000	0,07240	0,02359	15,80	18,17
OumSmen	Fonte	0,20	1070	0,70	140000	0,07240	0,02823	30,20	34,74

Chapitre VI

Étude du réseau de distribution

Chapitre VI

Étude du réseau de distribution

VI.1. Introduction

L'eau est distribuée sous pression par des canalisations souterraines, en générale sous la voie publique, sur lequel raccordent les branchements d'alimentations des immeubles.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs

VI.2. Types des réseaux [12]

Il existe plusieurs types des réseaux, dans les principes :

- Réseau ramifié, réseau maille et réseau étage.

VI.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnées en aval.

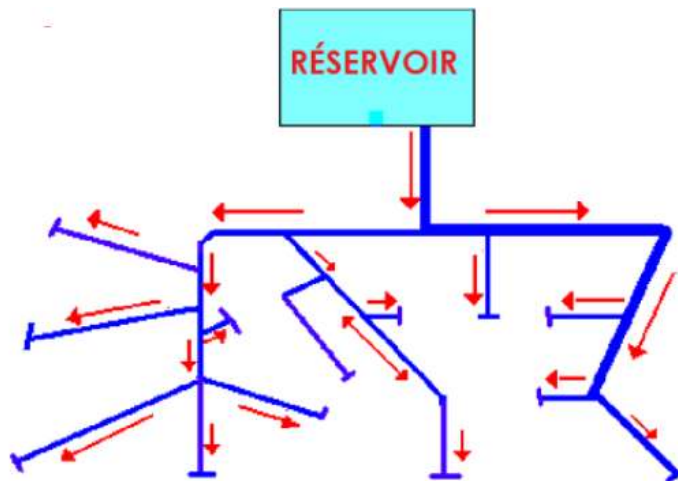


Figure VI-1 : Réseau ramifié

VI.2.2. Réseau maillé

Le réseau maille permet, au contraire, une alimentation en retour et donc l'évite de l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon endommagé. Il est bien entendu plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être préféré au réseau ramifié.

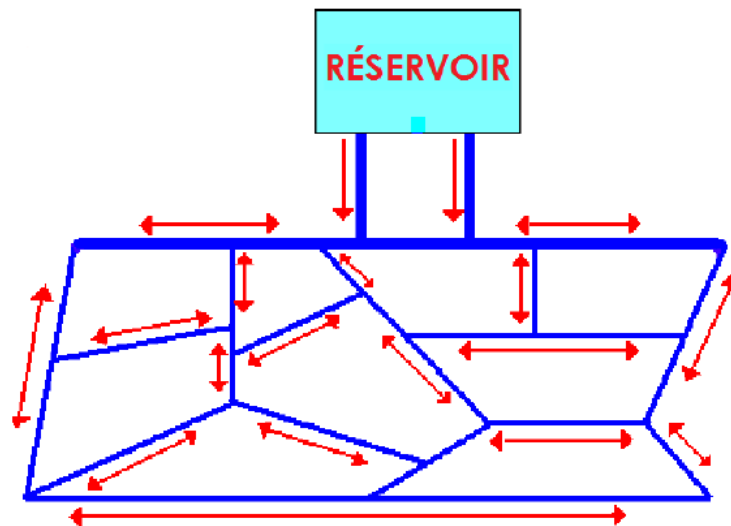


Figure VI-2 : Réseau maille

VI.2.3. Réseaux étagés

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas.

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau.

VI.3. Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue ces différents types de réseaux de distribution les plus utilisés (les réseaux ramifiés, les réseaux mailles, les réseaux mixtes : ramifiés et maillés). Le réseau de distribution choisi dans cette étude est le réseau maillé car le tissu urbain présente un avantage pour cela.

VI.4. Principe de traçage d'un réseau maille

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- La configuration de la ville ;

- Choisir les lieux des consommateurs ;
- Tracer les conduites maitresses de tel façon on peut prévoir les conduites secondaires
- La disposition des rues ;
- Le tracé le plus court possible est souhaité.

VI.5. Choix du type des conduites

Des nombreux types de tuyaux sont disponibles, on peut les classée en fonction des types des matériaux avec lesquels ils sont fabriques : Fonte grise, fonte ductile, acier, PVC et PEHD.

Donc, on utilise des canalisations en PEHD avec une pression nominale $PN = 6$ bars pour des raisons suivantes :

- ✓ Sa disponibilité dans la marche nationale.
- ✓ Sa résistance a la corrosion.
- ✓ Une dure de vie plus de 50 ans.
- ✓ Les pertes des charges son minimum grâce à ces parois lisses.

VI.6. Paramètres des réseaux

VI.6.1. Débits

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe.

VI.6.2. Choix du diamètre

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se referai aux catalogues ou on expose les diamètres normalises et commerciales.

VI.6.3. La vitesse

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui sont supérieures à 1,5 (m/s) favorisent la dégradation des parois internes de la conduite, et que les faibles vitesses qui inferieur a 0.5 (m/s) favorisent la formation des dépôts dans les conduites.

Donc, il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans la conduite doive être comprise entre 0,5 et 1,5 (m/s)

VI.6.4. Pression de service

Cette pression ne peut être inférieure à 1 bar afin d'assurer le fonctionnement de certains appareils (chauffe-bain par exemple). Elle ne doit pas dépasser 6 bars afin d'éviter la dégradation du matériel.

VI.7. Calcul du réseau par la méthode de Hardy-Cross

Il faut savoir qu'on ne peut déterminer le débit réel, et le sens exact d'écoulement, qu'après avoir suivi certaines hypothèses et conditions, en tenant compte du fait que pour assurer une circulation d'eau normale, il faut avoir au point de rencontre des deux courants d'eau des pressions égales ;

Parmi les diverses méthodes qui règlent ce problème, le calcul par la méthode manuelle d'HARDY Cross, permet par approximations successives d'obtenir le débit réel qui circulera dans chaque tronçon du réseau, et le sens de l'écoulement de celui-ci.

VI.7.1. La base de la méthode

La méthode de HARDY Cross basée sur les deux lois suivantes :

❖ 1^e loi (équation de continuité de Kirchhoff)

La somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants dans chaque nœud.

$$\sum Q_e = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \sum Q_s \quad (5.1)$$

❖ 2^e loi (loi des mailles)

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle
 $\Rightarrow \sum \Delta h = 0$.

Par l'application des deux lois de Kirchhoff, on obtient :

❖ Calcul du débit correctif :

$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta h}{2 \sum (\Delta h / Q)} \quad (5.2)$$

VI.7.2. Application de la méthode

Le principe de calcul consiste à fixer dans chaque maille, une répartition arbitraire des débits et un sens d'écoulement choisi, de manière à satisfaire la 1^{ère} loi. Après cette étape on applique la deuxième loi, si elle n'est pas vérifiée on doit corriger la répartition arbitraire avec l'ajout du débit correctif ($Q_{rr} \neq \Delta Q$).

La correction sera refaite jusqu'à ce que le résultat de la somme des pertes de charge sera une valeur négligeable (-0.5 ÷ 0.5 m)

VI.8. Calcul du réseau

Le système choisi dans notre cas est celui avec un réservoir de tête qui est caractérisé par deux cas : - Cas de pointe.

- Cas de pointe +incendie

VI.9. Détermination des débits de dimensionnement

VI.9.1. Débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre la somme des débits en route et la somme des longueurs de tous les tronçons ;

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (5.3)$$

Avec :

Q_{spe} : Débit spécifique (l/s/ml) ;

$\sum Q_r$: Somme des débits en route (l/s) ;

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau (ml).

Dans notre cas :

$$\sum Q_r = Q_p = 132,31 \text{ (l/s)}$$

$$\sum L_i = 3398,22 \text{ m}$$

Par l'application de la formule ci-dessus on obtient :

$$Q_{spe} = \frac{132,31}{3398,22} = 0,038935089 \text{ (l/s/ml)}$$

VI.9.2. Débits en route

Le débit en route de chaque tronçon est un débit uniformément reparté sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spe} * L_i \quad (5.4)$$

Ou :

Q_{spe} : Débit spécifique (l/s/ml) ;

L_i : Longueur propre de chaque tronçon (m).

VI.9.3. Débits aux nœuds (nœuds)

Les débits nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r + \sum Q_{con} \quad (5.5)$$

Q_{ni} : débit du nœud considéré. (l/s) ;

$\sum Q_r$: Somme des débits en route convergents vers le nœud considéré (l/s) ;

$\sum Q_{con}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Les résultats du calcul sont établis dans les tableaux suivants :

❖ Cas de pointe

Dans notre cas

$$Q_{con} = 0.$$

Donc :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r$$

Le tableau suivant nous résume les débits du calcul pour le cas de pointe :

Tableau VI-1 : Détermination des débits de calcul (Zone A)

Heure de pointe (17h à 18h)	Q_p (l/s)	132,31
	Q_{con} (L/s)	-
	$\sum_{i=1}^{n=24} L_i$ (m)	3398,22
	Q_{spe}	0,038935089

Tableau VI-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone A)

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_n l/s
N1	N1_N2	141,71	0,038935089	5,51749	13,50
	N1_N6	104,06		4,05158	
	N1_N7	192,28		7,48644	
	N1_N11	204,80		7,97391	
	N1_R1	50,46		1,96466	
N2	N2_N1	141,71		5,51749	10,13
	N2_N3	378,56		14,73927	
N3	N3_N4	60,97		2,37387	8,56
	N3_N2	378,56		14,73927	
N4	N4_N5	68,20		2,65537	5,03
	N4_N3	60,97		2,37387	
N5	N5_N6	256,12		9,97205	6,31
	N5_N4	68,20		2,65537	
N6	N6_N1	104,06		4,05158	7,01
	N6_N5	256,12		9,97205	
N7	N7_N8	65,17		2,53740	5,01
	N7_N1	192,28		7,48644	
N8	N8_N9	67,31		2,62072	2,58
	N8_N7	65,17		2,53740	
N9	N9_N10	87,45		3,40487	3,01
	N9_N8	67,31		2,62072	
N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	
N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	
	N11_N13	100,00	3,89351		
	N11_N1	204,80	7,97391		
N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	
N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	
	N13_N14	75,91	2,95556		

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_n l/s
	N13_N17	384,45	0,038935089	14,96859	
	N13_N11	100,00		3,89351	
N14	N14_N15	204,89		7,97741	5,46
	N14_N13	75,91		2,95556	
N15	N15_N16	125,53		4,88752	6,43
	N15_N14	204,89		7,97741	
N16	N16_N15	125,53		4,88752	2,44
N17	N17_N20	188,09		7,32330	13,00
	N17_N18	95,07		3,70234	
	N17_N13	384,45		14,96859	
N18	N18_N19	224,33		8,73431	6,21
	N18_N17	95,07		3,70234	
N19	N19_N21	83,33		3,24446	7,15
	N19_N20	59,64		2,32209	
	N19_N18	224,33		8,73431	
N20	N20_N19	59,64		2,32209	4,82
	N20_N17	188,09		7,32330	
N21	N21_N19	83,33		3,24446	1,62
N22	N22_N13	70,41		2,74142	1,37

❖ Cas de pointe + d'incendie

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r + Q_{con}$$

Tableau VI-3 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + d'incendie

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_{con} l/s	Q_n l/s
N1	N1_N2	141,71	0,038935089	5,51749	17	30,50
	N1_N6	104,06		4,05158		
	N1_N7	192,28		7,48644		
	N1_N11	204,80		7,97391		
	N1_R1	50,46		1,96466		
N2	N2_N1	141,71		5,51749		10,13
	N2_N3	378,56		14,73927		
N3	N3_N4	60,97		2,37387		8,56
	N3_N2	378,56		14,73927		
N4	N4_N5	68,20		2,65537		5,03
	N4_N3	60,97	2,37387			

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_{con} l/s	Q_n l/s																																																																																																																																																	
N5	N5_N6	256,12	0,038935089	9,97205		6,31																																																																																																																																																	
	N5_N4	68,20		2,65537			N6	N6_N1	104,06	4,05158	7,01	N6_N5	256,12	9,97205	N7	N7_N8	65,17	2,53740	5,01	N7_N1	192,28	7,48644	N8	N8_N9	67,31	2,62072	2,58	N8_N7	65,17	2,53740	N9	N9_N10	87,45	3,40487	3,01	N9_N8	67,31	2,62072	N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	N11_N13	100,00	3,89351	N11_N1	204,80	7,97391	N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	N13_N14	75,91	2,95556		N13_N17	384,45	14,96859		N13_N11	100,00	3,89351		N14	N14_N15	204,89	7,97741	5,46	N14_N13	75,91	2,95556		N15	N15_N16	125,53	4,88752	6,43	N15_N14	204,89	7,97741		N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44	N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00	N17_N18	95,07	3,70234		N17_N13	384,45	14,96859		N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21	N18_N17	95,07	3,70234		N19	N19_N21	83,33	3,24446	7,15	N19_N20	59,64	2,32209		N19_N18	224,33	8,73431		N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82	N20_N17	188,09	7,32330		N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62	N22	N22_N13	70,41
N6	N6_N1	104,06		4,05158		7,01																																																																																																																																																	
	N6_N5	256,12		9,97205			N7	N7_N8	65,17	2,53740	5,01	N7_N1	192,28	7,48644	N8	N8_N9	67,31	2,62072	2,58	N8_N7	65,17	2,53740	N9	N9_N10	87,45	3,40487	3,01	N9_N8	67,31	2,62072	N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	N11_N13	100,00	3,89351		N11_N1	204,80	7,97391		N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	N13_N14		75,91	2,95556		N13_N17	384,45	14,96859		N13_N11	100,00	3,89351		N14	N14_N15	204,89	7,97741	5,46	N14_N13	75,91	2,95556		N15	N15_N16	125,53	4,88752	6,43	N15_N14	204,89	7,97741		N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44	N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00		N17_N18	95,07	3,70234		N17_N13	384,45	14,96859		N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21	N18_N17	95,07	3,70234		N19	N19_N21	83,33	3,24446		7,15	N19_N20	59,64	2,32209		N19_N18	224,33	8,73431		N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82	N20_N17	188,09	7,32330		N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62	N22	N22_N13	70,41	2,74142	1,37	
N7	N7_N8	65,17		2,53740		5,01																																																																																																																																																	
	N7_N1	192,28		7,48644			N8	N8_N9	67,31	2,62072	2,58	N8_N7	65,17	2,53740	N9	N9_N10	87,45	3,40487	3,01	N9_N8	67,31	2,62072	N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	N11_N13	100,00	3,89351		N11_N1	204,80	7,97391		N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	N13_N14	75,91	2,95556			N13_N17	384,45	14,96859		N13_N11	100,00	3,89351		N14	N14_N15	204,89	7,97741	5,46	N14_N13	75,91	2,95556		N15	N15_N16	125,53	4,88752	6,43	N15_N14	204,89	7,97741		N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44	N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00	N17_N18	95,07	3,70234			N17_N13	384,45	14,96859		N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21	N18_N17	95,07	3,70234		N19	N19_N21	83,33	3,24446	7,15	N19_N20	59,64	2,32209			N19_N18	224,33	8,73431		N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82	N20_N17	188,09	7,32330		N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62	N22	N22_N13	70,41	2,74142	1,37									
N8	N8_N9	67,31		2,62072		2,58																																																																																																																																																	
	N8_N7	65,17		2,53740			N9	N9_N10	87,45	3,40487	3,01	N9_N8	67,31	2,62072	N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	N11_N13	100,00	3,89351		N11_N1	204,80	7,97391		N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	N13_N14	75,91	2,95556			N13_N17	384,45	14,96859		N13_N11	100,00	3,89351		N14	N14_N15	204,89	7,97741	5,46	N14_N13	75,91	2,95556		N15	N15_N16	125,53	4,88752	6,43	N15_N14	204,89	7,97741		N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44	N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00	N17_N18	95,07	3,70234			N17_N13	384,45	14,96859		N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21	N18_N17	95,07	3,70234		N19	N19_N21	83,33	3,24446	7,15	N19_N20	59,64	2,32209			N19_N18	224,33	8,73431		N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82	N20_N17	188,09	7,32330		N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62	N22	N22_N13	70,41	2,74142	1,37																	
N9	N9_N10	87,45		3,40487		3,01																																																																																																																																																	
	N9_N8	67,31		2,62072			N10	N10_N9	87,45	3,40487	1,70	N11	N11_N12	109,48	4,26261	8,06	N11_N13	100,00	3,89351		N11_N1	204,80	7,97391		N12	N12_N11	109,48	4,26261	2,13	N13	N13_N22	70,41	2,74142	12,28	N13_N14	75,91	2,95556			N13_N17	384,45	14,96859		N13_N11	100,00	3,89351		N14	N14_N15	204,89	7,97741	5,46	N14_N13	75,91	2,95556		N15	N15_N16	125,53	4,88752	6,43	N15_N14	204,89	7,97741		N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44	N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00	N17_N18	95,07	3,70234			N17_N13	384,45	14,96859		N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21	N18_N17	95,07	3,70234		N19	N19_N21	83,33	3,24446	7,15	N19_N20	59,64	2,32209			N19_N18	224,33	8,73431		N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82	N20_N17	188,09	7,32330		N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62	N22	N22_N13	70,41	2,74142	1,37																									
N10	N10_N9	87,45		3,40487		1,70																																																																																																																																																	
N11	N11_N12	109,48		4,26261		8,06																																																																																																																																																	
	N11_N13	100,00		3,89351																																																																																																																																																			
	N11_N1	204,80		7,97391																																																																																																																																																			
N12	N12_N11	109,48		4,26261		2,13																																																																																																																																																	
N13	N13_N22	70,41		2,74142		12,28																																																																																																																																																	
	N13_N14	75,91		2,95556																																																																																																																																																			
	N13_N17	384,45		14,96859																																																																																																																																																			
	N13_N11	100,00		3,89351																																																																																																																																																			
N14	N14_N15	204,89		7,97741		5,46																																																																																																																																																	
	N14_N13	75,91		2,95556																																																																																																																																																			
N15	N15_N16	125,53		4,88752		6,43																																																																																																																																																	
	N15_N14	204,89	7,97741																																																																																																																																																				
N16	N16_N15	125,53	4,88752	2,44																																																																																																																																																			
N17	N17_N20	188,09	7,32330	13,00																																																																																																																																																			
	N17_N18	95,07	3,70234																																																																																																																																																				
	N17_N13	384,45	14,96859																																																																																																																																																				
N18	N18_N19	224,33	8,73431	6,21																																																																																																																																																			
	N18_N17	95,07	3,70234																																																																																																																																																				
N19	N19_N21	83,33	3,24446	7,15																																																																																																																																																			
	N19_N20	59,64	2,32209																																																																																																																																																				
	N19_N18	224,33	8,73431																																																																																																																																																				
N20	N20_N19	59,64	2,32209	4,82																																																																																																																																																			
	N20_N17	188,09	7,32330																																																																																																																																																				
N21	N21_N19	83,33	3,24446	1,62																																																																																																																																																			
N22	N22_N13	70,41	2,74142	1,37																																																																																																																																																			

Tableau VI-4 : Détermination des débits de calcul (Zone B)

Heure de pointe (17h à 18h)	Q_p (l/s)	132,31
	Q_{con} (l/s)	-
	$\sum_{i=1}^{n=8} Li$ (m)	1547,65
	Q_{spe}	0,085490905

Tableau VI-5 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone C)

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_n l/s
N23	N23_R2	26,89	0,085490905	2,29885	21,92
	N23_N26	402,50		34,41009	
	N23_N24	83,32		7,12310	
N24	N24_N25	232,03		13,83645	14,47
	N24_N23	83,32		7,12310	
	N24_N27	93,22		7,97801	
N25	N25_N26	83,32		7,12310	10,48
	N25_N24	232,03		13,83645	
N26	N26_N23	402,50		34,41009	20,77
	N26_N25	83,32		7,12310	
N27	N27_N24	93,22		7,97801	22,72
	N27_N28	197,13		16,85282	
	N27_N28	240,99	20,60245		
N28	N28_N27	197,13	16,85282	18,73	
	N28_N27	240,99	20,60245		

❖ Cas de pointe + d'incendie

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r + Q_{con}$$

Tableau VI-6 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe et la réserve d'incendie

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_{con} l/s	Q_n l/s
N23	N23_R2	26,89	0,085490905	2,29885	17	38,92
	N23_N26	402,50		34,41009		
	N23_N24	83,32		7,12310		
N24	N24_N25	232,03		13,83645	14,47	
	N24_N23	83,32		7,12310		

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_{con} l/s	Q_n l/s
	N24_N27	93,22	0,085490905	7,97801		
N25	N25_N26	83,32		7,12310		10,48
	N25_N24	232,03		13,83645		
N26	N26_N23	402,50		34,41009		20,77
	N26_N25	83,32		7,12310		
N27	N27_N24	93,22		7,97801		22,72
	N27_N28	197,13		16,85282		
	N27_N28	240,99		20,60245		
N28	N28_N27	197,13		16,85282		18,73
	N28_N27	240,99		20,60245		

Tableau VI.7 : Détermination des débits de calcul (Zone C)

Heure de pointe (17h à 18h)	Q_p (l/s)	132,31
	Q_{con} (l/s)	-
	$\sum_{i=1}^{n=7} L_i$ (m)	1608,61
	Q_{spe}	0,082251136

Tableau VI-8 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ($Q_p = 132,31$ l/s) (Zone C)

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_n l/s
N29	N29_R3	39,02	0,082251136	3,20944	5,17
	N29_N30	86,73		7,13364	
N30	N30_N31	119,00		9,78788	21,43
	N30_N29	86,73		7,13364	
	N30_N34	315,28		25,93213	
N31	N31_N32	83,04		6,83013	8,31
	N31_N30	119,00		9,78788	
N32	N32_N33	185,30		15,24113	11,03
	N32_N31	83,04		6,83013	
N33	N33_N34	650,26		53,48462	34,36

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_n l/s
	N33_N32	185,30		15,24113	
N34	N34_N33	650,26		53,48462	39,71
	N34_N30	315,28		25,93213	

❖ Cas de pointe + d'incendie

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_r + Q_{con}$$

Tableau VI-9 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + d'incendie

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spe} l/s	Q_{tr} l/s	Q_{con} l/s	Q_n l/s
N29	N29_R3	39,02	0,082251136	3,20944	17	22,17
	N29_N30	86,73		7,13364		
N30	N30_N31	119,00		9,78788	21,43	
	N30_N29	86,73		7,13364		
	N30_N34	315,28		25,93213		
N31	N31_N32	83,04		6,83013	8,31	
	N31_N30	119,00		9,78788		
N32	N32_N33	185,30		15,24113	11,03	
	N32_N31	83,04		6,83013		
N33	N33_N34	650,26		53,48462	34,36	
	N33_N32	185,30		15,24113		
N34	N34_N33	650,26		53,48462	39,71	
	N34_N30	315,28		25,93213		

VI.10. Simulation du réseau par le logiciel (EPANET)

VI.10.1. Description

Le logiciel EPANET est un programme de Windows 95/98 NT qui effectue la simulation prolongée de période du comportement hydraulique et de qualité aquatique dans les réseaux sous pression.

Un réseau peut se composer des conduites, des nœuds, des pompes des valves et des réservoirs ou des réservoirs de stockage.

EPANET dépiste l'écoulement de l'eau dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, la hauteur de l'eau dans chaque réservoir ; et la concentration des espèces chimiques dans tout le réseau pendant une période de simulation consistée en des étapes multiples de temps.

En plus des espèces chimiques, le traçage d'âge de l'eau et de source peut également être simulé.

La version de Windows d'EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition des données d'entrée de réseau, la courbe hydraulique et les simulations de qualité de l'eau et le visionnement des résultats dans une variété de formats. Ceux-ci incluent les cartes de réseau, les tableaux de données, les graphiques de série chronologique et les parcelles de terrain de couleur à découper.

VI.10. Résultats de la simulation par le logiciel (EPANET)

Tableau VI.10 : Résultats des nœuds (Zone A)

N° du Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
1	1092,51	0,00	1102,91	10,40
2	1090,98	2,68	1102,86	11,88
3	1085,06	2,26	1102,83	17,77
4	1086,12	0,67	1102,83	16,71
5	1086,04	1,67	1102,83	16,79
6	1092,00	1,85	1102,87	10,87
7	1091,16	1,88	1102,89	11,73
8	1089,76	0,97	1102,89	13,13
9	1087,29	1,13	1102,88	15,59
10	1084,87	0,64	1102,88	18,01
11	1090,00	2,29	1101,61	11,61
12	1088,53	0,80	1101,61	13,08
13	1087,76	4,19	1101,45	13,69
14	1085,54	1,83	1101,36	15,82
15	1083,76	2,16	1101,27	17,51

Chapitre VI : Étude du réseau de distribution

16	1078,80	0,81	1101,26	22,46
17	1078,87	4,31	1100,86	21,99
18	1080,31	2,06	1100,80	20,49
19	1077,72	2,37	1100,75	23,03
20	1076,57	1,60	1100,77	24,20
21	1076,11	0,53	1100,75	24,64
22	1086,18	0,46	1101,44	15,26
R1	1101,00	-37,16	1103,00	2,00

Tableau VI-11 : Résultats du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pert. Charge (m/km)
Tuyau 1	50,46	250	37,16	0,76	1,70
Tuyau 2	141,71	150	4,53	0,26	0,42
Tuyau 3	378,56	150	1,85	0,10	0,08
Tuyau 4	60,97	150	0,41	0,02	0,00
Tuyau 5	68,20	150	1,08	0,06	0,03
Tuyau 6	256,12	150	2,75	0,16	0,16
Tuyau 7	104,06	150	4,60	0,26	0,43
Tuyau 8	192,28	160	4,62	0,15	0,11
Tuyau 9	65,17	160	2,74	0,14	0,12
Tuyau 10	67,31	160	1,77	0,09	0,05
Tuyau 11	87,45	160	0,64	0,03	0,01
Tuyau 12	204,80	160	23,61	0,16	6,35
Tuyau 13	109,48	160	0,80	0,04	0,01
Tuyau 14	100,00	200	20,32	0,65	1,65
Tuyau 15	75,91	125	4,80	0,39	1,12
Tuyau 16	204,89	125	2,97	0,24	0,46
Tuyau 17	125,53	125	0,81	0,07	0,04
Tuyau 18	384,45	160	10,87	0,54	1,53
Tuyau 19	95,07	125	3,47	0,28	0,62
Tuyau 20	224,33	110	1,41	0,15	0,22
Tuyau 21	59,64	110	1,49	0,16	0,24
Tuyau 22	188,09	125	3,09	0,25	0,50
Tuyau 23	83,33	110	0,53	0,06	0,04

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pert. Charge (m/km)
Tuyau 24	70,41	90	046	0,07	0,07

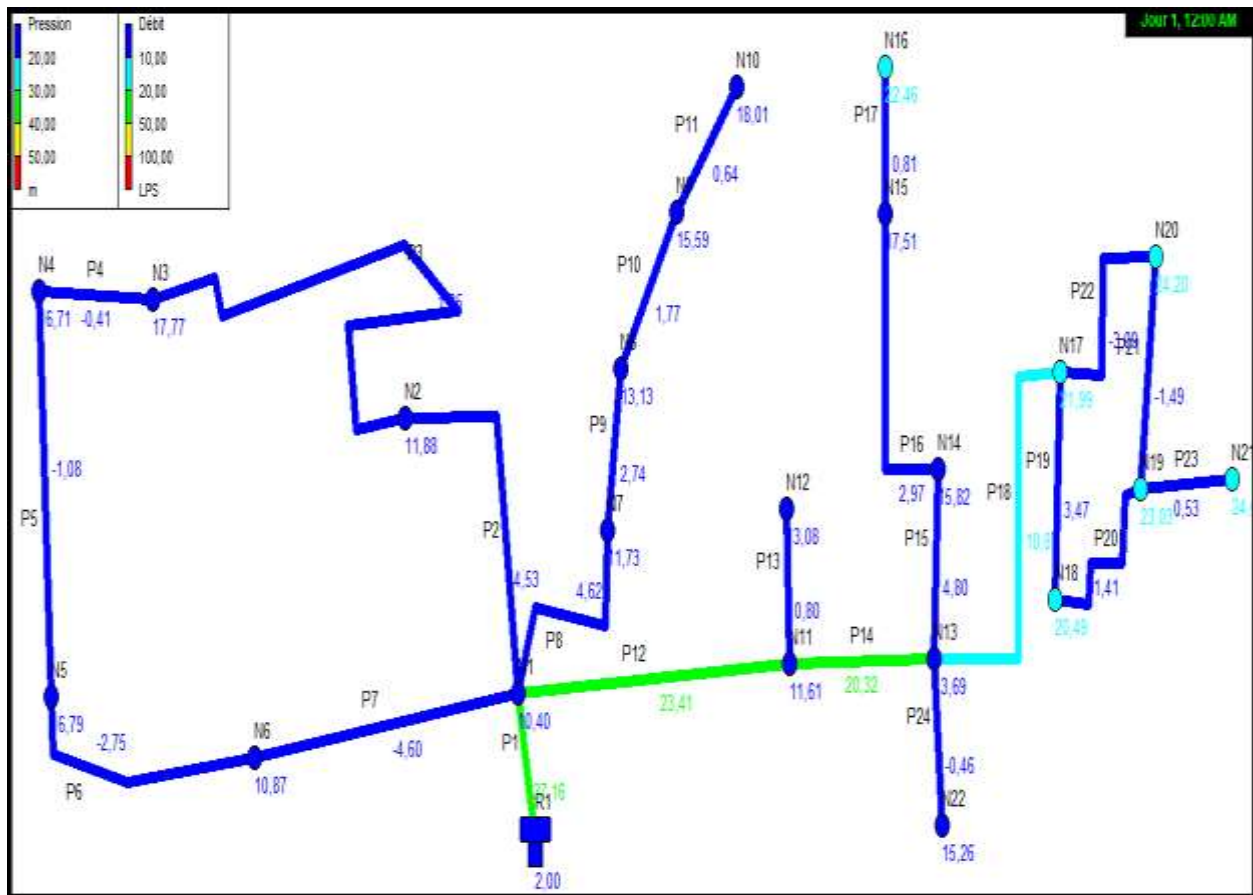


Figure VI.3 : Répartition des vitesses (Zone A).

Tableau VI-12: Résultats des nœuds (Zone B)

N° du Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
23	1092,96	3,62	1109,97	17,01
26	1087,20	2,51	1109,59	22,39
25	1081,01	2,75	1109,58	28,57
24	1084,01	2,51	1109,58	25,57
27	1077,72	3,09	1108,95	31,23
28	1076,11	2,26	1108,48	32,37
R2	1108	-16,74	1110,00	2,00

Tableau VI-13 : Résultats du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pert. Charge Unit (m/km)
Tuyau 25	26,89	200	16,74	0,53	1,15
Tuyau 29	402,50	125	4,33	0,35	0,93
Tuyau 28	83,32	125	1,82	0,15	0,19
Tuyau 27	232,03	150	0,93	0,05	0,02
Tuyau 26	271,57	150	8,79	0,50	1,42
Tuyau 30	93,22	90	5,35	0,84	6,81
Tuyau 31	197,13	63	1,19	0,38	2,39
Tuyau 32	240,99	63	1,07	0,34	1,96

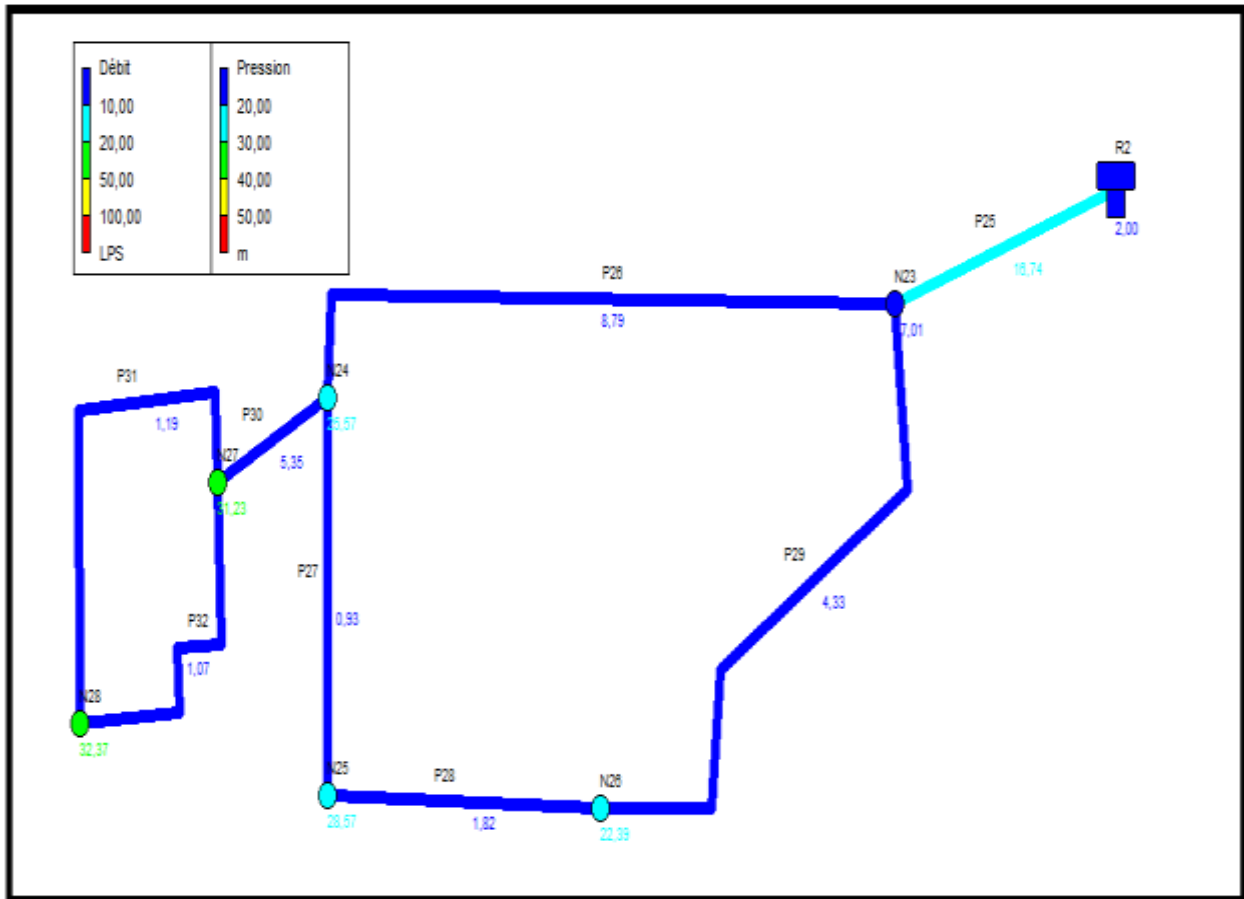


Figure VI.4 : Répartition des vitesses (Zone B).

Tableau VI.14 : Résultats des nœuds (Zone C)

N° du Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
29	1081,25	0,26	1099,97	18,72
30	1080,70	0,85	1099,92	19,22
31	1079,14	1,71	1099,89	19,91
32	1081,70	0,55	1109,84	21,70
33	1058,74	1,97	1099,65	17,95
34	1098,00	1,71	1099,65	40,91
R3	1108	-7,05	1100,00	2,00

Tableau VI.15 : Résultats du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pert. Charge Unit (m/km)
Tuyau 33	39,02	160	7,05	0,35	0,69
Tuyau 34	86,73	160	6,79	0,34	0,64
Tuyau 35	119,00	160	4,19	0,21	0,26
Tuyau 36	83,04	110	2,48	0,26	0,61
Tuyau 37	185,30	90	1,93	0,30	1,03
Tuyau 38	650,26	90	0,04	0,01	0,00
Tuyau 39	315,28	90	1,75	0,28	0,86

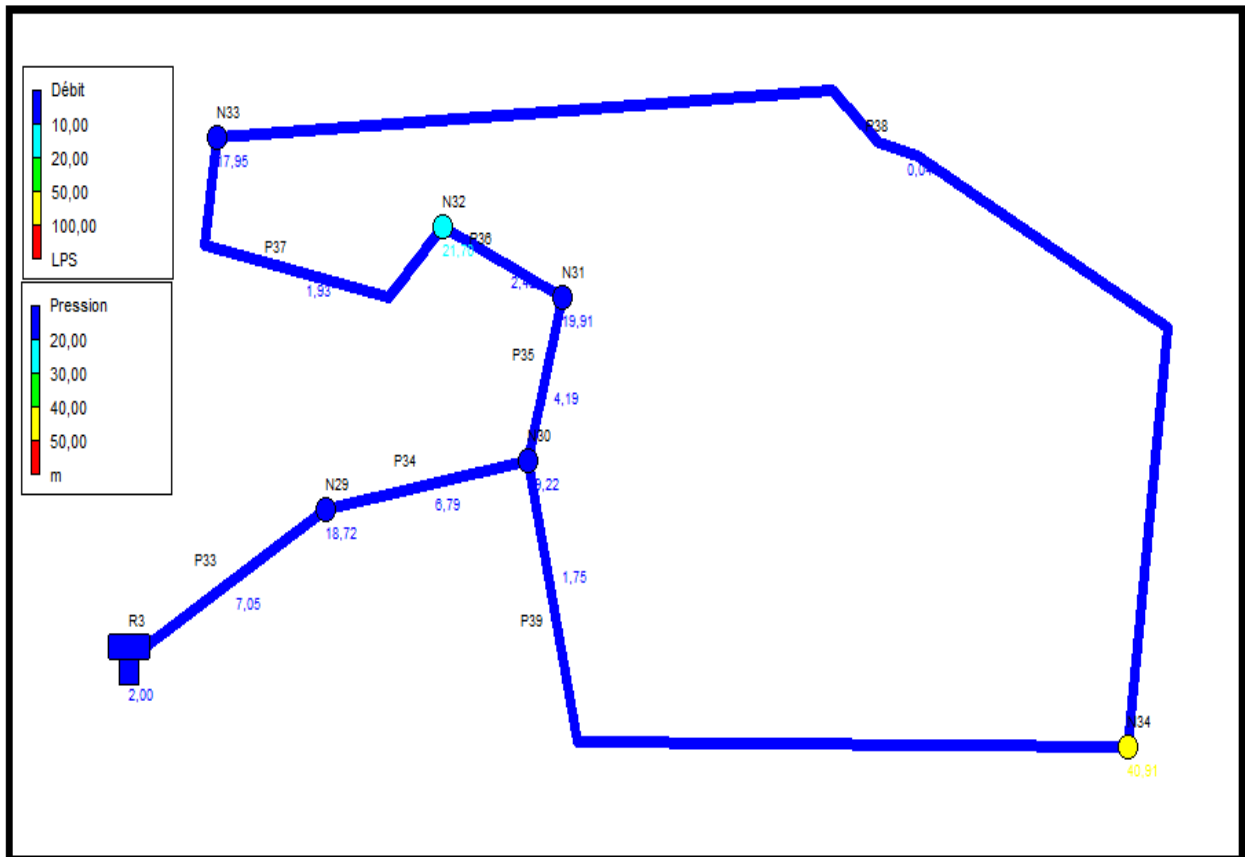


Figure VI.5 : Répartition des vitesses (Zone C).

VI.11. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons porté le réseau sur le logiciel Epanet pour faire une simulation et ainsi vérifier les pressions et les vitesses.

Le réseau de distribution de la commune d'El Hassasna contient des conduites d'une longueur égale à 6554,48 m

Les conduites utilisées sont en PEHD avec des diamètres varient entre 60 mm et 250 mm.

La pression minimale est égale 10,40 m et la pression maximale ne dépasse pas 40,91 m.

Chapitre VI

Protection du réseau et pose des conduites

Chapitre VII

Protection du réseau et pose des conduites

VII.1. Introduction

Afin de garder les réseaux en parfait état de fonctionnement, ils doivent être protégés contre la présence de l'air dans les conduites, les surpressions et les dépressions, les pertes de capacités dues à l'accumulation des impuretés dans les conduites.

VII.2. Équipements de protection du réseau

VII.2.1 Les ventouses

Les ventouses ont pour rôle de dégager l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites ou l'aspiration de l'eau de la nappe phréatique dans laquelle passe la conduite.

Il existe trois types de ventouses :

- ventouse pour petite quantité d'air ;
- ventouse à grand débit d'air ;
- ventouse universelle qui combine les deux effets précédents.

Les ventouses sont placées au point haut. Au cours de leur fonctionnement, les ventouses provoquent un coup de bélier secondaire à sa fermeture. La limitation de ce coup de

bélier secondaire constitue le critère de dimensionnement en première approximation.

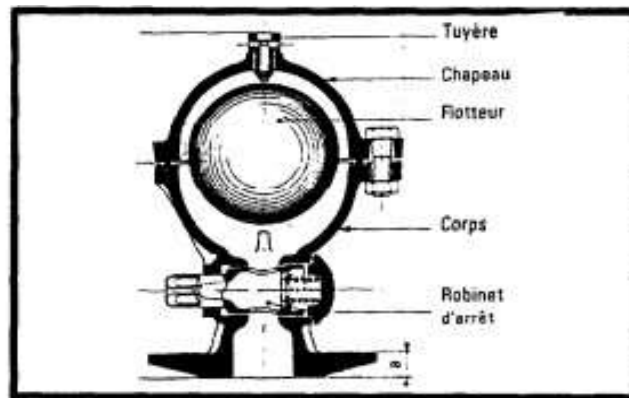


Figure VII.1 : Principe de fonctionnement d'une ventouse

Les fabricants de ventouses fournissent des abaques qui peuvent être utilisés pour un choix approprié.

VII.2.2 La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Une vidange est constituée :

- d'une vanne ;
- d'une conduite de décharge ;
- d'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuer dans le système d'assainissement pluvial.

VII.2.3 Les joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride

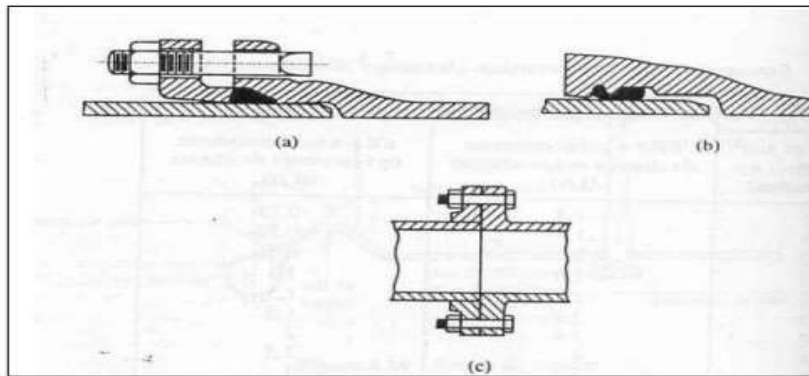


Figure VII.2 : Différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

VII.2.4 Les vanne

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.

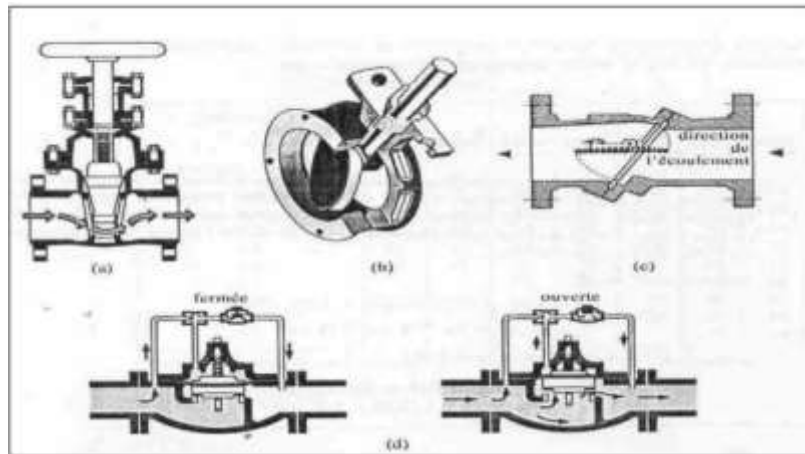
On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

- **Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

VII.2.5 Les poteaux d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression si est faible.



**Figure VII.3 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon
c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression**

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.

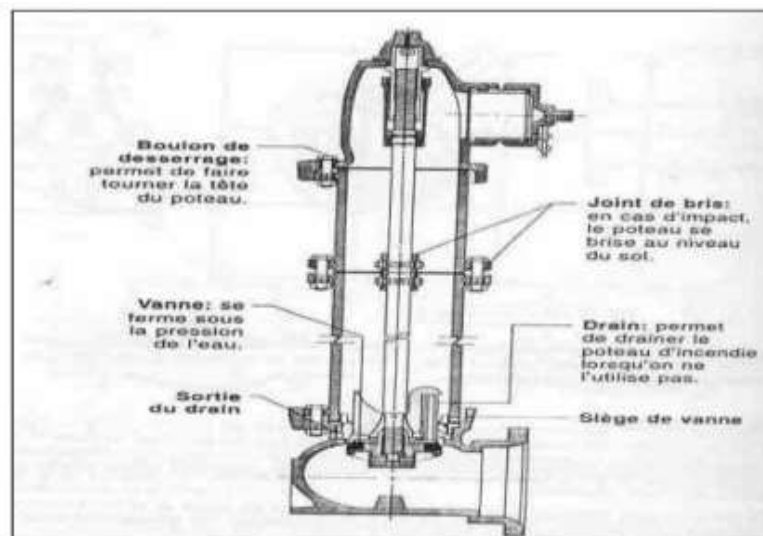


Figure VII.4 : Poteau d'incendie

VII.3. La lutte contre la surpression et la dépression

Les appareils de lutte contre la surpression ou la dépression excessive dans les conduites sont de deux types :

- Les soupapes de décharge de type mécanique, qui s'ouvrent sous l'effet de la pression sur un ressort. Elles sont capables uniquement d'évacuer instantanément un débit important d'eau afin d'abaisser la pression dans une conduite.

- Les réservoirs anti-bélier utilisent l'air comprimé pour protéger les conduites contre les surpressions et les dépressions. Ce sont des accumulateurs hydropneumatiques qui utilisent la compressibilité relative de l'air par rapport à l'eau pour amortir les coups de bélier des régimes transitoires.

VII.4. Les appareils de lutte contre l'incendie

Les appareils de lutte contre les incendies sont des points de livraison de proximité qui permettent au service des incendies d'une ville de disposer d'un débit suffisant pour étouffer un incendie dans une agglomération donnée.

Leur débit, leur disposition et leur nombre dépendent de la surface des installations à protéger, de leur accessibilité.

Les groupements des sapeurs-pompiers qui utilisent ce type de points de livraison donnent les indications utiles à leur dimensionnement.

Il existe deux types d'appareils :

- Les poteaux d'incendie qui sont des prises apparentes disposées dans le domaine public ;
- Les bouches d'incendie qui sont intégrés de façon discrète dans l'environnement urbain.

Les normes imposent un débit minimal variant entre 30 et 60 m³/h à une pression de 1 bar.

VII.5. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P. en Algérie

Les problèmes de gestion des réseaux algériens sont très divers :

- Méconnaissance des besoins en eau des populations.
- Entretien quasi-nul des canalisations et de leurs accessoires.
- Coupures d'eau fréquentes.
- Fuites non répertoriées.
- Interventions trop lentes sur les fuites.
- Personnel insuffisant et non qualifié.
- Inexistence de pompes de secours au niveau des stations de pompage.

VII.6. Problèmes fréquents du réseau

Après avoir notre étude topographique, nous avons trouvé que l'aire d'étude et ses alentours reposent sur un relief montagneux très accidenté à la partie haute jusqu'à où il devient plat à la partie basse de la ville, avec les pentes se varie de 3% à 7% environ du sud vers le nord, ce qui cause les problèmes suivants :

- ✓ Formation des poches d'air dues à l'augmentation de la température T° et la diminution de la pression P_r ;
- ✓ Détérioration des coudes dus aux grandes vitesses d'écoulement.

Les solutions :

- ✓ Prévoir des robinets vannes à ouverture et fermeture progressive (à vis) ;
- ✓ Prévoir en face des coudes, des butées pour absorber les effets de vitesse.

VII.7. Pose des canalisations et accessoires

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées. Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites [15].

VII.7.1 Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

A. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

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

B. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devait être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

C. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

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

D. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le

tassement par la suite.

E. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- **Deuxième cas** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

F. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

G. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage

VI.7.2 Différentes étapes de mise en place des canalisations

VI.7.2.1 Réalisation des fouilles

A. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

B. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0,8 à 1,20 m.

C. Lit de pose

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

D. Fond de fouille

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4%, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

VII.7.2.2 Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-

dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

VII.7.2.3 Épreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

VII.7.2.4 Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2 %.

VII.7.2.5 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

VII.7.3 Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;

- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

Ces différents organes et accessoires sont :

- ✓ Vannes de sectionnement ;
- ✓ Ventouses ;
- ✓ Conduite by-pass ;
- ✓ Poteaux ou bouches d'incendie ;
- ✓ Crépines ;
- ✓ Vidange.

VII.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit d'une manière générale les différents problèmes pouvant survenir dans un tel réseau, ainsi que les problèmes de notre réseau.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux, une mauvaise pose va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter. Par contre une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] A.P.C. (2018). Rapport. El Hassasna.
- [2] D.R.E. (2017). Rapport. Saïda
- [3] Station météorologique de Saida
- [4] BENARIBA M. (2013). *Alimentation en eau potable de la ville de Chebli (w. Blida)*. Mémoire de master : Université Abou Baker BELKAID – Tlemcen.
- [5] COLBACH P. (2008). Guide de conception des réservoirs de distribution d'eau.
- [6] ALOUACHE D. (2003). *Étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de Mouzaïa (w. Blida)*. Mémoire de master : École Nationale Supérieure d'Hydraulique – Blida.
- [7] MAROUF N. (2010). *Alimentation en eau potable*. Cours 3^e année licence Hydraulique. Université Oum El Bouaghi.
- [8] LAMRI B. (2011). *Alimentation en eau potable du POS III de la ville de Batna*. Université Oum El Bouaghi.
- [9] Robert J. L. (2004). *Hydraulique urbaine*. Cours. Département Génie Civil. Université Laval.
- [10] ROSSMAN L. A. (2003). *EPANET 2 : Users manual*. Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory. Cincinnati. USA.