Faculté des Sciences et Techniques-Guéliz

Marrakech

Office National de l'Eau Potable

Ouarzazate

Mémoire de fin d'étude de la Licence ès-sciences et techniques Eau et Environnement

Sujet :

Étude d'alimentation en eau potable d'un lotissement centre Boumalne-Dadès

Réalisé par : AHBARI Abdellatif

Encadré par :- Mme ELHARIRI Khadija

- Mr ELIDRISSI Abdelaziz

SOMMAIRE

Remerciements.....5
Sigles et abréviations.....6
Résumé.....7
Rappels hydrauliques 7
1. Chapitre 1 : PRESENTATION :.....9
1.1. Établissement d'accueil.....9
1.2. La zone d'étude.....9
1.2.1. Cadre administratif et géographique.....9
1.2.2. Situation géologique.....10
1.2.3. Situation climatologique.....11
1.2.4. Situation hydrologique et hydrogéologique.....12
1.2.5. Situation topographique.....13
1.3. Le lotissement.....14
1.4. Etat de l'AEP dans le centre Boumalne.....15
2. Chapitre2 : Critères de conception d'un système d'AEP.....16
2.1. Introduction.....16
2.2. Besoins en eau.....17
2.2.1. Dotations.....17
2.2.2. Nombre d'habitants.....17
2.2.3. Consommation.....17
2.2.4. Débit moyen.....18
2.2.5. Débit de pointe journalier.....18
2.2.6. Débit de pointe horaire.....18
2.3. Conduites de distribution.....19
2.3.1. Nature des conduites.....19
2.3.2. Propriétés de conduites.....19
a) Rugosité.....19
b) Diamètre nominal.....20
c) Pression nominale.....20
2.4. Les pertes de charge.....20
2.4.1. Pertes de charge linéaire.....20
a) Formule de Williams et Hazen.....21

b) Formule de Darcy-Weisbach.....21
c) Formule de Chezy-Manning.....22
d) Calcul par les tables de Colebrook.....22
2.4.2. Pertes de charge singulière.....23
2.5. Les accessoires.....23
2.5.1. Les vannes de sectionnement.....23
2.5.2. Les manchettes de traversée.....23
2.5.3. Les raccords à brides major.....24
2.5.4. Les coudes.....24
2.5.5. Le cône de réduction à brides.....24
2.5.6. La plaque pleine.....24
2.5.7. Les Tés.....24
2.5.8. Le poteau d'incendie.....25
2.6. Les ouvrages annexes.....25
2.6.1. Regard de vidange 25
2.6.2. Regard de la ventouse.....25
2.7. Conditions de validité d'un système par l'ONEP.....25
2.7.1. Vitesse de circulation.....25
2.7.2. Diamètre des conduites.....26
2.7.3. Pression au sol.....26
2.8. Conclusion.....26
3. Chapitre 3 :L'étude d'alimentation en eau potable.....26
3.1. Hypothèses de calcul.....26
3.2. Besoins en eau 27
3.3. Etude hors site.....30
3.3.1. Points de piquage 30
3.3.2. Propriétés de la conduite de piquage.....30
a) Nature.....30
b) Longueur.....30
c) Diamètre nominal.....30
d) Rugosité.....30
e) Pression nominale.....31
3.4. Etude in site.....32

3.4.1. Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique.....32
a) Le logiciel utilisé : EPANET 2.0.....32
i. Présentation 32
ii. Principe de calcul du logiciel.....32
iii. Données à saisir.....33
✓ Longueur des conduites.....33
✓ Diamètres des conduites.....33
✓ Rugosité des conduites.....33
✓ Altitudes des nœuds.....34
✓ Demande de base des nœuds.....34
iv. Résultats à obtenir.....34
b) Conception adoptée.....34
c) Simulation hydraulique.....35
d) Rapport de la simulation.....36
i. États des nœuds.....36
ii. États des arcs ou des conduites.....37
e) Détail des nœuds.....38
i. Nœuds hors site.....38
ii. Nœuds in site.....39
f) Ouvrages annexes 41
i. Regard de la vanne de sectionnement.....41
ii. Regard de la ventouse.....42
iii. Regard de vidange 43
g) La pose des conduites.....44
3.4.2. Conclusion.....46
4. Conclusion, recommandations et perspectives.....46
4.1. Conclusion.....46
4.2. Recommandations et perspectives.....47

Liste des tableaux.....48

Liste des figures 48

Bibliographie.....49

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens tout d'abord à remercier **Mr HAFID Ahmed** le directeur provincial de l'office national de l'eau potable de Ouarzazate qui m'accordé ce stage au sein de cet honorable établissement.

Ensuite, mes vifs remerciements sont destinés aussi à mes deux encadrants **Mr ELIDRISSI Abdelaziz** et **Mme EL HARIRI Khadija** qui ont fait preuve de coopération, de patience et de disponibilité à mon égard. Les conseils de ces personnes m'ont permis de mener à bien mon stage.

Je remercie particulièrement les personnels du bureau d'étude BEPOTEC-Sarl, notamment son directeur **Mr ABOU MOUSSA Abdelouahed** et **BOUFETTAL Zouhir** pour leurs soutiens et coopération dans la réalisation de l'étude présente.

Je remercie vivement **Mr CHKDALI Abdennasr** qui m'a initié à la manipulation du logiciel EPANET 2 .0 .

Mes sincères remerciements vont également à l'ensemble des cadres de l'ONEP qui ont porté leur assistance de près ou de loin lors de ma présence parmi eux.

Je remercie d'avance les membres de jury de bien avoir accepté de lire et examiner ce travail.

Enfin je remercie tous les professeurs de la Faculté des Sciences et Techniques de Marrakech et en particulier ceux du Département des Sciences de la Terre, pour leur dévouement dans les formations qu'ils assurent, mais aussi pour leur grand esprit de collaboration.

.

Sigles et abréviations

AC : amiante ciment

AEP : alimentation en eau potable

AG : acier galvanisé

CR : cote radier

CRB : cône de réduction à brides

CTP : cote trop plein

DN : diamètre nominal

DOT : dotation

ha : hectare

hab. : habitant

IRE : immatriculation ressources en eau

Ml : mètre linéaire

MT : manchette de traversée

NGM : nivellement général du Maroc

ONEP : office national de l'eau potable

PEHD : polyéthylène haute densité

PI : poteau d'incendie

PN : pression nominale

PVC : chlorure de polyvinyle

Q_m : débit moyen

Q_{ph} : débit de pointe horaire

Q_{pj} : débit de pointe journalier

RBM : raccord à brides major

RV : robinet-vanne

Té BBTB : Té bout bridé tubulaire bridée

TN : terrain naturel

Résumé :

La présente étude entre dans le cadre du contrat passé entre le président de la municipalité de Boumalne-Dadès, et le bureau d'étude BEPOTEC-Sarl de Ouarzazate, afin d'alimenter le lotissement en eau potable par branchement au réseau préexistant de l'ONEP.

L'étude est subdivisée en deux parties : une étude hors site qui concerne au piquage de l'eau vers le lotissement, qui contient la détermination des points de piquage, les caractéristiques des conduites de branchement au réseau (diamètre, nature, tracée en plan, longueur), et une autre étude appelée in site, qui correspond à la conception du réseau le plus adéquat(le tracée en plan, les conduites et leurs caractéristiques, les ouvrages annexes,…).

Ainsi, l'eau nécessaire pour satisfaire les besoins du lotissement sera piquée par une conduite PVC DN 125 de pression nominale de 16 bars, et d'une longueur de 900 m, tout en gardant un point de piquage de secours sur la conduite PVC DN 90 qui se situe à proximité de notre lotissement. Cette conduite de piquage véhiculera l'eau qu'elle contient vers le réseau de distribution approprié au lotissement, celui-ci est constitué de tuyaux en PVC de diamètre variant entre 50 et 110 mm.

Cependant, un problème de vitesse qui oscille en dehors de la fourchette indiquée par l'ONEP, a été rencontré lors de la simulation hydraulique par le logiciel informatique EPANET 2.0 utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution, à cause de la cote radier du réservoir jugée insuffisante pour de tels diamètres de conduites, alors et pour contourner ce problème, on a suggéré de reconstruire un nouveau réservoir sur une cote plus haute.

Rappels hydrauliques :

- L'hydraulique étudie les lois des écoulements des liquides ainsi que leurs applications. Elle est basée sur les principes de la mécanique des fluides surtout la célèbre équation de Bernoulli.

  En effet, l'énergie d'un écoulement d'eau dans une conduite circulaire est exprimée sous la forme d'une charge. Cette charge correspondant au poids d'une colonne d'eau ayant la même énergie est donnée par l'équation de Bernoulli (ESHA 2005) :

$$\mathrm{H} = h + P + \frac{V^2}{2g}$$

Avec H : la charge totale m

h : l'altitude de la section de mesure par rapport à une référence m

P : la pression dans la section de mesure m

V : la vitesse de l'eau m/s

g : L'accélération de la pesanteur m/s²

La charge totale en un point est la somme algébrique de l'énergie potentielle h, de l'énergie de la pression P et de l'énergie cinétique $V^2/2g$ .Dans notre cas, on négligera l'énergie cinétique dans les calculs car la vitesse de circulation des eaux dans les réseaux d'AEP comprise entre 0,5 et 1,5 m/s, donc elle n'aura pas une grande influence sur la charge totale même si on l'introduit dans les calculs.

- Lors de son passage dans une conduite circulaire entre deux sections 1 et 2, l'eau perd une quantité de sa charge à cause du frottement contre les parois internes de la conduite :

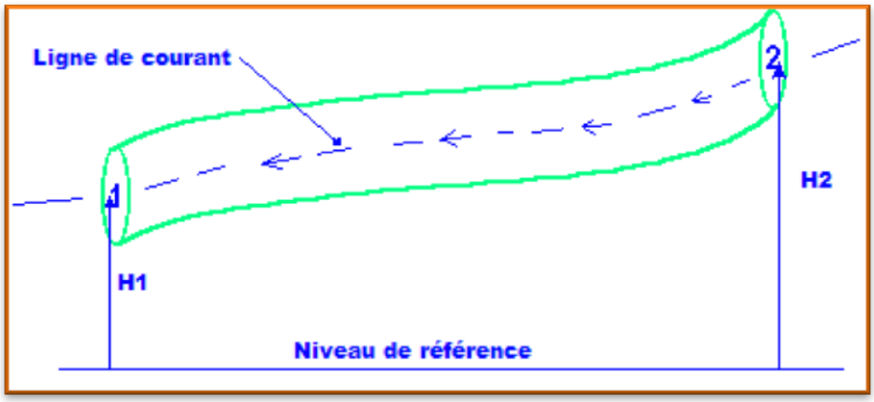

Figure 1 : Représentation de la charge totale entre 2 sections (ONEP, 2005)

$$H_2 = H_1 + \Delta H$$

H_1: charge totale à la Section 1

H_2: charge totale à la Section 2

ΔH: pertes de Charge

- ***Notions principales dans un réseau d'AEP :***
  - ✓ *Pression nominale :* elle correspond à la pression de service admissible dans une conduite, en bar, pour le transport de l'eau à 20 °C.
  - ✓ *Diamètre nominale :* c'est le diamètre extérieur de la conduite pour les conduites en plastique, et le diamètre intérieur pour les conduites en fonte. Son unité est le mm.
  - ✓ Le débit : C'est la quantité d'eau qui s'écoule à travers la section interne de la conduite pendant une unité de temps. Contrairement à la pression, le débit qui entre dans un nœud est le même qui sort de celui-ci, son unité est le m^3/s.
  - ✓ *La vitesse :* c'est la longueur de tuyaux parcourue par l'eau dans un temps donné, son unité est le m/s.

    Cette vitesse peut être déterminée par l'utilisation de la formule de calcul du débit :

$$Q = \mathrm{S} \times \mathrm{V} \qquad \rightarrow \qquad V = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{S}}$$

1. Chapitre 1 : présentation :

1.1. Établissement d'accueil

Créé en 1972, l'ONEP est un établissement public à caractère industriel et commercial doté de la personnalité civile et de l'autonomie financière.

Acteur principal dans le secteur de l'eau potable et de l'assainissement, les missions principales de l'Office vont d'une part, de la planification de l'approvisionnement jusqu'à la distribution en passant par les phases, études, conception, contrôle de la qualité des eaux et la protection des ressources, exploitation des unités de production, de distribution de l'eau potable, et la réalisation et la gestion des réseaux d'assainissement liquide d'autre part .

Ses Missions :

- Sécuriser et renforcer l'AEP en milieu urbain.
- Généraliser l'accès à l'eau potable en milieu rural.
- Rattraper le retard en matière d'Assainissement liquide.

Ses approches :

- Assurer une veille technologique.
- Intégrer la composante environnement.
- Impliquer le citoyen dans l'économie et la protection des ressources en eau.

Ses atouts :

- Une entreprise publique à haute expertise.
- Un personnel compétent.
- Des partenariats nationaux et internationaux en expertise et R&D.

1.2. La zone d'étude

1.2.1. Cadre administratif et géographique :

Le centre Boumalne est situé au Sud du royaume, à 116 Km à l'Est de la ville d'Ouarzazate sur la route nationale n°10 reliant cette dernière à Er-Rachidia (figure 2). Le centre se positionne entre Kelaa de M'Goun (à 30 Km) et Tinghir (à 53 Km), ses coordonnées Lambert sont :

X=444.000

Y=86.000

Z= 1550 m NGM

Sur le plan administratif, le centre urbain de Boumalne a été érigé en municipalité lors du découpage administratif de 1992, et entouré successivement à l'ouest par la commune rurale Souk Lakhmis et des autres côtés par la commune rurale d'Ait Youl.Il est chef du cercle portant le même nom, et considéré comme l'une des plus grandes des 25

communes formant la province de Tinghir relevant de la zone économique Sous-Massa-Draa.

Figure 2 : Situation géographique de la commune urbaine de Boumalne-Dadès (Google earth)

1.2.2. Situation géologique :

Notre aire d'étude se situe à la partie Nord-Est du grand bassin d'Ouarzazate, représentant une partie de la cuvette du fameux sillon sud-atlasique entre le Haut-Atlas et l'Anti-Atlas. Ce bassin est orienté ENE-WSW et s'étale sur une longueur maximale de 160 km et une largeur d'environ 45 km, qui devient de plus en plus étroite en se rapprochant du centre Boumalne-Dadès.

En effet, la zone d'étude (centre Boumalne-Dadès) est totalement recouverte de formations sédimentaires récentes d'âge néogènes et quaternaires formées en général par des sables argileux et conglomératiques et où les conglomérats se présentent sous toutes les tailles.

En ce qui concerne précisément le site de l'étude (lotissement), nous constatons l'apparition d'une croûte calcaire (photo 1, figure 3), qui ne dépasse pas en général une épaisseur de 25 cm et qui est restreinte presque à cette zone du lotissement. Pour ce qui des couches sous-jacentes, on a pu confirmer une petite partie du log stratigraphique synthétique des formations cénozoïques ci-dessous (figure3).

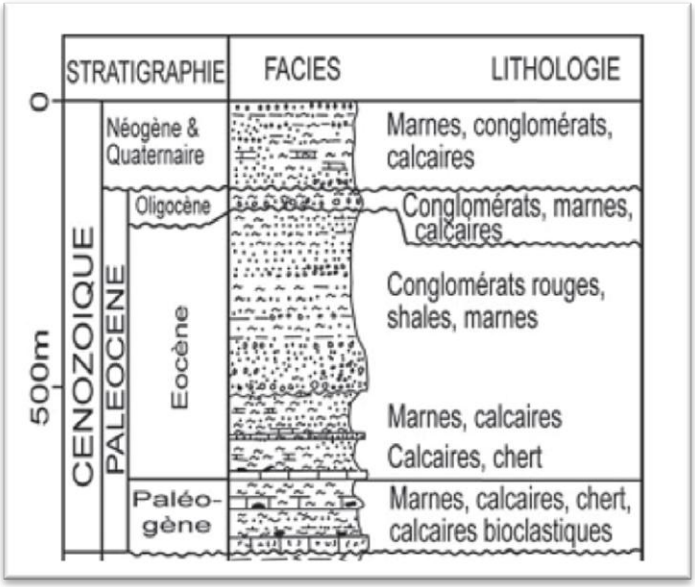

Figure 3 : Log stratigraphique synthétique des formations méso-cénozoïques du bassin d'Ouarzazate (Kh. Boumane et 2009).

Au niveau d'une falaise située à proximité du site d'implantation de l'ouvrage, et en parcourant la falaise de 30 m environ de hauteur, sub-verticalement et latéralement, il s'est avéré l'abondance des couches de différentes épaisseurs, formées de conglomérats très durs et hétérométriques de type poudingue (photo 2, figure 4) avec la présence parfois de couches de grés et d'argile (photo 3, figure 3) d'épaisseur moins importante.

Photo 1 **photo 2** **photo 3**

Figure 4 : Nature géologique des roches au site de l'étude

1.2.3.Situation climatologique :

La vallée de Dadès se caractérise par son climat qui est de type semi-aride à hiver frais, la pluviométrie oscille entre100 et 200 mm avec une moyenne de l'ordre de 150mm, alors que la température moyenne est de 16°C avec des minima qui atteignent 5.7°C et des maxima de 40°C (Groupement SETRAGEC, 2011).

✓ ***Température :***

La moyenne des températures du mois le plus froid se situe entre 0 et 30°C. Les températures moyennes annuelles varient entre 12°C et 22°C.L'hiver est très rigoureux et les températures maximums sont relativement élevées.

✓ ***Pluviométrie :***

Dans la station de mesure de Boumalne, la moyenne annuelle enregistrée sur une période de 30 ans et de 150 mm, les moyennes d'autres stations de même bassin enregistrent 212 mm à M'Semrir (1490 m NGM), 107 mm à Kelaa de M'Goun (1427 m NGM) et 103 mm à Tinghir (1326 m NGM). L'analyse pluviométrique de la région met en évidence l'existence de 2 saisons : une relativement humide en automne et à la fin de l'hiver séparé par un début d'hiver généralement pluvieux et une autre représentée par un été particulièrement sec. Le nombre de jours de pluie par an en moyenne est de 15 à 30 selon les stations : 25,2 à Boumalne, 27,8 à M'Semrir 24,5 à Kelaa de M'Goun et 22,7 à Tinghir.

1.2.4. Situation hydrologique et hydrogéologique :

✓ ***Hydrologie :***

La zone d'étude se trouve à l'intérieur de l'un des plus importants sous bassin versant du barrage Mansour Eddahbi. Les ressources en eau de surface de celui-ci sont liées à l'écoulement de l'Oued Dadès, les débits mesurés à la station hydrométrique d'Ait Moutad (2 km du centre Boumalne) conduisent aux valeurs moyennes suivantes :

Bassin versant (km^2)	Apport Mm^3/an
1525	105

Tableau 1 : Apport moyen de l'Oued Dadès

Dans le haut Dadès, les apports sont estimés à 105 Mm^3/an, soit un débit de 3,3 m^3/s. Une partie de cette eau est utilisée pour l'irrigation par prélèvement au fil de l'eau du périmètre de petite et moyenne hydraulique de Dadès (3500 ha), les besoins de ce périmètre sont évalués sur la base d'un débit fictif continu de 0,7 l/s/ha, soit 2,45 m^3/s dont 0, 35 m^3/s sont satisfait à partir des ressources en eau souterraines (selon le plan directeur d'Aménagement des eaux du Sud).

✓ ***Hydrogéologie :***

Après avoir drainer le haut atlas sur une surface importante de son parcours, l'Oued Dadès arrive dans le sillon sud-atlasique où il aboutit à la création de nappes alluvionnaire de 2 à 3 km de largeur qui reposent sur un substratum imperméable constitué généralement par des marnes et des argiles du crétacé inférieur. L'écoulement de cet Oued conduit à des infiltrations d'eau dans les terrasses plus récentes, et par conséquent, les sous écoulements limités dans un premier temps aux vallées encaissées peuvent s'élargir dans les plaines et constituer de véritables

nappes phréatiques d'où s'alimentent principalement toute la vallée de Dadès (Groupement SETRAGEC, 2011).

Cependant, les perméabilités varient beaucoup: elles sont fortes dans les alluvions des oueds (1,5 $.10^{-2}$ m/s), et assez faibles dans les parties occupées par des limons et des grès calcaires (2,5 10^{-5}à 2,5 10^{-4} m/s), tandis que les pentes moyennes des nappes varient entre 2 à6 pour mille. L'enrichissement des nappes s'effectue par infiltration directe des eaux dans le lit de l'oued et sur les parcelles irriguées. Les exutoires sont constitués par l'écoulement en aval vers le Draa-moyen. Les autres facteurs de perte sont : pour une part l'exploitation des nappes par puits et d'autres par l'évaporation sur le plan d'eau (Groupement SETRAGEC, 2011).

Du point de vue chimique, la qualité des eaux varie avec les différents sous écoulements et nappes généralement douces et carbonatées dans les hautes vallées du Dadès et du M'Goun. Les eaux se chargent progressivement en sels et passent à des faciès sulfatés calcique ou chlorurés alcalins. La concentration en sels varie entre 0,5 et 2 g/l (Groupement SETRAGEC, 2011).

En conclusion, les dépôts du quaternaire correspondent aux alluvions de l'oued Dadès ont généralement une puissance inférieure à une vingtaine de mètres. Les eaux circulant dans ces alluvions sont liées directement à l'écoulement de l'oued et sont captés par de nombreux puits.

1.2.5.Situation topographique :

Le centre Boumalne-Dadès est caractérisé par une topographie irrégulière allant de la plaine jusqu'à la montagne, mais en gros la surface peut être subdivisée en deux plateaux (figure 5), un plateau bas et un autre haut :

-Le plateau bas : constitué des deux rives de l'Oued Dadès séparé par une vallée dédiée à l'agriculture de largeur variable (0,3 à 1 km).

-Plateau haut : constitue l'extension Est du centre, séparé du plateau bas par une falaise de hauteur de plus de 30 m.

Le site du lotissement quant à lui, se situe sur le plateau haut, dans une plaine marquée par un relief régulier présentant une faible pente dans la direction du Sud.

Figure 5 : Situation topographique de la zone d'étude (Google earth)

1.3. Le lotissement objet de l'étude :

Le lotissement sujet de notre étude (figure 6) est un projet lancé par la municipalité de la commune urbaine de Boumalne-Dadès, il s'agit en fait d'une superficie totale qui avoisine les 32000 m^2 subdivisée en deux zones : la zone villa (R+1) avec un nombre de 64 villas et la zone à logement économique (R+2) formée de 133 bâtiments de différentes superficies, sans oublier l'installation des équipements de proximité tels que : le centre commercial , la garderie, la mosquée, le four et le Hammam. Le tableau suivant montre la répartition des surfaces dans le lotissement :

	Nombre	Surface (m^2)	Total (m^2)
Mosquée	1	300	300
Centre commercial	1	520	520
Hammam	1	300	300
Four	1	150	150
Garderie	1	225	225
Espace vert	1	117	117
Total équipement	6		**1672**
Lots économiques (R+2)	16 32 40 45	83 ,2 90,5 95 106,2	1331,2 2896 3800 4779
Total lots économiques	133		**12806,2**
Villa (R+1)	28 36	318,75 212,5	8925 7650
Total villa	64		**16575**
Total général	202		**31053,2**

Tableau 2 : Répartition des surfaces dans le lotissement

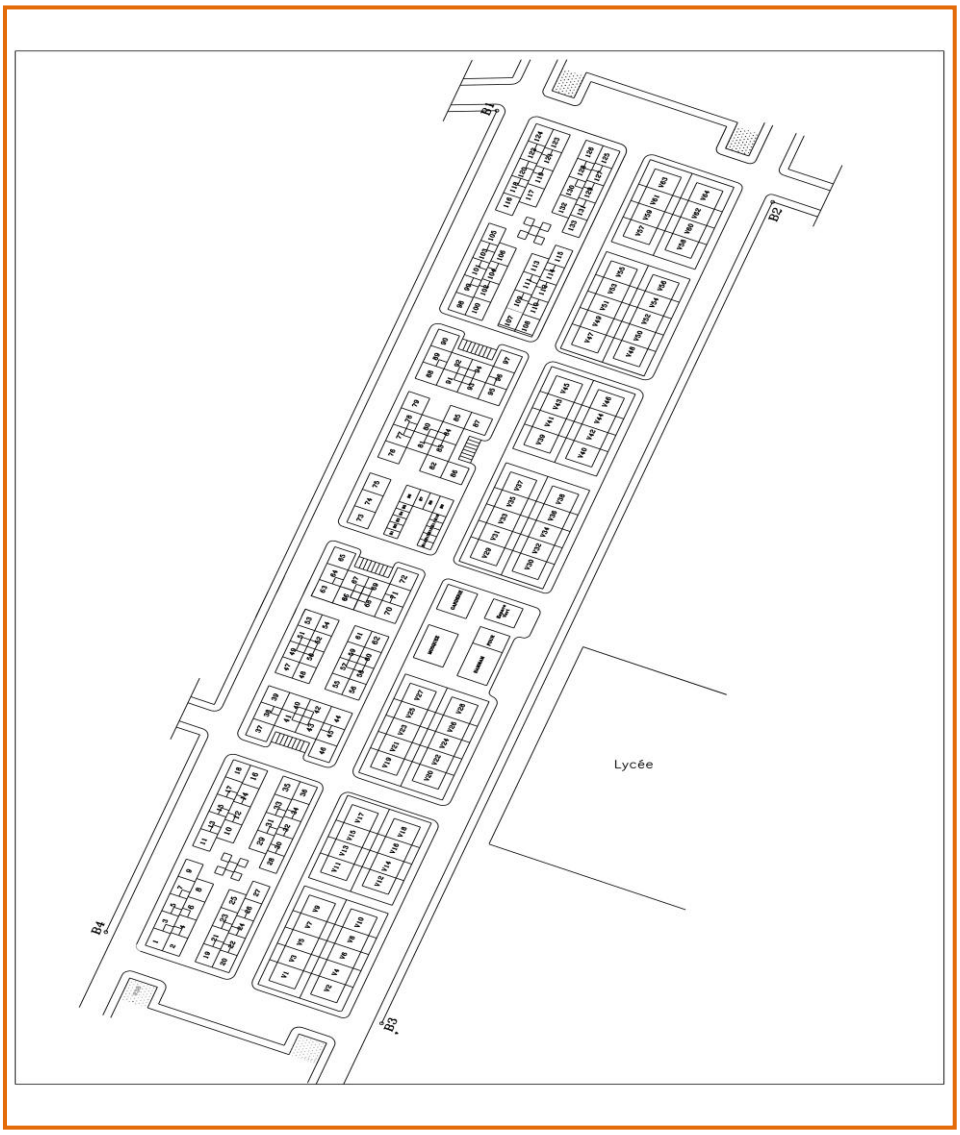

Figure 6 : Plan du lotissement d'étude

1.4. Etat de l'AEP dans le centre Boumalne-Dadès :

Le centre Boumalne-Dadès est alimenté actuellement en eau potable par l'ONEP à partir de 2 puits situés sur le lit majeur de l'oued Dadès : le puits n° IRE 809/55 équipé pour un débit de 25 l/s et un autre de n° IRE 748/55 équipé pour un débit de 10 l/s , un autre puits a assuré auparavant l'alimentation, mais il a été abandonné suite à un problème de sécheresse, il s'agit du puits n° 621/55 .

En effet, le réseau de 33,5 km de longueur, se décompose en deux parties une partie basse (plateau bas) alimentée essentiellement par un réservoir semi-enterré d'une capacité de 300 m3, et une partie haute(plateau haut) dépendante d'un réservoir semi-enterré doté d'un volume de stockage de 400 m3.

Pour faire face à l'augmentation des besoins en eau (débit et volume de consommation) une station de reprise a été mise en service en 1990, avec un réservoir toujours semi-enterré d'une capacité totale de 300 m3.

L'eau refoulée à partir des deux puits vers la station de reprise, parcourt une distance d'environ 1,88 km moyennant une conduite d'adduction composée de différentes types de tuyaux et de diamètres variant de 100 à 110 mm (figure 7).

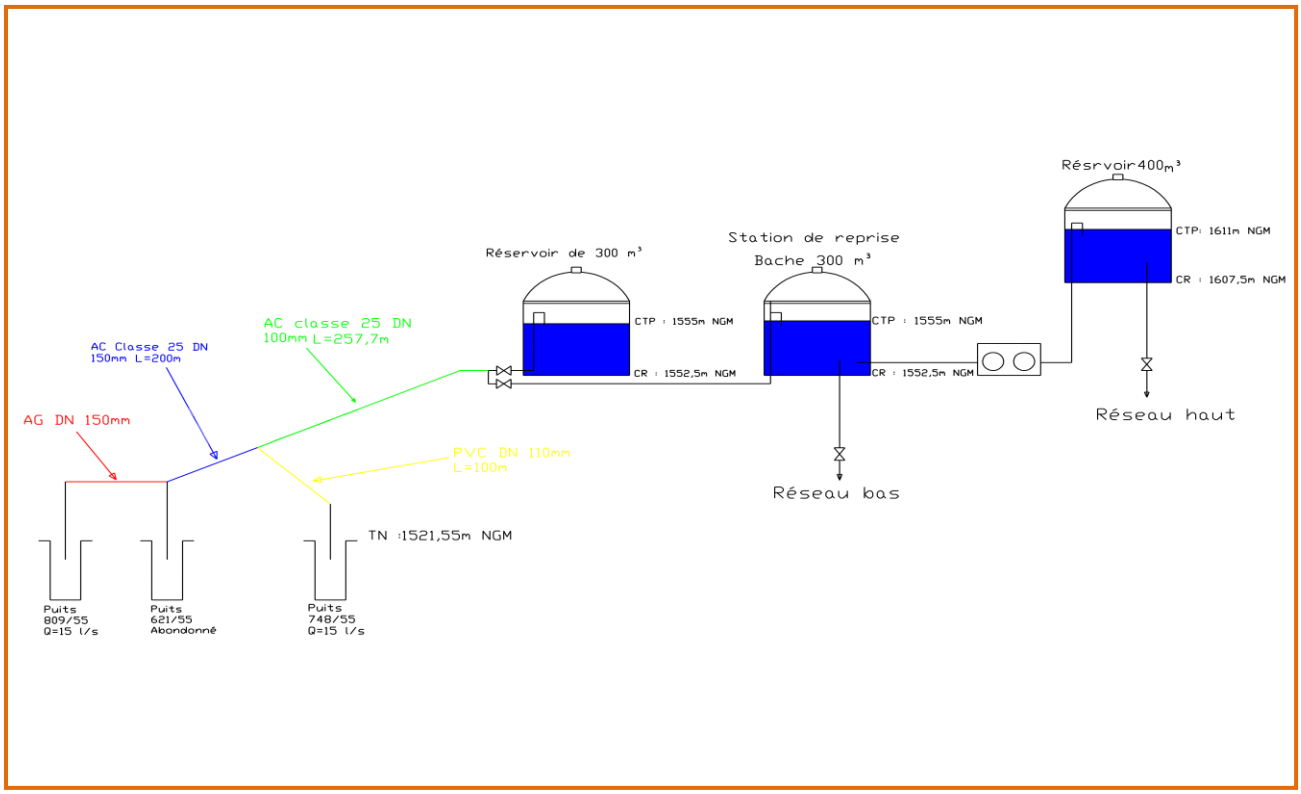

Figure 7 : Schéma synoptique des adductions du centre Boumalne-Dadès (Groupement SETRAGEC, 2011).

A partir de la station de reprise, l'eau est refoulée vers le réservoir semi-enterré 400 m3 moyennant une conduite en AC DN 150 sur une longueur de 896 ml. La station de reprise est équipée pour un débit de 17 l/s.

Le réseau est constitué de canalisation en AC ayant un DN variant de 60 à 110 mm et en PEHD DN 50 mm, il couvre l'ensemble du périmètre urbain de la municipalité à l'exception des douars Ait Bouamane, Ait Abdoun et Ait Bou Youssef.

Par ailleurs, les douars Ait Bou Youssef, Ait Abdoun et Ait Bouamane sont alimentés par une association d'usager locale à partir d'un puits situé au niveau du Douar Ait Bou Youssef , la distribution est assuré par réservoir surélevé de 150 m3.

2. Chapitre 2 : Critères de conception d'un système d'AEP :

2.1. Introduction :

Un système d'AEP est constitué essentiellement de 5 principales composantes :

- ✓ La source d'eau.
- ✓ Le système de pompage.
- ✓ Les conduites d'adduction.
- ✓ Le réservoir.

- ✓ Les conduites de distribution.

Dans notre cas, s'agissant d'un branchement à un système préexistant, on se limitera juste à la dernière composante avec le respect d'un horizon futur qui est la saturation du lotissement en vue d'une optimisation maximale du système, puisque sa réalisation est très couteuse.

2.2. Besoins en eau :

2.2.1. Dotation :

L'estimation des besoins en eau est délicate, car ceux-ci peuvent varier d'une région à l'autre, ou même au sein de la même agglomération en fonction du temps (heure de pointe, jour de pointe,..)Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population…).

En effet, les spécialistes du domaine ont essayé d'évaluer la consommation journalière moyenne d'un Homme pour chaque type d'agglomération c'est ce qu'on appelle aujourd'hui la dotation. Celle-ci n'est pas attribué seulement à l'être humain mais aussi aux animaux domestiques (bovins, volailles,…) et aux équipements de proximité (écoles, hôtels, hôpitaux,…), son unité est variable selon le consommateur (tableau 3) :

Consommateur	Unité de la dotation
Homme	l/j/hab.
bovins	l/j/tête
hôpital	l/j/lit
école	l/j/élève
mosquée	l/j/ha

Tableau 3 : Différentes unité de dotations en fonction du consommateur

2.2.2. Nombre d'habitants :

L'évaluation du nombre d'habitants se fait sur la base du taux d'accroissement de la population selon la relation suivante (M. Agoussine) :

$$population\ futur\ (hab) = population\ actuelle\ (hab) \cdot (1+a)^{n}$$

a : taux d'accroissement

n : horizon futur de calcul-horizon actuel

Dans la présente étude, et comme il s'agit d'un lotissement le nombre d'habitants sera celui qui va saturer tous les logements en adoptant à chaque type de ménage un nombre d'habitants maximale.

2.2.3. Consommation :

Pour calculer la consommation totale du projet, on calcule la consommation de chaque ménage et équipement en se référant aux dotations arrêtées pour le projet et au

nombre d'habitants adopté pour chaque logement et en appliquant par la suite la relation (M. Agoussine) :

$$Consommation\ (m^3/\text{j}) = \frac{\text{population}\,.\ \text{Dot}}{1000}$$

La dotation est en : l/j/…

2.2.4. Débit moyen :

Il exprime le débit moyen nécessaire pour un logement pour satisfaire ses besoins, son unité est le : l/s, il se calcule comme suit (M. Agoussine) :

$$Q_m = \frac{\text{Consommation}\ (\text{m}^3/\text{j})\,.1000}{24\,.3600}$$

Q_m : débit moyen en l/s

2.2.5. Débit de pointe journalier :

Il reflète le débit satisfaisant les besoins d'un logement pendant le jour où la demande est à son maximum. Pour calculer ce débit, on introduit la notion du coefficient de pointe journalier, qui varie pour tenir en compte des gaspillages, des pertes, ainsi que des erreurs d'estimations. Son unité est le : l/s, et sa formule est (M. Agoussine) :

$$Q_{pj} = \text{Q}_\text{m}\,.\text{K}_\text{pj}$$

Q_{pj}: débit de pointe journalier en l/s
Q_m : débit moyen en l/s
K_pj : coefficient de pointe journalier, dans notre cas sera égale à 1,5

2.2.6. Débit de pointe horaire :

Il définit le débit contentant les besoins en eau d'un logement pendant l'heure la plus chargée, il fait intervenir à son tour un coefficient de pointe horaire qui varie lui aussi pour les mêmes raisons. Son unité est le : l/s, et on utilise la formule suivante pour l'évaluer (M. Agoussine) :

$$Q_{ph} = \text{Q}_\text{m}\,.\text{K}_\text{ph}$$

Q_{ph} : débit de pointe horaire en l/s
Q_m : débit moyen en l/s
K_ph : coefficient de pointe journalier, dans notre cas sera égale à 3

2.3. Conduites de distribution :

Les conduites de distribution sont celles qui assurent le transport de l'eau stockée dans le réservoir vers les foyers. Elles doivent être conçues pour être aptes à véhiculer le débit de pointe horaire au contraire de celles d'adduction qui ne doivent supporter que le débit de pointe journalier.

2.3.1. Nature de conduites :

La gamme de tuyaux présente au marché est très large de point de vue nature de la matière de fabrication, les plus utilisés sont:

- ✓ plastique (PVC et PEHD).
- ✓ métallique (tuyau en fonte, acier galvanisé).
- ✓ à base ciment (AC).

En revanche, cette diversité a vraiment son importance, qui réside dans les avantages que peut offrir chacun de ces tuyaux, mais en général le choix du type convenable est lié à des facteurs d'ordre technique et économique, comme à titre d'exemple : les conduites en plastique sont reconnues pour leur légèreté, leur souplesse, leur résistance aux fluides agressifs et à la corrosion, leur flexibilité (PEHD), leur raccordement sans soudure (PVC) et par leur petits diamètres, mais le plus important c'est leur coût, contrairement aux conduites métalliques et celles à base ciment dont les diamètres sont plus grands.

Dans notre cas, le choix de la conduite est imposé par les prescriptions de l'ONEP qui recommandent des tuyaux en plastique si les diamètres de simulation sont petits, pour leurs raisons susmentionnées, on utilisera alors le PVC pour le réseau et le PEHD pour le branchement des abonnés.

2.3.2. Propriétés des conduites :

a) Rugosité :

La rugosité définit l'état de la surface interne de la conduite. Elle décrit son degré d'aspérité, et peut avoir ou non une unité selon les auteurs qui l'utilisent dans les formules de calcul des pertes de charge (tableau 4). Elle diffère d'un tuyau à l'autre et dépend de la nature de la matière de base et de l'ancienneté de la conduite.

Matériel	C Hazen-Williams(universel)	e Darcy-Weisbach (mm)	n Manning(universel)
Fonte revêtue	130 - 140	0,25	0,012 - 0,015
Béton ou Revêt. de Béton	120 - 140	0,3 - 3,0	0,012 - 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0,015 - 0,017
Plastic	140 - 150	0,0015	0,011 - 0,015
Acier	140 - 150	0,03	0,015 - 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 - 0,015

Tableau 4 : Coefficients de rugosité pour les tuyaux neufs (Générale des eaux, 2009)

b) Diamètre nominal:

L'autre caractéristique est le diamètre nominal ou externe. Chaque type de tuyau a une gamme de diamètre nominal bien précise, parmi lesquels on peut choisir le plus convenable.

Par exemple :

Diamètre Nominal en mm	Epaisseur en mm
25	3.0
32	3.6
40	4.5
50	5.6
63	7.1
75	8.4

Tableau 5 : Dimensions PEHD PN 16 (Bourbon plastique, 2009)

Diamètre externe (mm)	Diamètre interne (mm)
50	42.6
63	53.6
75	63.8
90	76.8
110	93.8
125	102.2
140	114.6

Tableau 6 : Dimensions PVC PN 16 (ONEP, 2011)

c) Pression nominale :

C'est l'une des propriétés les plus importantes des tuyaux. Pour les canalisations en plastique, elle correspond à la pression de service admissible, en bar, pour le transport de l'eau à 20°C.

Le choix de la pression nominale convenable se fait en prenant une PN supérieure à la plus haute pression déclarée dans un nœud (voir chapitre 3) du réseau.

2.4. Les pertes de charge :

2.4.1. Pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contact avec les parois internes tout au long de la conduite.

Pour les évaluer, on a utilisé depuis un temps une multitude de formules plus ou moins complexes. La plupart d'entre elles ont été abandonnées peu à peu à cause de la difficulté de leur application. En revanche, d'autres auteurs ont essayé de les transformer en tables pour faciliter leur utilisation, mais les plus connues restent les suivantes :

a) Formule de WILLIAMS ET HAZEN :

C'est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante (Générale des eaux, 2009):

$$H_L = \frac{10{,}674 . L . Q^{1{,}852}}{C^{1{,}852}\, d^{4{,}871}}$$

H_L : perte de charge, en m

Q: débit, en m^3/s

L: longueur du tuyau, en m

d: diamètre du tuyau, en m

C: coefficient de rugosité de Hazen-Williams

b) Formule de DARCY – WEIBACH :

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe (Générale des eaux, 2009). Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\Pi^2 D^5} = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

J : gradient de pertes de charges en m/km

V : vitesse de l'écoulement en m/s

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

D : diamètre en m

λ : coefficient de frottement.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2log\left(\frac{k}{3{,}71 . D} + \frac{2{,}51}{Re.\sqrt{\lambda}}\right)$$

$$Re = \frac{V . D}{\mu}$$

Après avoir calculé le gradient de pertes de charge il suffit de le multiplier par la longueur de la conduite :

$$\Delta H = J.L$$

ΔH : perte de charge en m

J : gradient de pertes de charge m/km

L : longueur de la conduite en km

c) *Formule de Chezy-Manning :*

La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement à surface libre) et pour les grands diamètres (Générale des eaux, 2009).

$$H_L = \frac{10{,}294 . n^2 . L . Q^2}{d^{5{,}33}}$$

H_L = perte de charge, en m

Q = débit, en m^3/s

L = longueur du tuyau, en m

d = diamètre du tuyau, en m

n = coefficient de rugosité de Manning

d) *Calcul par les tables de colebrook :*

Il existe plusieurs tables qui permettent de calculer les pertes de charge spécifique chacune à un type de conduite, par exemple ce tableau qui montre celle du PVC:

Débit		**Diamètre intérieur en mm**																
m^3/h	**l/s**	**14.8**	**16.8**	**18.6**	**21**	**24**	**28**	**30**	**33.6**	**40**	**42**	**53**	**63.2**	**67.8**	**81**	**101**	**125**	**150**
0.5	**0.14**	7	2.5	2	1.6	0.8	0.25	0.2										
0.7	**0.20**	15	5.5	4	3	1.6	0.9	0.5	0.2									
1	**0.28**	28	10	8	5.5	3	1.7	0.95	0.5									
1.5	**0.42**		18	15	10	6	3	1.8	1	0.3	0.2							
2	**0.55**		35	25	17	10	5.5	3	1.8	0.6	0.5							
2.5	**0.7**			35	25	15	8.5	4.5	2.5	1.1	0.8							
3	**0.38**				35	20	10	6.2	3.7	1.6	1.2	0.3						
4	**1.11**					33	18	10	6	2.5	2	0.7	0.28	0.20				
5	**1.39**						26	15	9	3.8	2.5	0.93	0.35	0.30	0.13			
6	**1.67**						38	20	12	5.5	4	1.3	0.6	0.50	0.18			
8	**2.22**							34	19	7.8	6	2	0.92	0.70	0.3	0.1		
10	**2.78**								28	12	9.8	3	1.4	1	0.45	0.16		
12	**3.34**								37	16	13	4.5	1.9	1.5	0.6	0.21		
15	**4.17**									25	20	6.5	2.9	2	0.9	0.3		
20	**5.55**										30	10	4.5	3.5	1.4	0.5		
25	**6.95**											16	7	5	2	0.75		
30	**8.35**											23	9	7	3	1		
40	**11.1**											35	15	12	4.5	1.7		
50	**13.9**												24	17	7	2.5		

60	**16.7**												32	25	9.5	3.5		0.8
70	**19.5**													30	13	5	2	1.3
80	**22.2**														16	6	3.2	2.5
100	**27.8**														25	9	7	
150	**41.6**																	

Tableau 7 : Pertes de charge linéaire en cm/m conduites PVC (M.Agoussine)

2.4.2. Pertes de charge singulière :

Tous les accessoires montés dans le réseau (coudes, vannes, tés, cône de réduction,...), les déviations et les changements de diamètre sont à l'origine des pertes de charge singulière. Leur influence n'est plus comparée aux pertes de charge linéaire, et par conséquent on les estime à 10% de celles-ci (M.Agoussine) :

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

ΔH_s : pertes de charge singulière ΔH_L : pertes de charge linéaire

2.5. Les accessoires :

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites : les coudes, les tés, les vannes,…Ceux-ci sont généralement identifiés par deux éléments : le DN et la PN.

2.5.1. Les vannes de sectionnement :

Appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant un vis qui abaisse ou élève verticalement, une sorte de lentille.

Son symbole est : RV DN X

X étant le diamètre nominal de la vanne

Figure 8 : Vanne de sectionnement

2.5.2. Les manchettes de traversée :

C'est un accessoire en fonte qui a comme rôle de supporter le poids du béton formant le mur du regard et de protéger la conduite en plastique lors de la traversée de ce mur.
Son symbole est : MT DN X

X étant le diamètre nominal de la manchette

Figure 9 : Manchette de traversée

2.5.3. Les raccords à brides major :

C'est un organe monté avant l'entrée et après la sortie de chaque regard, il s'attache à la conduite en plastique pour lui permettre de se lier aux accessoires en fonte.
Son symbole s'écrit comme : RBM DN X/Y
Avec : X est le diamètre nominal avant le BRM
Et : Y est le diamètre nominal après le RBM

Figure 10 : Raccord à brides major

2.5.4. Les coudes :

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.

Figure 11 : Coudes à différentes angles

2.5.5. Le cône de réduction à brides :

Ce sont des organes de raccordements en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement. Son symbole est CRB DN X/Y .

Avec : X est le diamètre nominal d'entrée au cône.

et : Y le diamètre nominal de sortie du cône.

Figure 12 : Cône de réduction à brides

2.5.6. La plaque pleine :

C'est un bouchon qu'on monte à l'extrémité d'une conduite antenne pour arrêter la circulation des eaux. Dans les tuyaux attachés à ces plaques on aura souvent une stagnation des eaux, c'est ce qui nous mène à les éviter chaque fois qu'il est possible.

Figure 13 : Plaque pleine

2.5.7. Les Tés :

Accessoire en forme de "T" utilisé pour les raccordements des canalisations secondaires aux canalisations principales, son symbole est :

Té DN X/Y.

Avec : X est le DN de la conduite principale.

Y est le DN de a conduite secondaire

Figure 14 : Té

2.5.8. Le poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés, selon les normes de l'ONEP au minimum à des conduites de DN 90 et doivent avoir un rayon d'influence de 200 m chacune. Leur débit de service de 17 l/s n'est pas introduit dans les calculs des besoins en eau, puisque il s'agit seulement d'une demande occasionnelle et les risques d'incendie sont vraiment négligeables. Mais en cas de déclaration d'une incendie, on recourt à fermer tout le réseau et limiter l'alimentation seulement aux bouches d'incendie.

2.6. Les ouvrages annexes :

Il s'agit d'ouvrages assurant le fonctionnement performant du réseau.

2.6.1. Regard de vidange :

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonné, monté sur le réseau dans les points les plus bas.

Ils servent à vidanger les conduites, et sont constituées d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange.

Le point de piquage doit être au-dessous de la conduite du réseau pour garantir la non remontée de l'eau.

2.6.2. Regard de la ventouse :

La ventouse est appareil mis en place aux points les plus hauts, et qui sert à évacuer l'air emprisonné dans les tuyaux pour contourner les pannes dévastatrices liées à l'air compressé. Cet appareil peut aussi injecter de l'air dans les conduites lors de la séance de vidange dans le but d'éviter toute déformation des tuyaux.

2.7. Conditions de validité d'un système par l'ONEP :

L'ONEP exige un certain nombre de conditions pour donner son accord sur un réseau de distribution.

2.7.1. Vitesse de circulation :

La vitesse de circulation des eaux dans les conduites de distribution ne doit pas être sous 0,5 m/s, car ceci favorisera la formation de dépôts et la stagnation de l'eau, et par suite la dégradation de sa qualité. Par ailleurs, celle-ci ne doit pas dépasser 1,5 m/s pour ne pas détériorer les composantes du réseau, mais surtout pour ne pas entrainer d'importantes pertes de charge.

2.7.2. Diamètre et pression des conduites :

Selon les prescriptions de l'ONEP le DN minimal permis dans le réseau vaut 50 mm, et on garde les diamètres inférieurs pour les branchements individuels des futurs abonnés. Alors que pour les pressions on choisit le plus souvent une PN de 16 bars pour les tuyaux en plastique.

2.7.3. Pression au sol :

La pression de service conforme aux exigences de l'ONEP varie entre 1 et 6 bars, ou encore 10 et 60 m. Pour ce qui est de la pression minimale, la pression au sol dans les conditions les plus défavorables doit être comme suit:

$$P_s = P_r + H + J$$

P_s : pression au sol
P_r : pression résiduelle qui est de 10 m
H : hauteur du logement : 3m/niveau
J : pertes de charge pour chaque étage égale à 0,5 m/étage

2.8. Conclusion :

Même en se limitant à la dernière composante d'un système d'AEP, les étapes de base ce calcul du réseau de distribution restent très dépendantes l'une de l'autre, et toute erreur commise peut fausser tout le travail. Donc, chaque étape doit être bien réalisée en commençant par la détermination des besoins en eau, phase de calcul par excellence, puis le choix de la conduite la plus convenable au projet et le choix notamment de ses caractéristiques (DN et PN), jusqu'à l'évaluation des pertes de charge linéaire et singulière dans ces conduites, sans oublier les accessoires et les ouvrages annexes du réseau qui, sans leurs interventions, les tronçons des conduites n'auront aucun intérêt. Tout ça doit être réalisé tout en respectant les normes fournies par l'ONEP.

3. Chapitre 3: L'étude d'alimentation en eau potable :

3.1. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul prises en compte lors de la réalisation de notre étude, telles que les dotations, le nombre d'habitants par logement et bien d'autres, ont été fournies par l'ONEP.

L'horizon de l'étude est la saturation de tout le lotissement, avec un taux de branchement de 100%.Pour ce qui concerne les dotations prises en considération pour les besoins en eau, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Consommateur ou équipement	Dotation
Habitant dans zone villa	100 l/ j / hab.
Habitant au lot économique	70 l/ j / hab.
Centre commercial	$15m^3$/j/unité
Garderie	10 m3/j/unité
Four	20 m3/j/unité
Hammam	26 m3/j/unité
Mosquée	5 m3/j/unité

Tableau 8 : Dotations arrêtées pour le calcul des besoins en eau (ONEP 2005)

Nombre d'habitants par lot :

Villa : 6 personnes / villa.

Lots économiques : 6 personnes par étage.

3.2. Besoins en eau :

Après avoir calculé les besoins en eau de chaque logement, on va essayer de concentrer les besoins en eau dans les nœuds en donnant à chaque nœud une zone d'action, la zonation nodale peut différer d'une conception à l'autre, mais le plus important c'est de bien répartir les logements sur les nœuds (voir figure 15).

Une fois cette opération accomplie, on cherche les besoins de chaque nœud, en additionnant les besoins des logements qui le constituent. Ensuite, on calcule les débits moyens, de pointe journaliers et de pointe horaires. Le tableau 9 montre les besoins en eau par la méthode des zonations nodales.

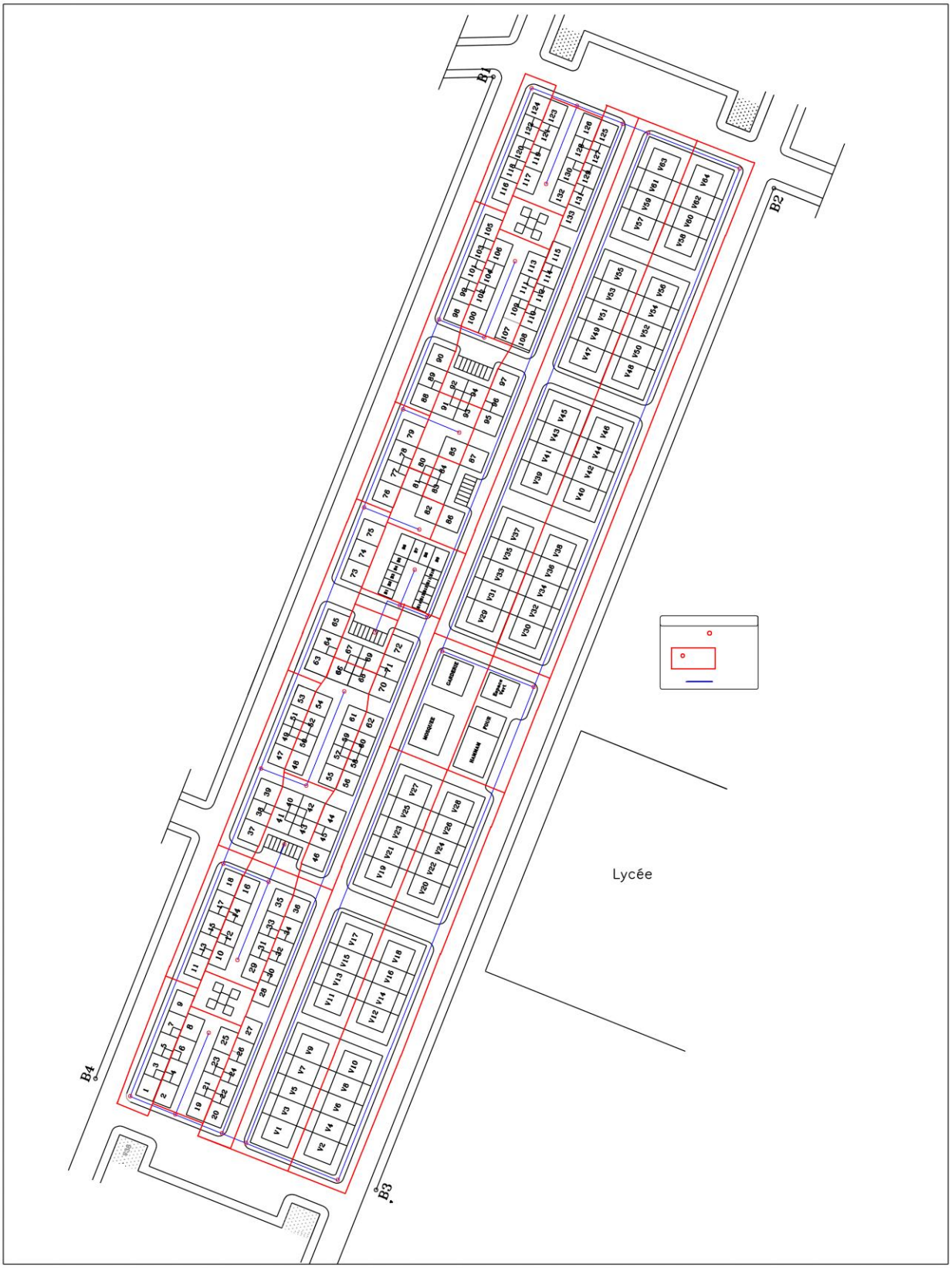

Figure 15 : Représentation spatiale des zones d'action des nœuds

Nœud	Type ménage			Personnes/ménage	Lot ou Unité	Pop(Hab) ou Unité ou Surface (ha)	Dot (l/j/hab) ou (m3/j/unité)	Cons (m3/j)	Qm (l/s)	Qpj (l/s)	Qph (l/s)
	ECO (R+2)	Equipements	Villa (R+1)								
1	POINT DE PIQUAGE										
2			18	6	1	108	100	10,8	0,125	0,19	0,375
3			18	6	1	108	100	10,8	0,125	0,19	0,375
4	17			6	3	306	70	21,42	0,25	0,38	0,75
5											
6	8			6	3	144	70	10,08	0,12	0,18	0,36
7	5			6	3	90	70	6,3	0,08	0,12	0,24
8	8			6	3	144	70	10,08	0,12	0,18	0,36
9	2			6	3	36	70	2,52	0,03	0,05	0,09
10	8			6	3	144	70	10,08	0,12	0,18	0,36
11	4			6	3	72	70	5,04	0,06	0,09	0,18
12	4			6	3	72	70	5,04	0,06	0,09	0,18
13	6			6	3	108	70	7,56	0,09	0,14	0,27
14	2			6	3	36	70	2,52	0,03	0,05	0,09
15		C.C.			1		15	15	0,18	0,27	0,54
16	10			6	3	180	70	12,6	0,15	0,23	0,45
16'											
17	2			6	3	36	70	2,52	0,03	0,05	0,09
18	7			6	3	126	70	8,82	0,11	0,17	0,33
19	2			6	3	36	70	2,52	0,03	0,05	0,09
20	10			6	3	180	70	12,6	0,15	0,23	0,45
21	5			6	3	90	70	6,3	0,08	0,12	0,24
22											
23	2			6	3	36	70	2,52	0,03	0,05	0,09
24	8			6	3	144	70	10,08	0,12	0,18	0,36
25	5			6	3	90	70	6,3	0,08	0,12	0,24
26											
27	8			6	3	144	70	10,08	0,12	0,18	0,36
28	10			6	3	180	70	12,6	0,15	0,23	0,45
29			14	6	1	84	70	5,88	0,07	0,11	0,21
30			14	6	1	84	70	5,88	0,07	0,11	0,21
31		four			1		20	20	0,24	0,36	0,72
		hammam			1		26	26	0,3	0,45	0,9
32		garderie			1		10	10	0,12	0,18	0,36
		mosquée			1		5	5	0,06	0,09	0,18
somme	133	5	64	150	72	2778	1886	276,94	3,3	4,95	9,9

***C.C. : centre commercial**

Tableau 9 :Besoins en eau selon la méthode de zonation nodale

3.3. Etude hors site :

Après avoir calculé le débit de pointe horaire totale qui vaut 9,9 l/s, nous étions obligés de faire le piquage de l'eau d'un autre point autre que la conduite de DN 90 mm situé près de notre lotissement, car celle-ci ne pourra plus assurer ce débit de pointe horaire, aussi et pour avoir une première idée sur le diamètre approprié à ce débit, nous avons utilisé la relation de Bonnin (A. Bedjaoui et, 2005) :

$$D = \sqrt{Q}$$

D : diamètre intérieur de la conduite en m

Q :débit en m^3/s

Donc : D=$\sqrt{Q}$ =$\sqrt{(9{,}9 \div 1000)}$=0,099 m= 106 mm.

Par conséquent nous choisirons une conduite PVC DN 125.

3.3.1. Points de piquage :

Il y aura 2 points de piquage la principale qui sera sur conduite AC DN 100 près de la brigade de la gendarmerie royale et une autre à l'intermédiaire d'un By-pass sur la conduite du lotissement à coté, pour le secours en cas du non disponibilité de la principale (voir figure 11).

3.3.2. Propriétés de la conduite de piquage :

a) Nature :

Nous avons choisi le PVC comme conduite de piquage grâce aux avantages qu'il offre (voir Chapitre 2).

b) Longueur :

La longueur de la conduite de piquage est obtenue en traçant le chemin prévu sur le fichier Auto CAD, en essayant de raccourcir le maximum possible la distance parcourue, la longueur trouvée est 900 m.

c) Diamètre nominal :

Le diamètre nominal provisoire est obtenu en appliquant la relation de Bresse ci-dessus :

Donc : D=$\sqrt{Q}$ =$\sqrt{(11{,}07 \div 1000)}$=0,106 m= 106 mm

Par conséquent on choisira une conduite PVC DN 125, ce diamètre sera vérifié lors de la simulation hydraulique.

d) Rugosité :

Puisqu' on va utiliser la formule de Darcy-Weisbach pendant le calcul des pertes de charge par le logiciel EPANET 2.0, le coefficient de rugosité pour les conduites neuves en PVC sera de 0,0015 mm.

e) ***Pression nominale:***

La pression nominale choisie est de 16 bars selon les normes de l'ONEP.

La figure ci-après représente l'état final du réseau du piquage :

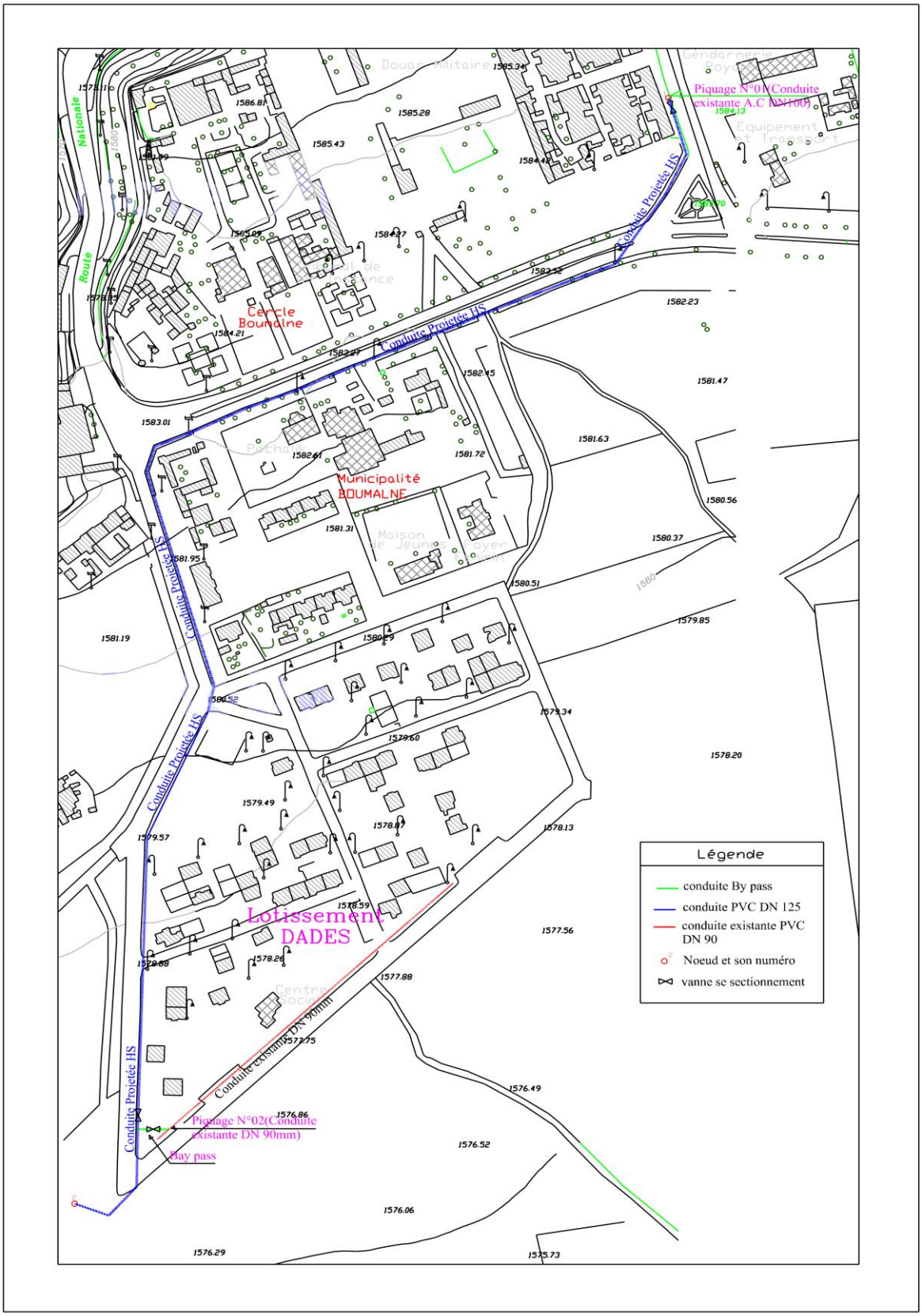

Figure 16 : Etat final du réseau de piquage

3.4. Etude in site :

3.4.1. Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique :

a) Le logiciel utilisé : EPANET 2.0 :

i. Présentation :

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,…).

Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible.

Le logiciel présente également un module qualité qu'on ignorera dans notre étude, qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques et les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau.

ii. Principe de calcul du logiciel :

Le logiciel se base dans le calcul du réseau maillé sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

La loi des mailles dit quant à elle que la différence de charges ΔH (la charge égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces deux nœuds (voir figure ci-après).

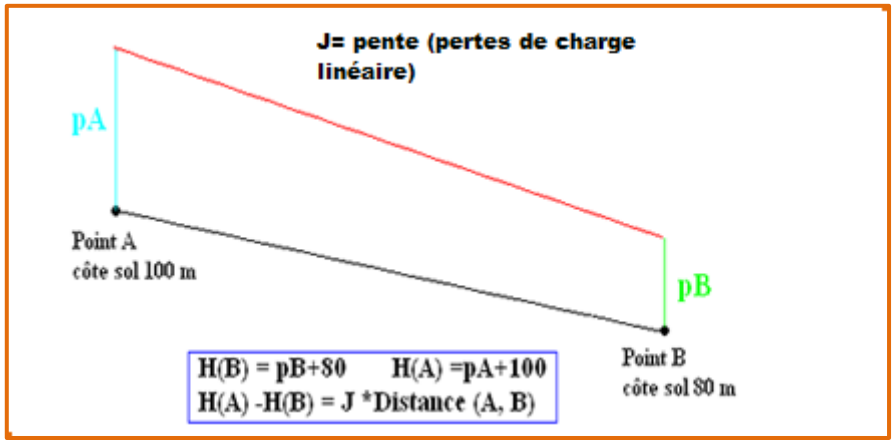

Figure 17 : Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable (Générale des eaux, 2009)

Ainsi, le logiciel présente de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi 3 les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

iii. Données saisies:

✓ Longueur des conduites :

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il m'a été possible d'importer un fichier comme fond d'écran représentant mon réseau. Ainsi, nous avons pu plus facilement représenter le réseau. Ensuite, il a fallu entrer la longueur de chaque tronçon, récupéré depuis un fichier Auto CAD qui montre le plan de situation de la zone d'étude.

Le tableau ci-dessus récapitule les longueurs des tronçons de notre réseau :

N° d'arc	Longueur (m)	N° d'arc	Longueur (m)
1	900	19	20,73
2	46,11	20	37,75
3	12,16	21	116,79
4	23,07	22	23,07
5	40,4	23	40,18
6	23,07	24	258,44
7	115,7	25	14,04
8	23,07	26	23,99
9	40,4	27	20,32
10	45,38	28	251,92
11	28,4	29	12,16
12	48,18	30	46,11
13	28,74	31	245,79
14	129,93	32	245,79
15	23,07	33	46,11
16	45,55	34	259,1
17	47,86	35	259,1
18	23,07	36	23,07

Tableau 10 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution du lotissement

✓ Diamètres des conduites :

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en mm, en se référant au tableau 6 qui exprime l'équivalence entre les diamètres internes et nominaux pour les conduites en PVC utilisées dans notre projet. Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires.

✓ Rugosité des conduites :

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de DARCY-WEISBACH car théoriquement c'est la plus correcte, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 0,0015 mm à tous les tronçons.

✓ ***Altitude des nœuds :***

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces cotes au sol en se basant sur un fichier Covadis sur lequel on a reporté le levée topographique du site de l'étude. Son unité est le mètre. Le tableau suivant donne les altitudes en m des nœuds.

N° du nœud	Altitude (m)	N° du nœud	Altitude (m)
1	1607,5	17	1575,48
2	1577,06	18	1575,14
3	1577,56	19	1574,92
4	1577,63	20	1575,28
5	1577,83	21	1574,84
6	1577,49	22	1574,55
7	1578,08	23	1574,69
8	1576,98	24	1574,08
9	1576,82	25	1574,08
10	1577,14	26	1573,46
11	1576,62	27	1573,76
12	1576,38	28	1573,23
13	1576,13	29	1573,15
14	1575,9	30	1572, 74
15	1575,72	31	1574,9
16	1575,4	32	1575,28
16'	1573,54		

Tableau 11: Altitudes des nœuds du réseau en mètre NGM

✓ ***Demande de base des nœuds :***

Paramètre propre aux nœuds: il s'agit d'insérer la demande en eau dans chacun d'eux en l/s, en faisant appel au tableau 9.

iv. *Résultats obtenus :*

Pour chaque nœud on aura les données concernant la charge totale est la pression en mètres, tandis que pour les conduites les résultats de la simulation porteront sur la vitesse en m/s et les pertes de charge en m/km.

b) *Conception adoptée :*

Le choix du type convenable de la conception se fait en étapes suivantes :

- ✓ faire branchement individuels pour chaque logement de sa façade principale.
- ✓ dessiner des conduites qui entourent tout le lotissement de tous ses côtés
- ✓ lier les branchements individuels de chaque logement et équipement qui se trouve tout au long de la longueur du lotissement à ces conduites.
- ✓ Faire passer deux conduites le long du lotissement, puisque on ne peut pas poser une conduite sous les chaussées, dans lesquelles seront branchés les logements et les équipements à proximité.

- ✓ Commencer à intégrer sur le réseau à partir des conduites principaux des conduites appelées antennes ou sera monté le reste des branchements individuels, à condition qu'elles soient les plus courtes possible pour minimiser les coûts.

c) ***Simulation hydraulique :***

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique, si un message d'erreur s'affiche donc il faut revoir les données d'entrée et s'en assurer, sinon la simulation sera révélée réussie et il ne reste que de changer les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

Dans notre cas, même en changeant les diamètres au-dessus du DN minimal imposé par l'ONEP, la donnée vitesse ne se conforme pas aux conditions idéales de circulation dans certains tronçons, et on a toujours une contradiction : soit on respecte le seuil du diamètre nominal, mais les vitesses seront médiocres, soit on ajuste les vitesses, et cette fois-ci c'est les diamètres qui seront erronés.

Ce problème est due au fait qu'il s'agit d'un ancien réservoir (1967) qui se situe à une faible cote par rapport aux nouveaux logements qui sont construits récemment, et comme la vitesse est lié à la hauteur, c'est la raison alors, à cause de laquelle on a cette variation en dehors de la fourchette recommandée.

Après les discussions, nous avons conclu à garder le modèle de simulation qui respecte les normes de diamètre nominal en attendant la résolution du problème de la vitesse par la reconstruction du nouveau réservoir prévu prochainement . Donc la simulation obtenue en respectant les diamètres est la suivante :

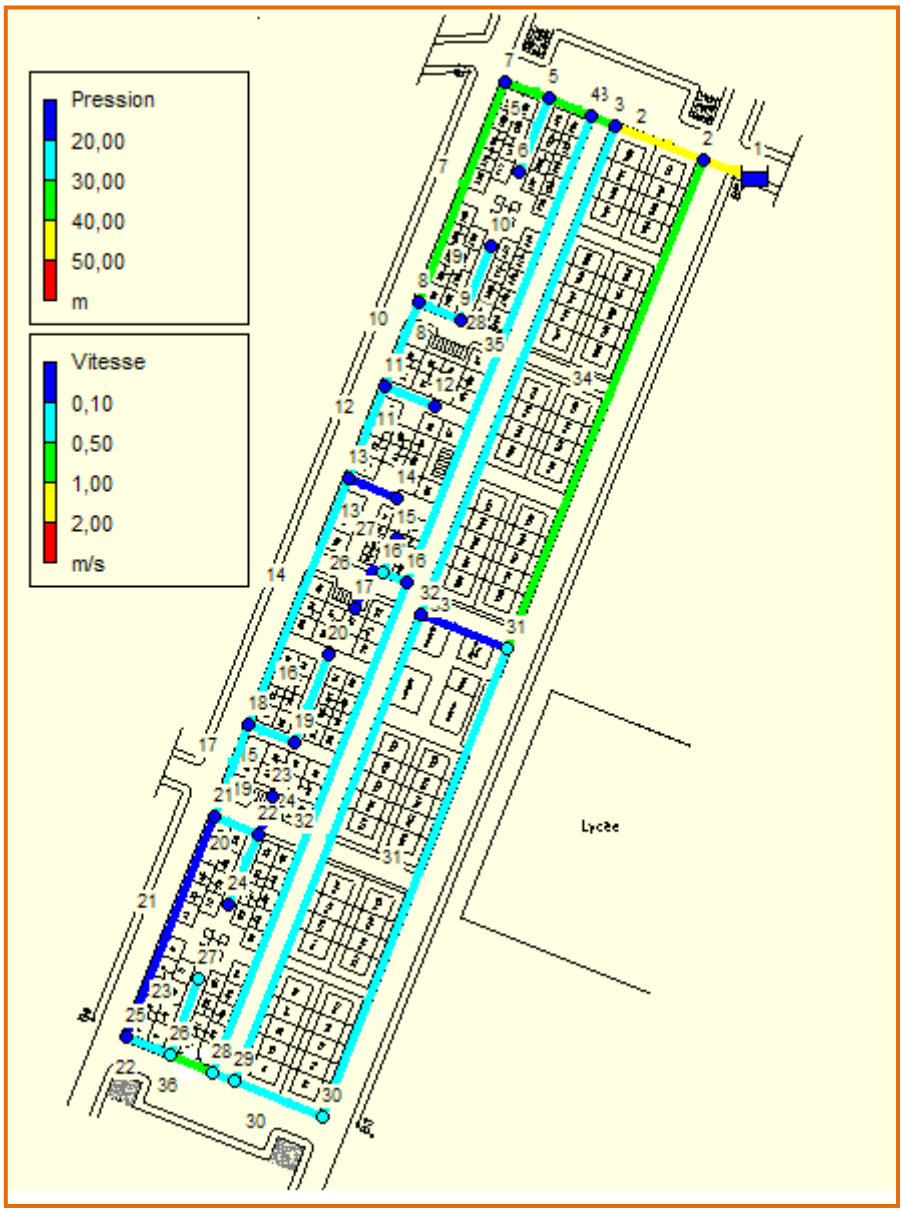

Figure 18 : Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique

d) Rapport de la simulation :

i. États des nœuds :

N° du nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	La charge (m)	La pression(m)
1	1607,5	-9,9	1607,5	0
2	1577,06	0,375	1595,92	18,86
3	1577,56	0,375	1595,32	17,76
4	1577,63	0,75	1595,23	17,6
5	1577,83	0	1595,05	17,22
6	1577,49	0,36	1594,96	17,47
7	1578,08	0,24	1594,91	16,83
8	1576,98	0,36	1594,28	17,3
9	1576,82	0,09	1594,2	17,38
10	1577,14	0,36	1594,11	16,97
11	1576,62	0,18	1594,14	17,52
12	1576,38	0,18	1594,12	17,74

13	1576,13	0,27	1594,04	17,91
14	1575,9	0,09	1594,04	18,14
15	1575,72	0,54	1594,51	18,79
16	1575,4	0,45	1594,69	19,29
16'	1573,54	0	1594,61	21,07
17	1575,48	0,09	1594,6	19,12
18	1575,14	0,33	1593,86	18,72
19	1574,92	0,09	1593,75	18,83
20	1575,28	0,45	1593,59	18,31
21	1574,84	0,24	1593,84	19
22	1574,55	0	1593,77	19,22
23	1574,69	0,09	1593,76	19,07
24	1574,08	0,36	1593,68	19,6
25	1574,08	0,24	1593,88	19,8
26	1573,46	0	1593,96	20,5
27	1573,76	0,36	1593,87	20,11
28	1573,23	0,45	1594,18	20,95
29	1573,15	0,21	1594,26	21,11
30	1572,74	0,21	1594,29	21,55
31	1574,9	1,62	1594,96	20,06
32	1575,28	0,54	1594,96	19,68

Tableau 12 : Etat des nœuds du réseau par simulation hydraulique.

Le nœud 1 définit le point de piquage principal, on le représente par un réservoir dans la simulation et on lui attribuera l'altitude du réservoir d'alimentation qui est à 1607,5 m NGM.

$$P_n = (Z_r - Z_n) - \Delta H$$

P_n : pression au nœud n, en m

Z_r : cote radier du réservoir =1607,5 m NGM

Z_n : cote au nœud n, en m

ΔH : pertes de charge dans les conduites entre le réservoir et le nœud n, en m

$$H_n = P_n + Z_n$$

H_n : la charge totale au nœud n, en m

P_n : pression au nœud n, en m

Z_n : cote au nœud n, en m

ii. États des arcs ou des conduites :

N° du tuyau	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité (mm)	Vitesse (m/s)	Gradient de pertes de charge (m/km)
Tuyau 1	900	106	0,0015	1,25	12,87
Tuyau 2	46,11	93,8	0,0015	1,16	12,92
Tuyau 3	12,16	93,8	0,0015	0,86	7,53
Tuyau 4	23,07	76,8	0,0015	0,75	7,59

Tuyau 5	40,4	42,6	0,0015	0,25	2,34
Tuyau 6	23,07	76,8	0,0015	0,67	6,25
Tuyau 7	115,7	76,8	0,0015	0,62	5,42
Tuyau 8	23,07	42,6	0,0015	0,32	3,44
Tuyau 9	40,4	42,6	0,0015	0,25	2,34
Tuyau 10	45,38	76,8	0,0015	0,45	3,02
Tuyau 11	28,4	42,6	0,0015	0,13	0,71
Tuyau 12	48,18	76,8	0,0015	0,37	2,16
Tuyau 13	28,74	42,6	0,0015	0,06	0,14
Tuyau 14	129,93	76,8	0,0015	0,29	1,42
Tuyau 15	23,07	42,6	0,0015	0,38	4,72
Tuyau 16	45,55	42,6	0,0015	0,32	3,44
Tuyau 17	47,86	76,8	0,0015	0,1	0,23
Tuyau 18	23,07	42,6	0,0015	0,32	3,44
Tuyau 19	20,73	42,6	0,0015	0,06	0,14
Tuyau 20	37,75	42,6	0,0015	0,25	2,33
Tuyau 21	116,79	53,6	0,0015	0,09	0,32
Tuyau 22	23,07	42,6	0,0015	0,32	3,45
Tuyau 23	40,18	42,6	0,0015	0,25	2,34
Tuyau 24	258,44	53,6	0,0015	0,27	1,98
Tuyau 25	14,04	42,6	0,0015	0,44	6,17
Tuyau 26	23,99	42,6	0,0015	0,06	0,14
Tuyau 27	20,32	42,6	0,0015	0,38	4,72
Tuyau 28	251,92	76,8	0,0015	0,37	2,12
Tuyau 29	12,16	42,6	0,0015	0,45	6,5
Tuyau 30	46,11	53,6	0,0015	0,14	0,63
Tuyau 31	245,79	53,6	0,0015	0,33	2,71
Tuyau 32	245,79	53,6	0,0015	0,33	2,84
Tuyau 33	46,11	42,6	0,0015	0,03	0,05
Tuyau 34	259,1	76,8	0,0015	0,5	3,69
Tuyau 35	259,1	76,8	0,0015	0,29	1,39
Tuyau 36	23,07	42,6	0,0015	0,57	9,62

Tableau 13 : Etat des tuyaux par simulation hydraulique

e) Détail des nœuds :

i. Nœuds hors site :

Les nœuds hors site sont :

- ✓ le nœud 1 qui représente le point de piquage principale sur la conduite de AC DN 100 mm.
- ✓ le nœud qui représente le point de piquage secondaire de secours sur la conduite de PVC DN 90 mm par la conduite de By-pass.

La figure ci-dessus donne les composantes des regards des deux points de piquage.

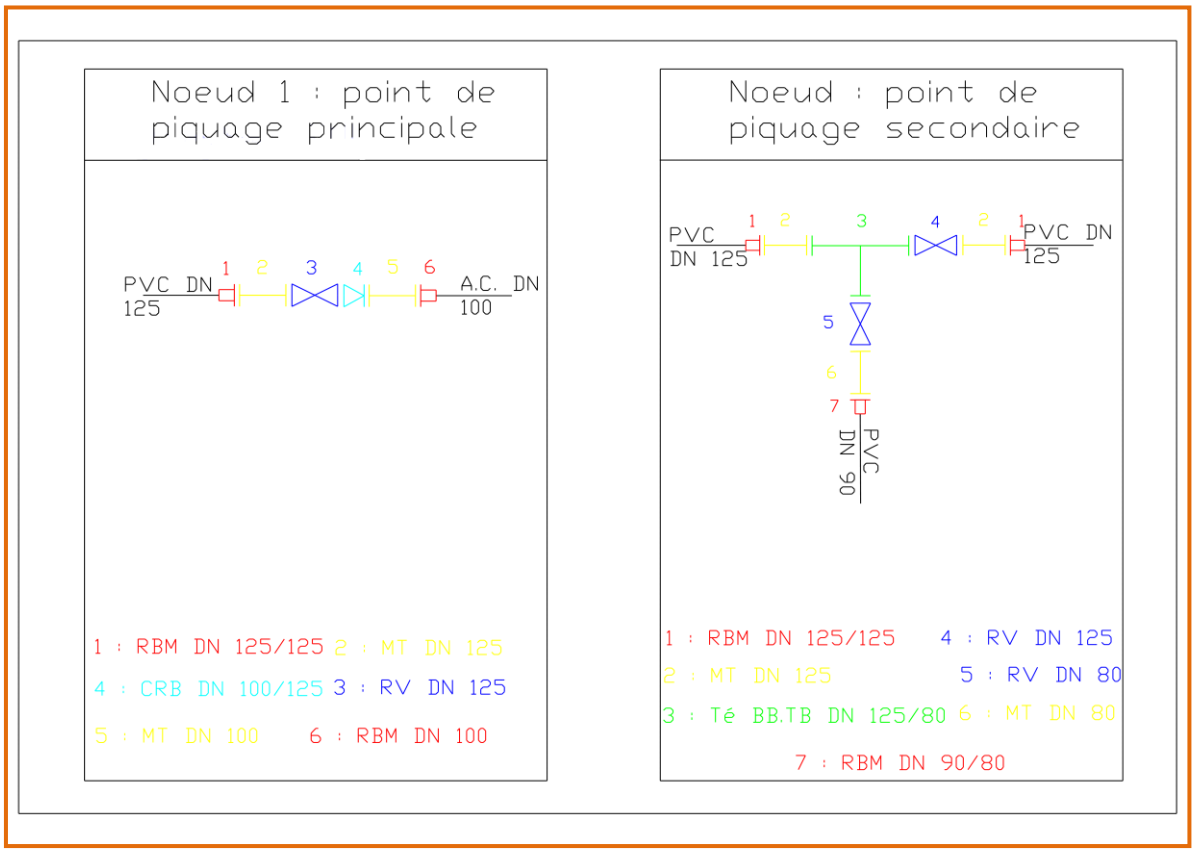

Figure 19 : Détail des nœuds des points de piquage

ii. *Nœuds in site :*

Les nœuds in site commencent depuis le nœud n°2 jusqu'au nœud n° 32, le détail de ces nœuds est comme suit :

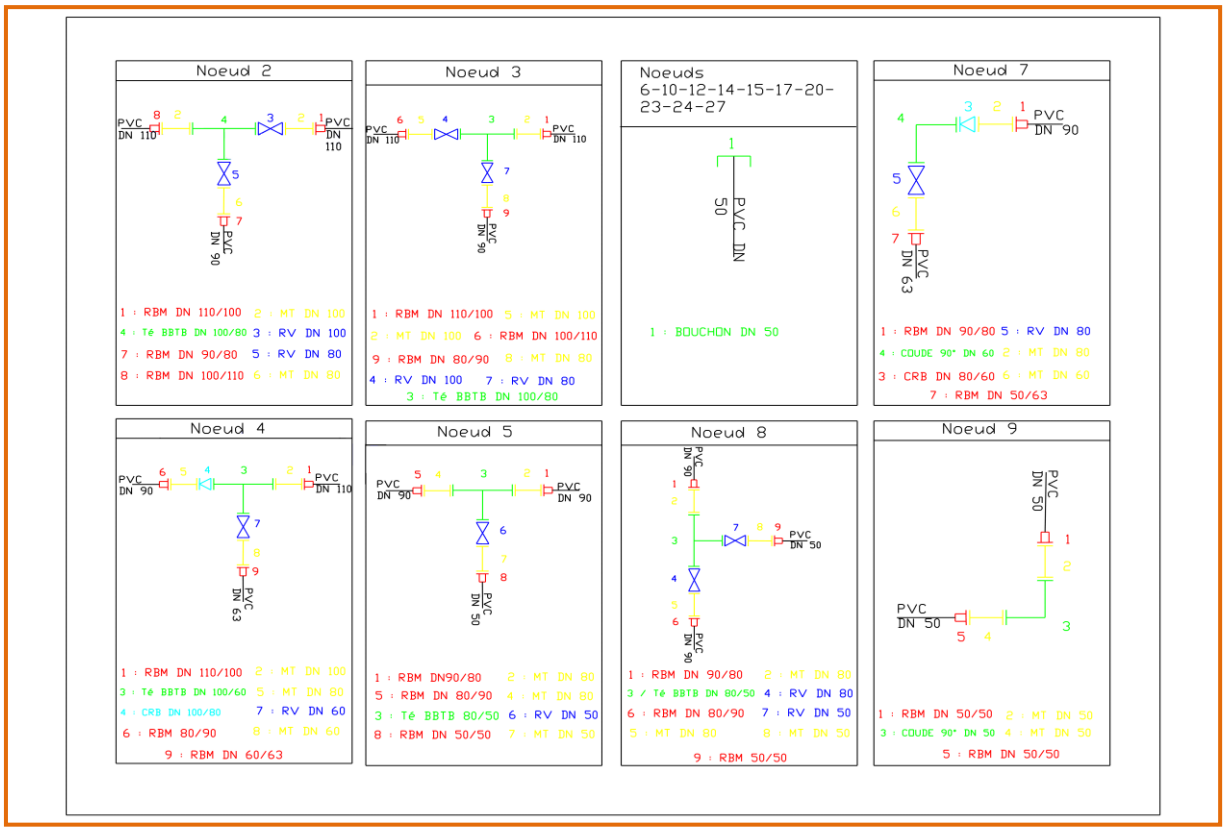

Figure 20: Détail des nœuds in site (N2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 15, 17, 20, 23, 24, 27)

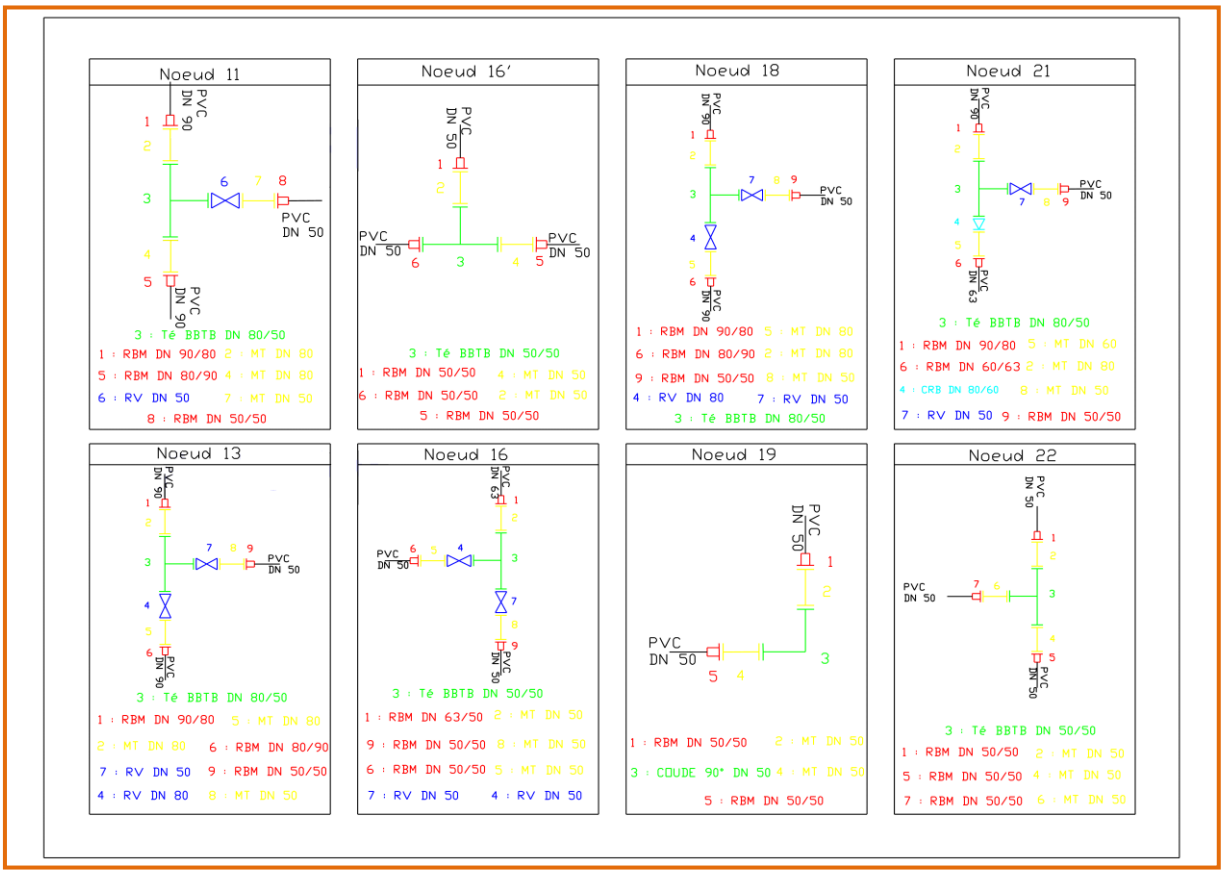

Figure 21: Détail des nœuds in site (N11, 13, 16, 16', 18, 19, 21, 22)

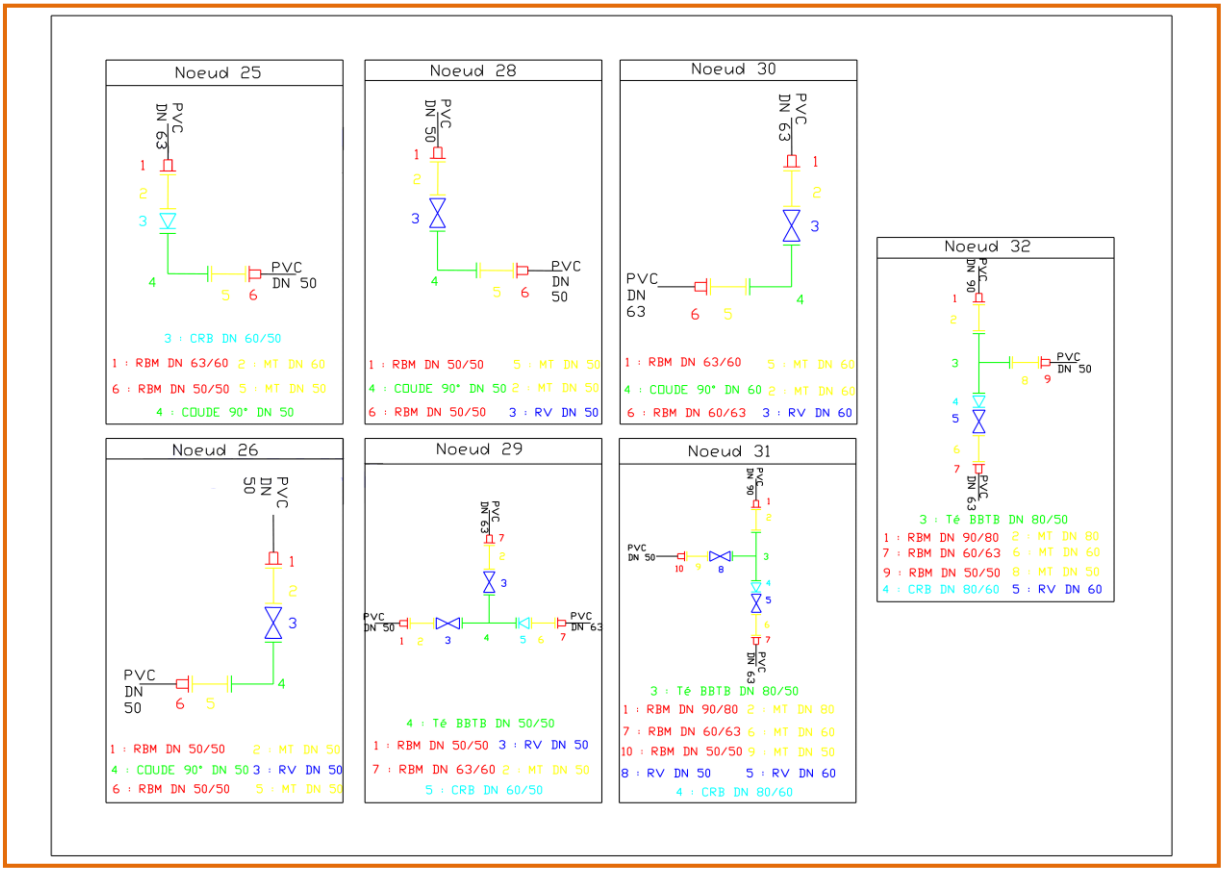

Figure 22 : Détail des nœuds in site (N25, 26, 28, 29, 30, 31, 32)

f) Ouvrages annexes :

i. Regard de la vanne de sectionnement :

Le choix des emplacements idéals des robinets-vanne est une étape stricte, car il faut poser le minimum d'unités tout en gardant tous les tronçons du réseau contrôlés. Le nombre de vannes montées sur notre réseau est de 28 vannes.

Les regards des robinets–vanne peuvent changer de dimensions en fonction du nombre de vannes dont un nœud est équipé, le plan type de ces regards est donnée par la figure 18 :

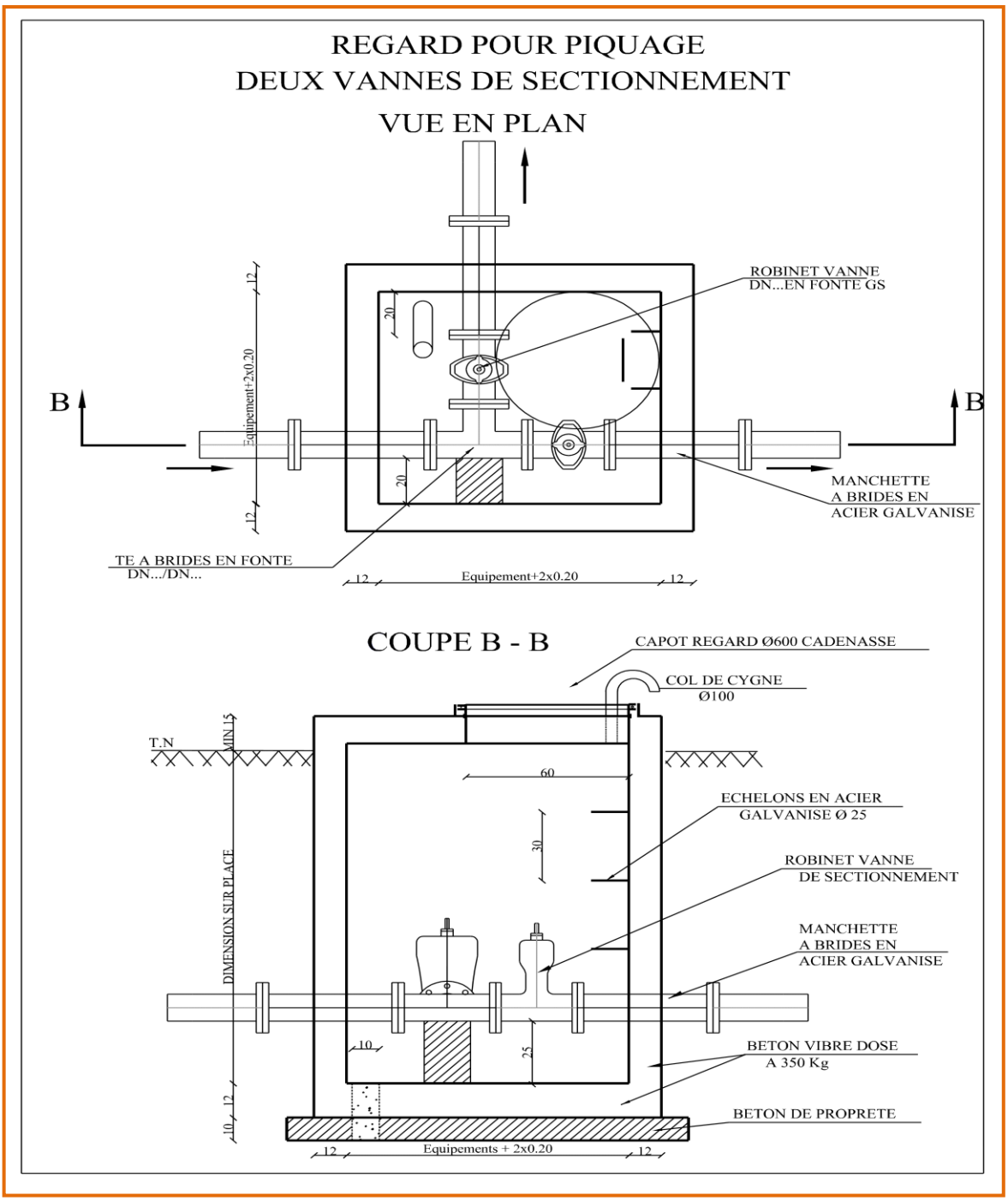

Figure 23 : Plan-type d'un regard à 2 vannes de sectionnement

ii. Regard de la ventouse :

Comme elle doit être mise en service en série dans les points les plus hauts, on a sélectionné de la brancher au voisinage du nœud n°7 (cote la plus élevée). Le plan type validé par l'ONEP pour un regard de ventouse est indiqué dans la figure :

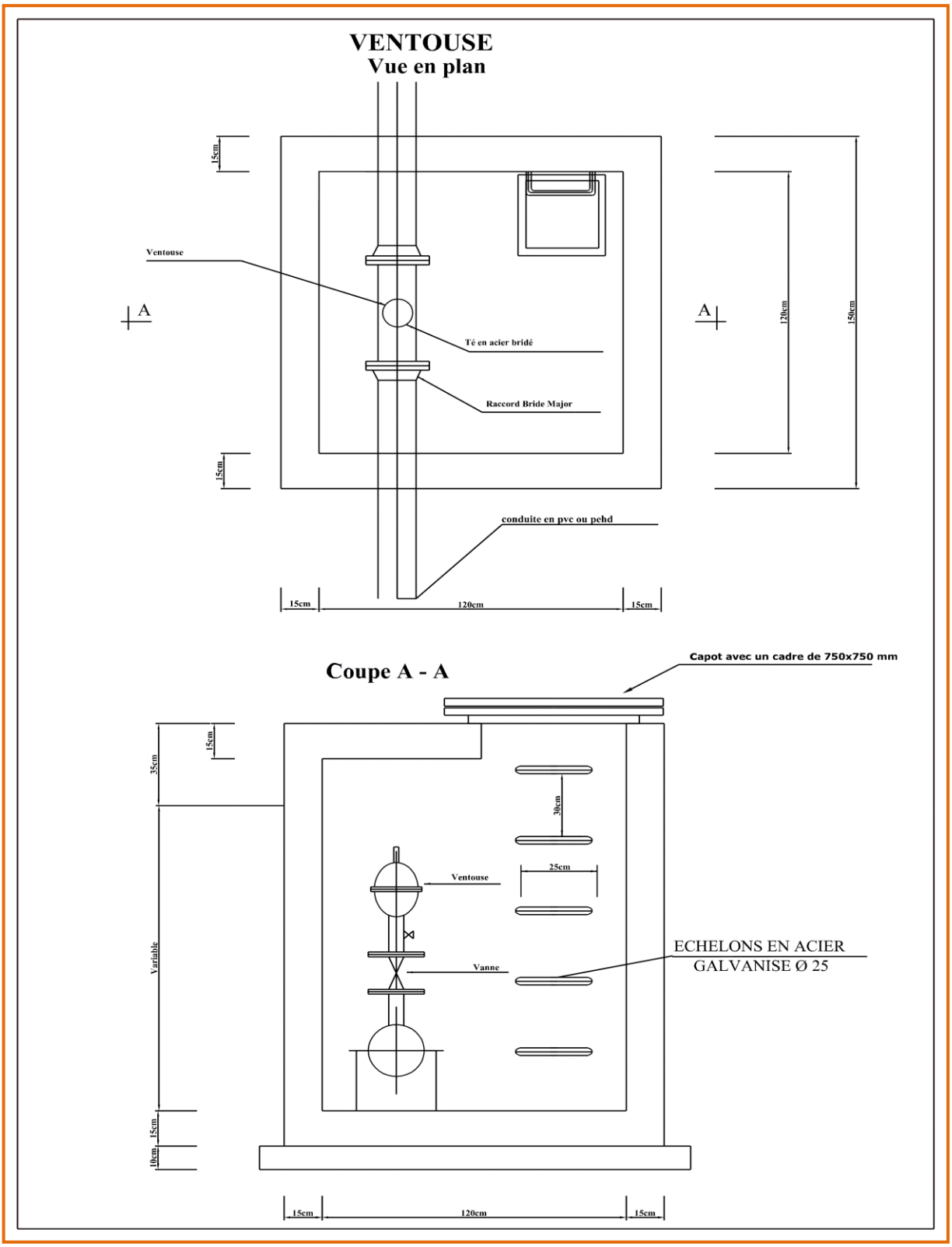

Figure 24 : Plan-type du regard de la ventouse

iii. Regard de vidange :

Le regard de vidange quant à lui est toujours conçu dans les points bas. Dans notre cas nous avons décidé de le construire près du nœud n° 30, car il est peu élevé que les autres, en plus, il bénéficiera du regard d'assainissement prévu être à son voisinage selon l'étude d'assainissement liquide en cours de réalisation, il en bénéficiera pour déverser l'excès des eaux de vidange.

La figure ci-dessous est un plan-type de cette sorte de regard :

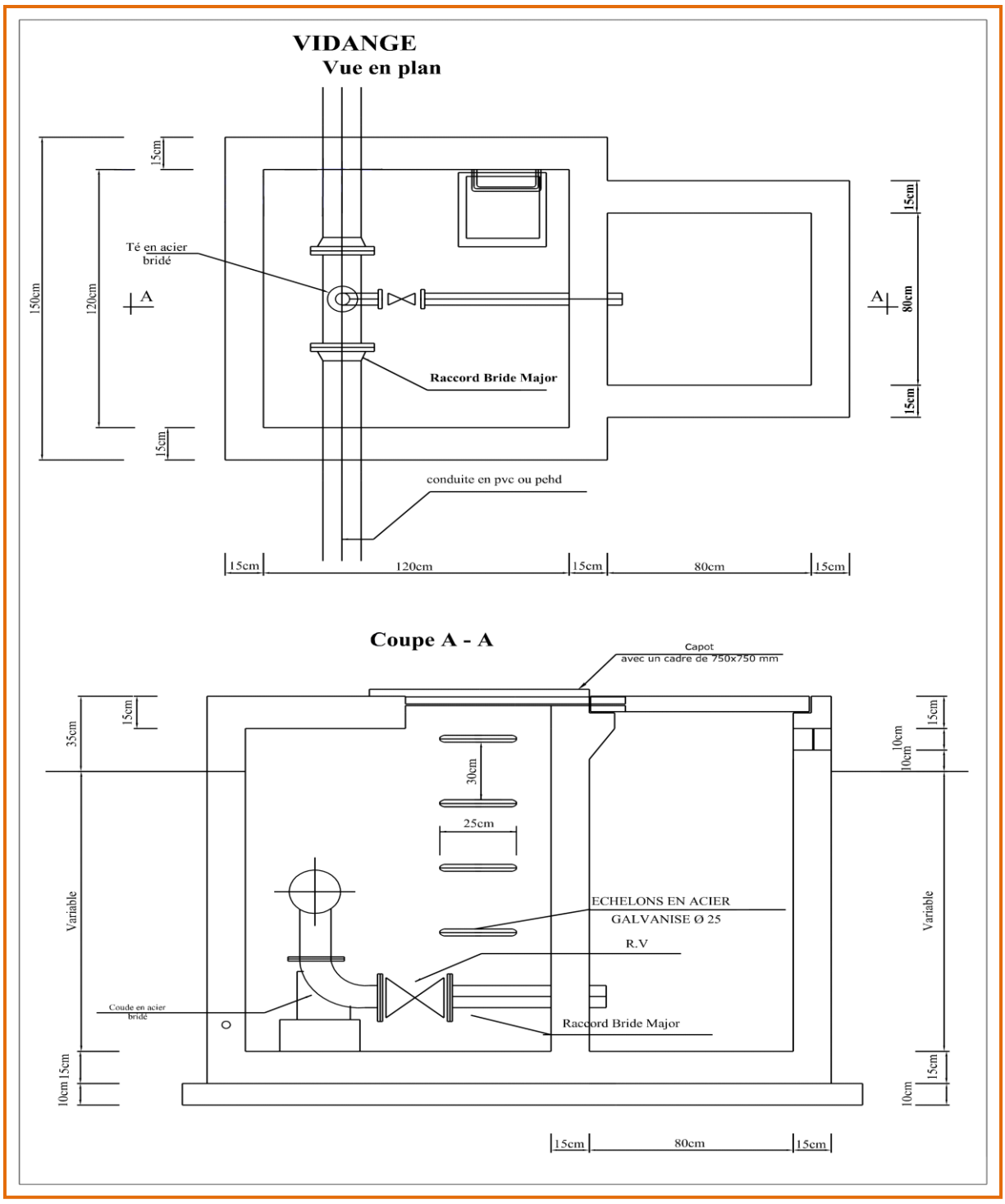

Figure 25 : Plan-type du regard de vidange

Figure 26 : Etat final du réseau de distribution in site

g) La pose des conduites :

La pose des conduites se fait à une profondeur de 1,2 m de la surface sur une épaisseur de 10 cm de sable s'il s'agit d'un terrain meuble et de 15 cm de gravettes s'il s'agit d'un terrain rocheux, puis elle sera enterré sous une couche d'amplitude égale au DN+25 cm de remblais appelés primaires constitué d'un matériau fin, compacté et tamisé. Ensuite, le reste sera rempli par les mêmes déblais enlevés de la tranchée. La largeur de la tranchée est fonction du diamètre de la conduite (tableau 14).

DN de la conduite (mm)	Largeur de la tranchée (m)
DN <150< mm	0,6
150< DN <300	DN+ (2*0,25)
300< DN <500	DN+ (2*0,3)
DN> 500	DN+(2*0,4)

Tableau 14 : Variation de la largeur de la tranchée en fonction du DN.

La figure 26 représente l'état final du réseau in site, elle montre les conduites projetées, les emplacements des vannes, des regards de vidange et de la ventouse ainsi que les bouches d'incendie.

3.4.2. Conclusion :

L'utilisation du logiciel informatique (EPANET, AutoCAD, Covadis) dans le calcul des réseaux d'AEP a certainement changer la qualité des résultats qui se basaient auparavant sur les applications numériques de diverses formules de calcul. En effet, les besoins en eau définit à partir des hypothèses arrêtées a imposé de diviser l'étude en deux volets : le premier qui s'intéresse au piquage de l'eau vers le lotissement dans des conditions favorables, et le deuxième s'articule sur l'utilisation du logiciel de simulation hydraulique ENANET pour concevoir le réseau pas seulement le plus performant (vitesse et pressions respectées), mais aussi le moins coûteux possible(diamètre et longueur minimisés et nombre d'accessoires réduit).

Cependant, dans notre étude on avait un problème de diminution de la vitesse de l'eau dans certains tronçons et même en diminuant les diamètres, la variation de la vitesse reste en dehors de la fourchette. Ceci est causé par la cote insuffisante du radier du réservoir. À part ceci, les pressions sont satisfaisantes et les diamètres sont légaux.

4. Conclusion, recommandations et perspectives :

4.1. Conclusion :

Le débit de pointe horaire de 9,9 l/s nécessaire pour la satisfaction des besoins de cette agglomération, sera véhiculé à l'intermédiaire d'une conduite PVC DN 125, à partir d'un point de piquage se situant à environ 900 m du lotissement, à ce point principal on a ajouté un autre piquage de secours sur une conduite en PVC DN 90.

En arrivant au lotissement, l'eau circulera dans des tuyaux en PVC PN 16 présentant des différents diamètres allant de 110 mm à 50 mm. La pression exercée dans chaque nœud du réseau assure la pression minimale requise et ne dépasse jamais la limite, tandis que les vitesses sont moins équilibrées, et on observe alors des tronçons où les vitesses varient dans la fourchette de 0,5 et 1,5 m/s, et à l'opposé, d'autres caractérisés par des vitesses presque nulles. Ceci nous a ramené à chercher la raison pour laquelle on obtient ce résultat erroné, et après la vérification de tout le réseau, nous avons conclu que l'origine du problème est la cote radier du réservoir d'alimentation jugée non suffisante, surtout avec l'exigence d'un diamètre minimal de 50 mm. En connaissant la cause, nous avons décidé de garder la conception respectant les diamètres en attendant la reconstruction d'un nouveau réservoir.

A travers cette étude, on a présenté tout ce qui concerne le calcul des réseaux de distribution, depuis l'estimation des besoins en eau jusqu'à le dimensionnement du réseau .

Nous signalons que tout le projet a été réalisé en suivant les plans-type et les consignes imposés par l'ONEP dans ce type d'étude, et que malgré les problèmes techniques rencontrés nous avons essayé chaque fois de se rapprocher le plus possible à la bonne marche de l'étude de ses deux volets technique et économique, et on espère que nos recommandations seront entendus par les responsables du domaine, pour que ce projet et ceux du futur retrouvent les meilleurs circonstances de réalisation.

Du coté pédagogique, cette étude m'a parmi de mettre en pratique, plusieurs connaissances que nous avons acquis durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

4.2. Recommandations et perspectives :

A partir du rapport de la simulation hydraulique, on constate qu'un problème est posé et il est en relation directe avec la vitesse de circulation des eaux, qui n'augmente pas avec la diminution des diamètres lors de l'ajustement du modèle. Ce problème est due au fait que le réservoir est situé à une altitude qui ne permet pas de garantir la fourchette de vitesse mentionnée. Aussi, et pour faire face à cette problématique, nous recommandons la reconstruction d'un réservoir plus grand qui pourra répondre aux besoins du développement urbain que connait la région (puisque le système de pompage est en marche continue pour

garder le réservoir d'alimentation à son trop plein) et plus haut pour contourner les problèmes de stagnation des eaux et la dégradation par conséquent de sa qualité. En plus de ceci, il est préférable d'installer, des vannes stabilisatrices aval, en amont du réseau, après la reconstruction du nouveau réservoir, si c'est nécessaire en vue de garder la pression dans les normes.

Cette étude aurait pu être plus précise qu'elle est, si l'on avait bénéficié d'un maximum d'information sur des options détaillées du logiciel EPANET, ce qui nous aurait permis de connaitre l'état du réseau dans le temps et l'espace, grâce à l'insertion des courbes de modulation des consommations, des accessoires (vannes, pompe,…) et des commandes qui gèrent le réseau. Cependant, le manque d'information a représenté une limite à notre étude. Aussi, nous recommandons que toutes les informations nécessaires soient fournies dans les études futures d'AEP pour mener à bien de tel projet.

Liste des tableaux :

Tableau 1 : Apport moyen de l'Oued Dadès.....12

Tableau 2 : Répartition des surfaces dans le lotissement.....14

Tableau 3 : Différentes unité de dotations en fonction du consommateur.. 17

Tableau 4 : Coefficients de rugosité pour les tuyaux neufs (Générale des eaux, 2009).....19

Tableau 5 : Dimensions PEHD PN 16 (Bourbon plastique, 2009).....20

Tableau 6 : Dimensions PVC PN 16 (ONEP, 2011).....20

Tableau 7 : Pertes de charge linéaire en cm/m conduites PVC (M.Agoussine) 22

Tableau 8 : Dotations arrêtées pour le calcul des besoins en eau (ONEP 2005).....27

Tableau 9 : Besoins en eau selon la méthode de zonation nodale 29

Tableau 10 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution du lotissement 33

Tableau 11: Altitudes des nœuds du réseau en mètre NGM.....34

Tableau 12 : Etat des nœuds du réseau par simulation hydraulique.....36

Tableau 13 : Etat des tuyaux par simulation hydraulique.....37

Tableau 14 : Variation de la largeur de la tranchée en fonction du DN.....44

Listes des figures

Figure 1 : Représentation de la charge totale entre 2 sections.....8

Figure 2 : Situation géographique de la commune urbaine de Boumalne-Dadès (Google earth).....10

Figure 3 : Log stratigraphique synthétique des formations méso-cénozoïques du bassin d'Ouarzazate (Kh. Boumane et 2009).....11

Figure 4 : Nature géologique des roches au site de l'étude.....11

Figure 5 : Situation topographique de la zone d'étude (Google earth).....14

Figure 6 : Plan du lotissement d'étude.....15

Figure 7 : Schéma synoptique des adductions du centre Boumalne-Dadès (Groupement SETRAGEC, 2011).....16

Figure 8 : Vanne de sectionnement 23

Figure 9 : Manchette de traversée.....23

Figure 10 : Raccord à brides major.....24

Figure 11 : Coudes à différentes angles.....24

Figure 12 : Cône de réduction à brides.....24

Figure 13 : Plaque pleine.....24

Figure 14 : Té.....24

Figure 15 : Représentation spatiale des zones d'action des nœuds.....28

Figure 16 : Etat final du réseau de piquage.....31

Figure 17 : Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable (Générale des eaux, 2009).....32

Figure 18 : Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique.....36

Figure 19 : Détail des nœuds des points de piquage.....39

Figure 20: Détail des nœuds in site (N2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 15, 17, 20, 23, 24, 27).....39

Figure 21: Détail des nœuds in site (N11, 13, 16, 16', 18, 19, 21, 22).....40

Figure 22 : Détail des nœuds in site (N25, 26, 28, 29, 30, 31, 32).....40

Figure 23 : Plan-type d'un regard à 2 vannes de sectionnement.....41

Figure 24 : Plan-type du regard de la ventouse.....42

Figure 25 : Plan-type du regard de vidange.....43

Figure 26 : Etat final du réseau de distribution in site.....44

Bibliographie :

- **A. Bedjaoui, B. Ahour, M.T ; Bouziane,** nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement, LARHYSS, université Med Khiter-Biskra, Juin 2005, pp.141-145.
- **Association des jeunes sapeurs-pompiers**, Hydraulique, Lyon-Duchère.
- **B.Aouya**, étude du système d'alimentation en eau potable de la commune de Khraicia-Algérie, mémoire de fin d'étude à ENSH Algérie, p.13 ; 45 ; 46 ; 58 ; 59.
- **Bourbon plastique bâtiment,** PEHD eau potable, juin 2009.
- **ESHA**, petite hydroélectricité : Guide technique pour la réalisation des projets, 2005, p.21-23.

- **Générale des eaux,** EPANET 2.0 : Manuel de l'utilisateur, version française, 2003.
- **Groupement SETRAGEC-INOVAR**, étude d'impact sur l'environnement de la station d'épuration de Boumalne-Dadès, rapport pré-définitif, mars 2011.
- **Jacques Bonvin,** Cours d'hydraulique urbaine, EIVD de suisse, version 2005, p.49-62.
- **Kh. Boumane**, **M. Jaffal**, **A. Kchikach,** étude de la structure du bassin d'Ouarzazate par sismique réflexion : implications hydrogéologiques, 2009.
- **M. Agoussine**, cours d'alimentation en eau potable du milieu rural, p.4 et p.31.
- **ONEP**, Modélisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable, 2005.
- **ONEP,** Hydraulique urbaine, document 2011.
- **Saint-Gobain canalisation,** Formulaire, 1989, p.7-8.
- **Sylvain Guilsou** Modélisation sur le logiciel EPANET du réseau d'eau potable de la commune d'Urrugne (064)-France, Juin 2007, p.19-24.