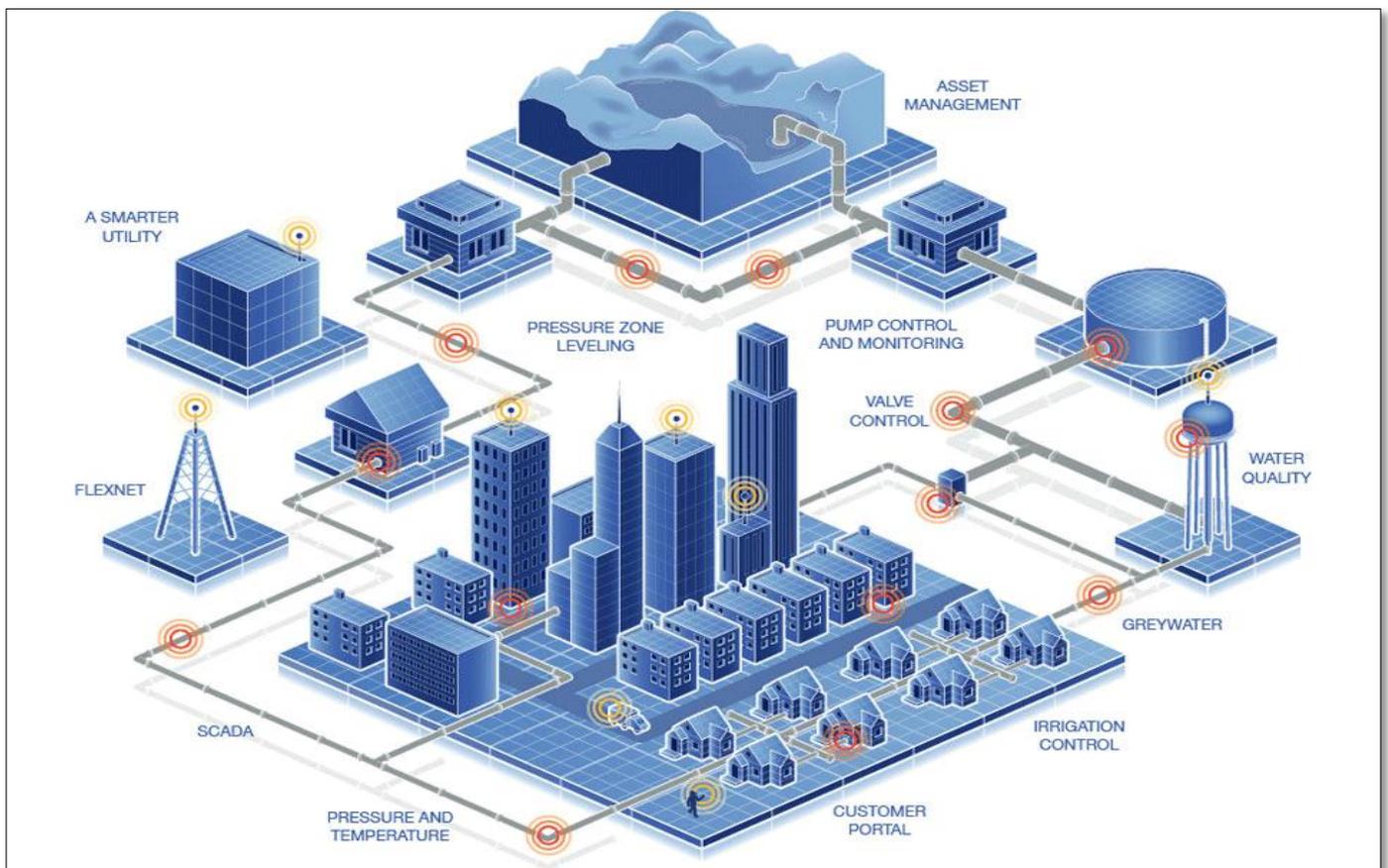


Département de Génie Civil

Mémoire - Hydraulique Urbaine

Projet d'Alimentation en Eau Potable



Réalisé par : HOSSAM BENDALI

Année Universitaire 2015 – 2016



☆ 🔒 WWW.GENIECIVILPDF.COM 🔍



**Ce document est fourni par
Genie civil pdf**

**Pour plus d'informations et pour
d'autres documents, veuillez
visiter notre site web :**

GENIECIVILPDF.COM

Sommaire

Introduction générale.....	1
I - Calcul des besoins en eau	2
II - Étude du réservoir	4
• Dimensions du réservoir :	4
• Les équipements du réservoir :.....	5
• Quelques types de réservoirs :	6
III - Réseau de distribution (Cas de pointe).....	7
• Calcul du débit spécifique :	7
• Calcul du débit en route :	7
• Calcul des demandes en nœuds :	8
• Pré-dimensionnement du réseau :	9
• Simulation sur EPANET :.....	13
IV - Cas d'incendie.....	18
• Analyse du scénario (Incendie dans la zone d'influence du nœud 2) :.....	21
V - Réseau d'adduction.....	24
• Détermination du débit de la pompe :	24
• Calcul de la hauteur de refoulement :	25
• Puissance de la pompe :	27
• NPSH (Net Positive Suction Head) – Hauteur d'aspiration nette positive :	29
• L'amélioration des conditions d'aspiration :	31
VI - Ouvrages annexes	32
• Vanne de sectionnement :	32
• Le vidange :	32
• La ventouse :	33
• Butées des coudes :	33
Conclusion	34
Références.....	35

Introduction générale

Dans le cadre du mémoire hydraulique urbaine élaboré lors de la 2^{ème} année Génie Civil à l'École Nationale des Sciences Appliquées d'Al Hoceima, j'ai eu l'occasion d'appliquer mes connaissances acquises au cours de notre formation pour pouvoir enfin étudier un petit exemple de calcul du réseau d'alimentation en eau potable d'une agglomération urbaine.

Mon rôle en tant qu'ingénieur civil consiste à réaliser des études techniques préalables au démarrage du projet, en prenant en compte le cahier des charges, analyse des caractéristiques humaines et environnementales du lieu d'implantation prévu afin de juger sa faisabilité et sa conception. Mon défi primordial est de concevoir d'une manière optimale, en terme de coût, un réseau d'alimentation en eau potable qui répond fidèlement aux nos besoins.

À travers ce projet, je suis chargé de diviser la zone d'étude en quartiers, de calculer les différentes consommations (journalière et horaire), de choisir le tracé du réseau de distribution d'eau et l'emplacement du château d'eau, de calculer le réseau pendant l'heure de pointe et pendant l'heure de pointe avec incendie, de calculer la surélévation du château d'eau, de déterminer les caractéristiques de la station de pompage, et de calculer le volume nécessaire du château d'eau.

Dans ce mémoire, La source naturelle est supposée un ensemble de forages dont l'eau sera refoulée directement vers le château d'eau au moyen d'une pompe. La distribution de l'eau se fait gravitairement à partir du château d'eau. La vérification des calculs du réseau est faite à travers le logiciel EPANET.

I - Calcul des besoins en eau

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaire dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

On dispose d'un plan de masse de la zone du projet issu d'une vue **Google-Earth** avec échelle et des courbe de niveau voir figure ci-dessous. La zone d'étude est délimitée par les 4 points A,B,C,D.



Figure de l'agglomération à étudier

- Les densités de la population et les normes de consommation pour l'année du projet sont les suivantes :

- Densité moyenne : **95 hab/ha**
- Consommation moyenne : **115 l/hab/h**

- Les coefficients de pointe sont :

- Pointe journalier : **C_{pj} = 1,5**
- Pointe horaire : **C_{ph} = 2,5**
- De perte : **C_{perte} = 1,3**

- La **pression de l'eau** nécessaire à fournir en tout point du réseau est de **2 bars** (bâtiments de 3 étages).

Pour commencer, nous proposons de calculer la surface totale de l'agglomération afin d'estimer le nombre des habitants dans l'agglomération.

- Surface totale : **3762369,23 m²**

On estime la surface de végétation à **10%** de la surface totale.

Soit alors la surface habitable :

- Surface d'étude : $0,9 \times 3762369,23 = 3386132,307 \text{ m}^2 = \underline{338,6132307 \text{ ha}}$

Le nombre des habitants dans cette surface est déterminé en faisant multiplier la densité des habitants par la surface habitable. Pour une densité de **95 hab/ha**, le nombre des habitants aura comme valeur :

- Population totale = $95 \times 339 = \underline{32205 \text{ hab}}$

Dans cette étape on va évaluer le débit de distribution pour qu'on puisse dimensionner notre réseaux :

- Les débits sont : $\underline{Q_{moy}} = 115 \text{ L/hab/j} \times 32205 \text{ hab} = \underline{3703575 \text{ L/j}}$

$$\underline{Q_{p,h}} = 3703575 * 2,5 * 1,5 * 1,3 = 18054928,125 \text{ L/j} = \underline{209 \text{ l/s}}$$

II - Étude du réservoir

Le réservoir sert principalement à **harmoniser** la demande et la production. La demande est variable, alors que, pour être économique et efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans le réservoir.

- Le dimensionnement du réservoir nous permettra de trouver :

- Son volume.
- La hauteur d'eau .
- La côte du radier.

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

$$V_{\text{réservoir}} = \frac{V_{d,j}}{4} + V_{\text{incendie}} = \left(\frac{3703575 * 0,001}{4} * 1,5 * 1,3 \right) + 120 = \mathbf{1925,5 \text{ m}^3/\text{j}}$$

$V_{d,j}$: Quantité d'eau distribuée à partir du réservoir.

- On prend donc : **Vréservoir = 2000 m³**

- Dimensions du réservoir :

Dans le cadre de ce projet, nous optons pour un réservoir surélevé avec **une coupole cylindrique** et **un radier plat**. Le dimensionnement se fera suivant les règles du **béton armé** aux états limites (BAEL).

Il sera donc nécessaire de déterminer la hauteur de l'eau dans le réservoir, la hauteur libre de l'eau, les diamètres intérieur et extérieur de la cuve, l'épaisseur de la paroi latérale cylindrique et l'épaisseur maximale de la paroi du radier à la base.

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

- Diamètre intérieur de la cuve :

$$d = 1,405 * C_R^{1/3}$$

C_R : capacité du réservoir en m³.

” $d = 1,405 * 2000^{1/3} = \mathbf{17,7 \text{ m}}$.

- Hauteur de l'eau dans le réservoir :

$$h = 0,405 * d$$

” $h = 0,405 * 17,7 = \mathbf{7,17 \text{ m}}$.

- Hauteur libre de l'eau dans le réservoir :

$$h_0 = 0,1 * d$$

” $h_0 = 0,1 * 17,7 = \mathbf{1,77 \text{ m}}$.

- L'épaisseur maximale e_{\max} de la paroi du radier à la base : $e_{\max} = 0,207 * d^2$

” $e_{\max} = 0,207 \times 17,7^2 = 65 \text{ cm.}$

- Hauteur totale du réservoir : $H_{\text{tot}} = H_{\text{radier}} + H_{\text{eau}}$

” $H_{\text{tot}} = 24 + 7,17 + 1,77 = 33 \text{ m.}$

- Les équipements du réservoir :

- 1 – Conduite d'adduction :

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

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

- 2 – Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.25 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

- 3 – Conduite du trop-plein :

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

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

- 4 – Conduite de vidange :

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

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

- 5 – Conduite By-Pass :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

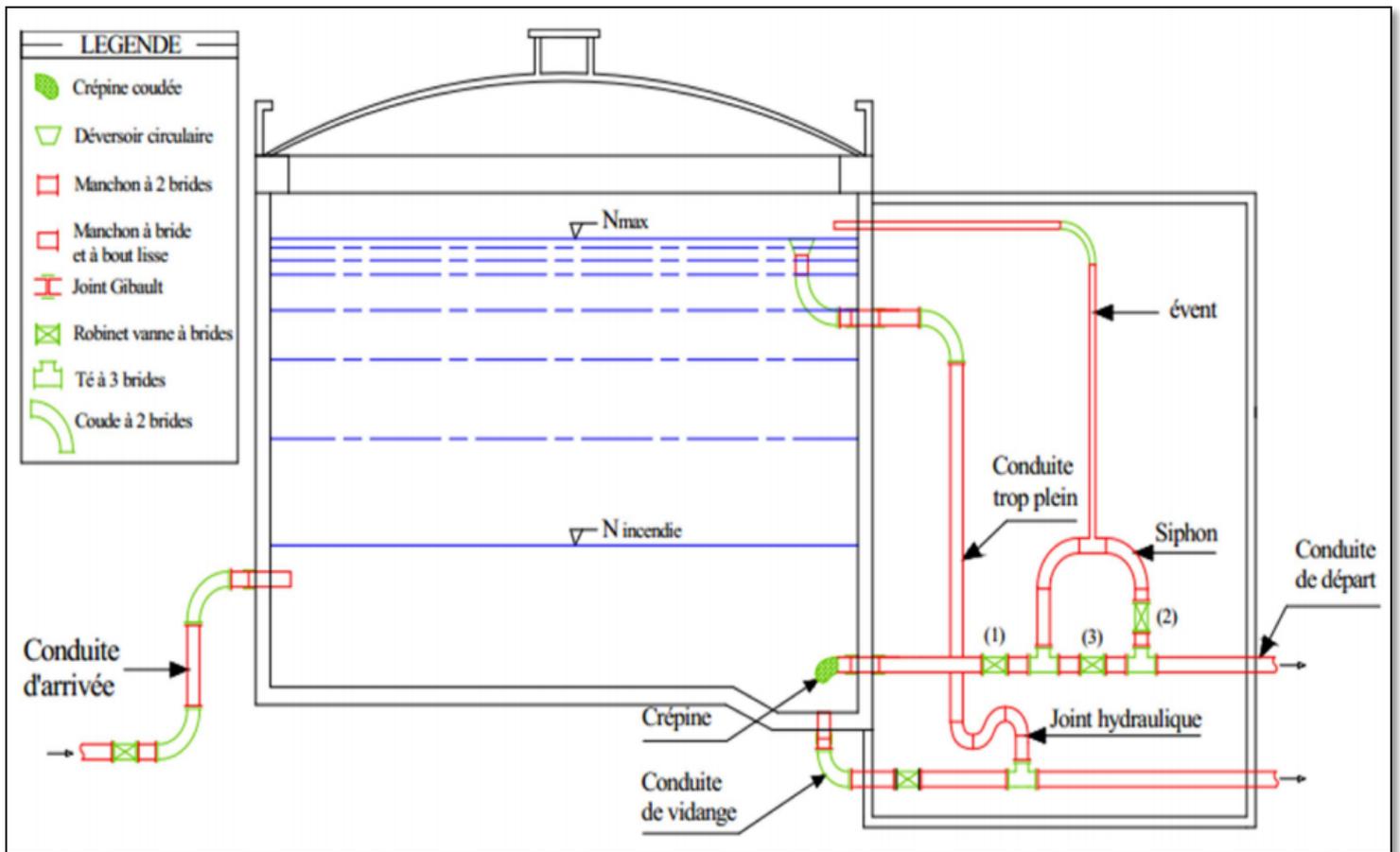
- 6 – Comptage :

À la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer des relevés périodiques de la consommation totale.

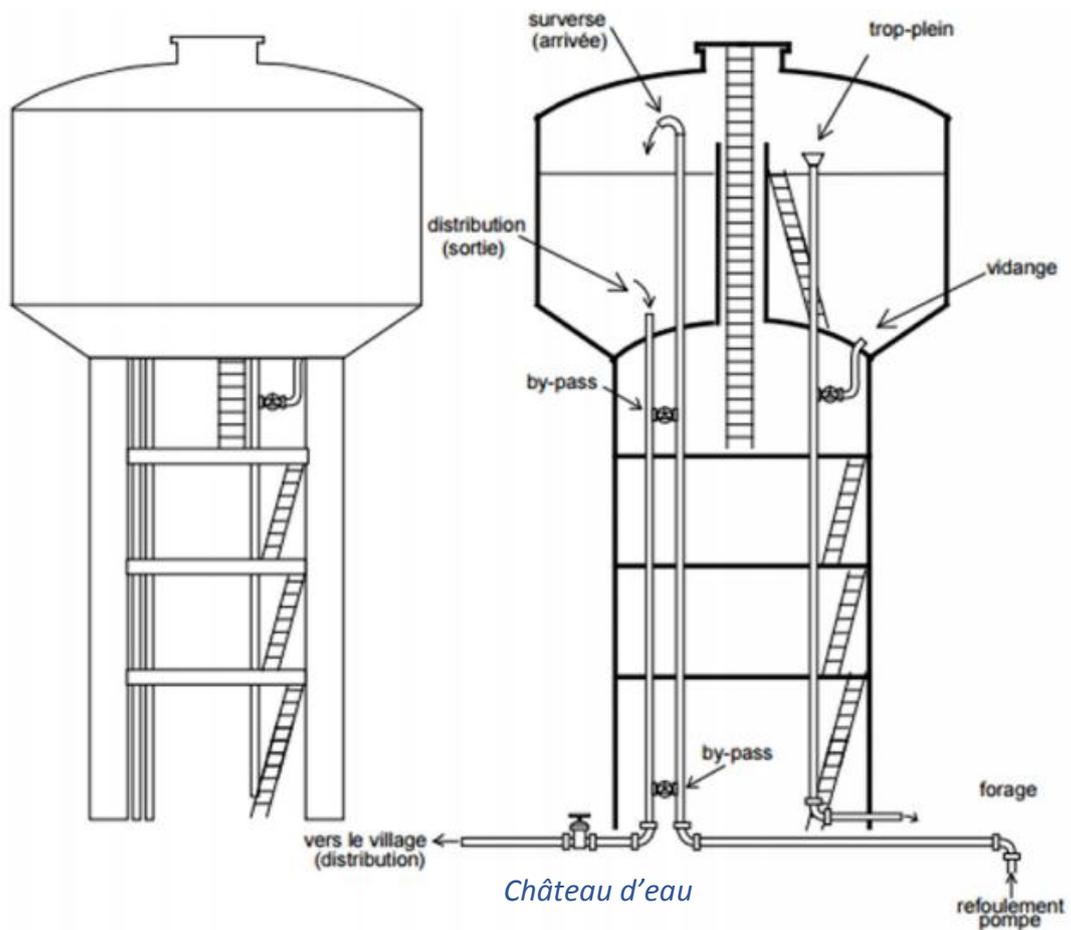
- 7 – Robinet-Vanne :

Dans chaque canalisation (arrivée, départ, vidange...), un robinet vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin.

- Quelque types de réservoirs :



Réservoir circulaire (semi-enterré)



Château d'eau

III - Réseau de distribution (Cas de pointe)

Nous allons procéder dans cette partie à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des diamètres, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables, les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante pour les habitations. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux **nœuds** et les débits de **route** pour chaque tronçon.

Pour le calcul du réseau, nous avons procédé à ce qui suit :

- Numéroté les nœuds du réseau de 1 à 16 ;
- Nommer les tronçons du réseau, Le nombre total des tronçons est **22** ;
- Mesurer les longueurs des tronçons sur le plan en le convertissant à l'échelle imposé. On calcule la longueur totale des tronçons en faisant sommer toute les longueurs des tronçons, on trouve :

- Longueur totale des conduites : **L (tot) = 14544,48m.**

- **Calcul du débit spécifique :**

Le débit spécifique nous serve à estimer la valeur du **débit en route** dans la conduite. C'est un débit distribué par mètre de longueur. Il sera calculé par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{p,h} - Q_{conc}}{L_{tot}} = \frac{201}{14544,48} = \mathbf{0,013814 \text{ (l/s/m)}}$$

- **Calcul du débit en route :**

$$Q_{route} = Q_{sp} * L_{tronçon}$$

Tronçon	Ltr (m)	Qr (l/s)
1 - 2	567,30	7,84
2 - 3	469,00	6,48
3 - 4	386,80	5,34
4 - 5	702,40	9,70
5 - 6	423,00	5,84
6 - 7	355,55	4,91
7 - 8	682,40	9,43
8 - 9	555,80	7,68
9 - 10	461,10	6,37
10 - 11	847,90	11,71
11 - 12	558,17	7,71
12 - 13	534,30	7,38
13 - 14	796,16	11,00
14 - 15	797,80	11,02
15 - 16	742,20	10,25
1 - 8	609,00	8,41
2 - 7	809,00	11,18

3 - 6	813,00	11,23
6 - 11	781,00	10,79
5 - 12	974,00	13,46
11 - 14	394,80	5,45
10 - 15	542,00	7,49
9 - 16	741,80	10,25
R - 8	524	0
Somme	14544,48	200,93

Débit en route dans chaque tronçon

Remarques :

- La valeur de débit en route sur la conduite principale est toujours **nulle**.
- Dans notre cas, le débit concentré (**Q_{conc}**) est nulle.

- **Calcul des demandes en nœuds :**

On suppose que le **débit en route** dans chaque tronçon se divise aux nœuds en deux moitiés consommées dans les nœuds d'entrées et de sorties dans le sens de la circulation d'eau.



$$Q_n = (0,5 * \sum Q_r) + Q_{conc}$$

Nœuds	Tronçon	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Cote (m)
1	1 - 2	8,15	8,45	67
	1 - 8	8,75		
2	1 - 2	8,15	13,26	57
	2 - 3	6,74		
	2 - 7	11,63		
3	2 - 3	6,74	11,99	50
	3 - 4	5,56		
	3 - 6	11,68		
4	3 - 4	5,56	7,83	50
	4 - 5	10,09		
5	4 - 5	10,09	15,08	68
	5 - 6	6,08		
	5 - 12	14,00		
6	3 - 6	11,68	17,05	69
	5 - 6	6,08		
	6 - 7	5,11		
	6 - 11	11,22		
7	6 - 7	5,11	13,27	71
	2 - 7	11,63		

	7 - 8	9,81		
8	7 - 8	9,81	13,27	78
	1 - 8	8,75		
	8 - 9	7,99		
9	8 - 9	7,99	12,64	70
	9 - 10	6,63		
	9 - 16	10,66		
10	9 - 10	6,63	13,30	75
	10 - 15	7,79		
	10 - 11	12,18		
11	10 - 11	12,18	18,55	74
	11 - 14	5,67		
	6 - 11	11,22		
	11 - 12	8,02		
12	11 - 12	8,02	14,85	75
	5 - 12	14,00		
	12 - 13	7,68		
13	12 - 13	7,68	9,56	65
	13 - 14	11,44		
14	13 - 14	11,44	14,29	65
	11 - 14	5,67		
	14 - 15	11,46		
15	14 - 15	11,46	14,96	62
	10 - 15	7,79		
	15 - 16	10,67		
16	15 - 16	10,67	10,66	55
	9 - 16	10,66		
	Somme	209,00		

La demande dans chaque nœud

- **Pré-dimensionnement du réseau :**

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 des **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 entraîner d'importantes **pertes de charge**.

2 – Diamètre nominale :

Selon les prescriptions de l'AEP le DN minimal permis dans le réseau vaut **75 mm**, et on garde les diamètres inférieurs pour les branchements individuels des futurs abonnés.

3 – Pression au sol :

La pression de service conforme aux exigences de l'AEP varie entre **1 et 6 bars**, ou encore **10 m** 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 : perte de charge pour chaque étage égale à 0,5 m/étage.

4 – 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 **0,1 mm = 0,0001 m (PVC)** à tous les tronçons.

❖ Méthode du Hardy Cross :

Cette méthode repose sur les **deux lois** suivantes (équivalentes aux lois de **Kirchoff** en électricité) :

1^{re} loi : En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent : $\sum Q_e = \sum Q_s$

2^{eme} loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est **nulle** : $\sum J = 0$

Application de la méthode :

Ce calcul se fait par itération et maille par maille, jusqu'à obtenir des résultats satisfaisant, en précisant que le test d'arrêt de cette méthode est la condition suivante (pour chaque maille) :

$$|\Delta q| \leq 0,01 \text{ l/s}$$

- Avec le fait que Δq est le terme correctif de chaque maille.

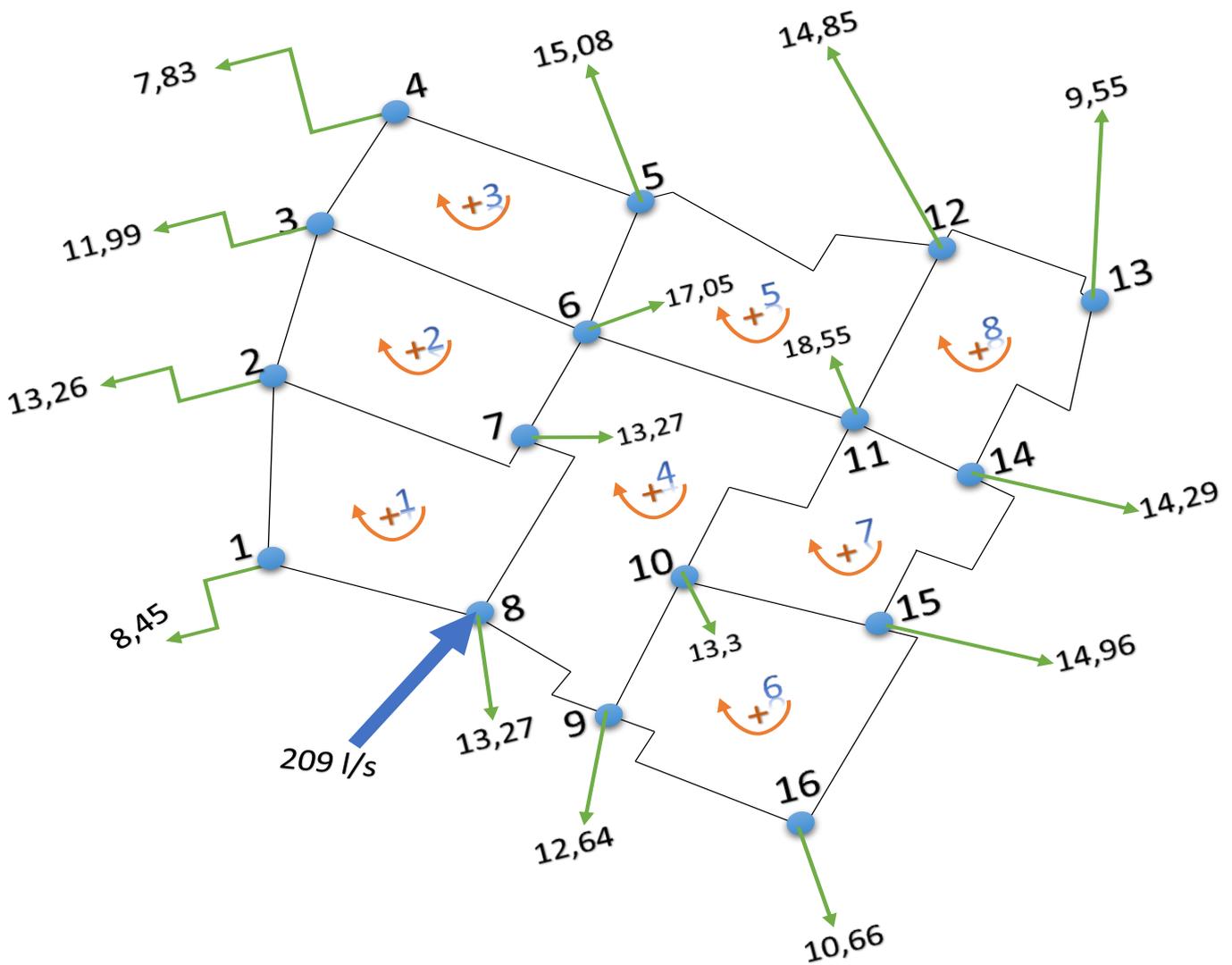
- Il faut vérifier les conditions suivantes :

- Pression au nœud suffisante.
- Vitesse d'écoulement entre [**0,3** voire **0,5**] et [**1,5** voire **2**] m/s.

Dans le cas où l'une des conditions **n'est pas vérifiée**, on **refait** les calculs jusqu'à la satisfaction des conditions.

On note que les pertes de charge sont calculées à l'aide des formules de **Darcy-Weisbach** et de **Colebrook-White**.

- Le schéma des mailles simplifié du notre centre est :



- Pour la validité de la méthode de **Hardy Cross**, il faut d'abord vérifié la relation suivante :

$$B + N - 1 = D$$

B = Le nombre de boucles.

N = Le nombre de nœuds.

D = Le nombre de conduites.

Pour notre cas, on a (B = 8, N = 16 et D = 23) → **23 = 23** Verified ✓

- La première supposition des débits (pré-dimensionnement) :

Maille	Pipe	L (m)	Dthéo (m)	Dext (mm)	V (m/s)	Qsupp (m³/s)	Qsupp (l/s)
1	1 - 2	567,3	0,1213	125	0,941	0,0116	11,55
	8 - 1	609	0,1596	160	0,995	0,0200	20,00
	7 - 2	809	0,1382	125	1,222	-0,0150	-15,00
	8 - 7	682,4	0,3304	315	1,100	-0,0857	-85,73

2	7 - 2	809	-	125	1,085	0,013	13,31
	2 - 3	469	0,1301	125	1,083	0,013	13,29

	6 - 3	813	0,0618	63	0,962	-0,003	-3,00
	7 - 6	355,55	0,2705	250	1,170	-0,057	-57,45
3	6 - 3	813	-	63	0,848	0,003	2,64
	3 - 4	386,8	0,0740	63	1,379	0,004	4,30
	5 - 4	702,4	0,0670	63	1,132	-0,004	-3,53
	6 - 5	423	0,1596	160	0,995	-0,020	-20,00
4	8 - 7	682,4	-	315	1,078	0,084	84,04
	8 - 9	555,8	0,3385	315	1,155	-0,090	-90,00
	7 - 6	355,55	-	250	1,163	0,057	57,09
	6 - 11	781	0,1488	160	0,865	0,017	17,40
	10 - 11	847,9	0,2286	250	0,836	-0,041	-41,06
	9 - 10	461,1	0,2702	250	1,169	-0,057	-57,36
5	6 - 5	423	-	160	1,006	0,020	20,22
	5 - 12	974	0,0421	50	0,708	0,001	1,39
	11 - 12	558,17	0,1522	160	0,905	-0,018	-18,20
	6 - 11	781	-	160	0,791	-0,016	-15,90
6	9 - 16	741,8	0,1596	160	0,995	-0,020	-20,00
	16 - 15	742,2	0,1091	125	0,761	-0,009	-9,34
	9 - 10	461,1	-	250	1,199	0,059	58,86
	10 - 15	542	0,0618	63	0,962	0,003	3,00
7	10 - 11	847,9	-	250	0,867	0,043	42,56
	11 - 14	394,8	0,1663	160	1,080	0,022	21,71
	14 - 15	797,8	0,0576	63	0,837	0,003	2,61
	10 - 15	542	-	63	0,800	-0,002	-2,49
8	11 - 14	394,8	-	160	1,047	-0,021	-21,05
	11 - 12	558,17	-	160	0,930	0,019	18,70
	12 - 13	534,3	0,0777	90	0,745	0,005	4,74
	14 - 13	796,16	0,0783	90	0,756	-0,005	-4,81

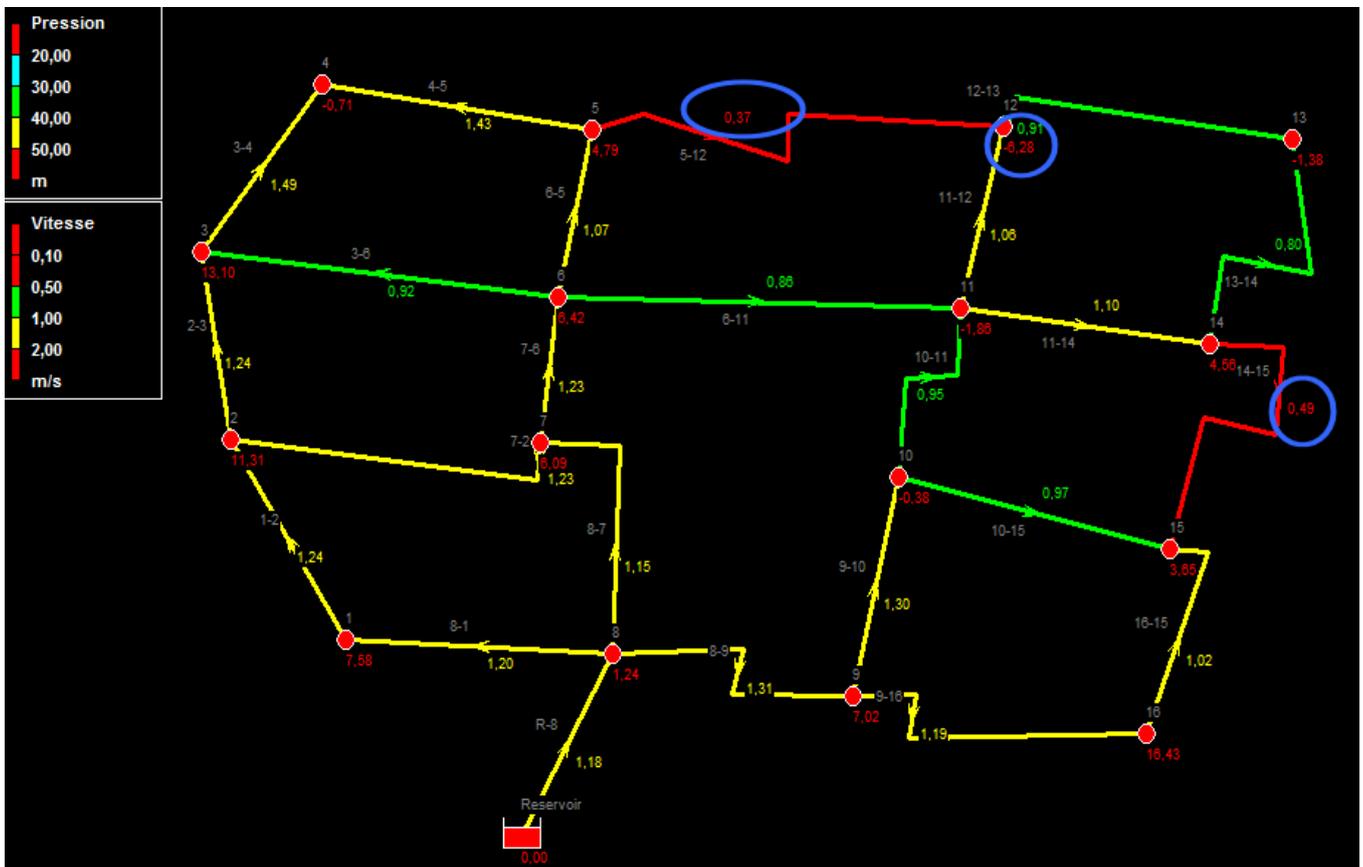
❖ **Tableau** : Pré-dimensionnement des conduites.

Pipe	L (m)	Dext (mm)	Dint (mm)
R - 8	524	500	475,6
1 - 2	567,3	125	117,6
8 - 1	609	160	152,4
7 - 2	809	125	117,6
8 - 7	682,4	315	300,2
2 - 3	469	125	117,6
6 - 3	813	63	58,4
7 - 6	355,55	250	238,2

3 - 4	386,8	63	58,4
5 - 4	702,4	63	58,4
6 - 5	423	160	152,4
8 - 9	555,8	315	300,2
6 - 11	781	160	152,4
10 - 11	847,9	250	238,2
9 - 10	461,1	250	238,2
5 - 12	974	50	45,6
11 - 12	558,17	160	152,4
9 - 16	741,8	160	152,4
16 - 15	742,2	125	117,6
10 - 15	542	63	58,4
11 - 14	394,8	160	152,4
14 - 15	797,8	63	58,4
12 - 13	534,3	90	84,4
14 - 13	796,16	90	84,4

- Simulation sur EPANET :

Pour vérifier **les vitesses** d'écoulement, **les débits**, **les pressions** en nœuds, **les pertes de charge** au niveau de chaque tronçon ainsi que **le sens d'écoulement**, nous avons recours à un logiciel de calcul hydraulique très utilisé intitulé **EPANET**. Le logiciel se base sur la méthode de **Hardy Cross**.



Simulation EPANET

Résultats aux nœuds :

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
1	8,45	74,58	7,58
2	13,26	68,31	11,31
3	11,99	63,10	13,10
4	7,83	49,29	-0,71
5	15,08	72,79	4,79
6	17,05	75,42	6,42
7	13,27	77,09	6,09
8	13,27	79,24	1,24
9	12,64	77,02	7,02
16	10,66	71,43	16,43
11	18,55	72,14	-1,86
12	14,85	68,72	-6,28
13	9,56	63,62	-1,38
14	14,29	69,56	4,56
15	14,96	65,65	3,65
10	13,30	74,62	-0,38

- Les résultats obtenus, sont basées sur la cote du réservoir naturelle qui vaut **80m**.

- On remarque que dans **le nœud 12**, il y a un manque de pression ce qui va engendrer impérativement l'augmentation de **la hauteur de surélévation** du notre réservoir. Alors on va faire des petites modifications sur les diamètres afin de minimiser les pertes de charge.

Résultats aux arcs:

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	P.Charge U. m/km	État
1-2	13,45	1,24	11,04	Ouvert
2-3	13,51	1,24	11,13	Ouvert
3-4	3,98	1,49	35,68	Ouvert
5-4	3,84	1,43	33,45	Ouvert
6-5	19,53	1,07	6,22	Ouvert
7-6	54,75	1,23	4,68	Ouvert
8-7	81,34	1,15	3,15	Ouvert
7-2	13,32	1,23	10,84	Ouvert
8-1	21,90	1,20	7,65	Ouvert
8-9	92,49	1,31	3,98	Ouvert
9-16	21,73	1,19	7,55	Ouvert
9-10	58,12	1,30	5,22	Ouvert
10-11	42,23	0,95	2,93	Ouvert
11-12	19,35	1,06	6,12	Ouvert
5-12	0,61	0,37	4,18	Ouvert

12-13	5,11	0,91	9,55	Ouvert
13-14	4,45	0,80	7,47	Ouvert
16-15	11,07	1,02	7,78	Ouvert
6-11	15,71	0,86	4,21	Ouvert
11-14	20,04	1,10	6,52	Ouvert
10-15	2,59	0,97	16,54	Ouvert
R-8	209,00	1,18	1,91	Ouvert
3-6	2,46	0,92	15,16	Ouvert
14-15	1,30	0,49	4,90	Ouvert

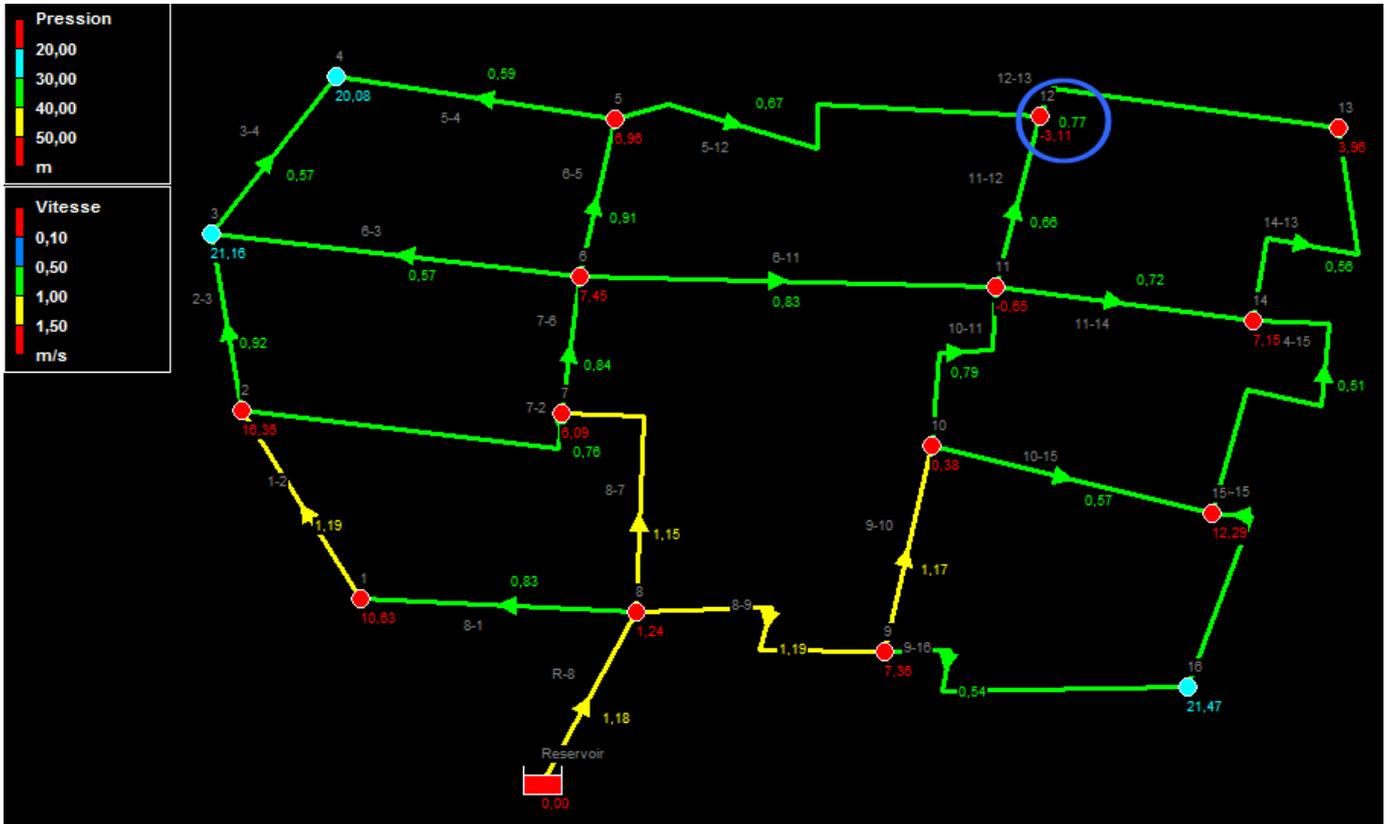
- On remarque qu'il existe des vitesses inférieure à **0,5 m/s**, pour cela on doit diminuer le diamètre des conduites pour avoir des vitesses plus élevés. Il existe aussi des pertes de charge qui dépassent **10m/km**.

- Il est indispensable **d'optimiser** le réseau en respectant les vitesses, pertes de charge et pressions pour cela la version finale du notre réseau est donnée par le tableau suivant :

Pipe	L (m)	Dext (mm)	Dint (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
R - 8	524	500	475,6	209	1,18	1,91
1 - 2	567,3	160	152,4	20,83	1,14	6,99
8 - 1	609	225	214,4	29,28	0,81	2,51
7 - 2	809	125	117,6	7,73	0,71	4,09
8 - 7	682,4	315	300,2	81,90	1,16	3,19
2 - 3	469	160	152,4	15,30	0,84	4,01
6 - 3	813	75	69,8	2,26	0,59	5,57
7 - 6	355,55	315	300,2	60,90	0,86	1,87
3 - 4	386,8	125	117,6	5,58	0,51	2,29
5 - 4	702,4	75	69,8	2,25	0,59	5,50
6 - 5	423	200	190,6	26,44	0,93	3,67
8 - 9	555,8	315	300,2	84,55	1,19	3,38
6 - 11	781	160	152,4	15,15	0,83	3,94
10 - 11	847,9	225	214,4	28,67	0,79	2,41
9 - 10	461,1	250	238,2	52,38	1,18	4,32
5 - 12	974	140	132,6	9,11	0,66	3,09
11 - 12	558,17	160	152,4	12,15	0,67	2,65
9 - 16	741,8	225	214,4	19,53	0,54	1,21
16 - 15	742,2	140	132,6	8,87	0,64	2,94
10 - 15	542	160	152,4	10,41	0,57	2,01
11 - 14	394,8	160	152,4	13,12	0,72	3,04
14 - 15	797,8	110	103,2	4,32	0,52	2,71
12 - 13	534,3	110	103,2	6,41	0,77	5,48
14 - 13	796,16	90	84,4	3,14	0,56	4,03

Remarque :

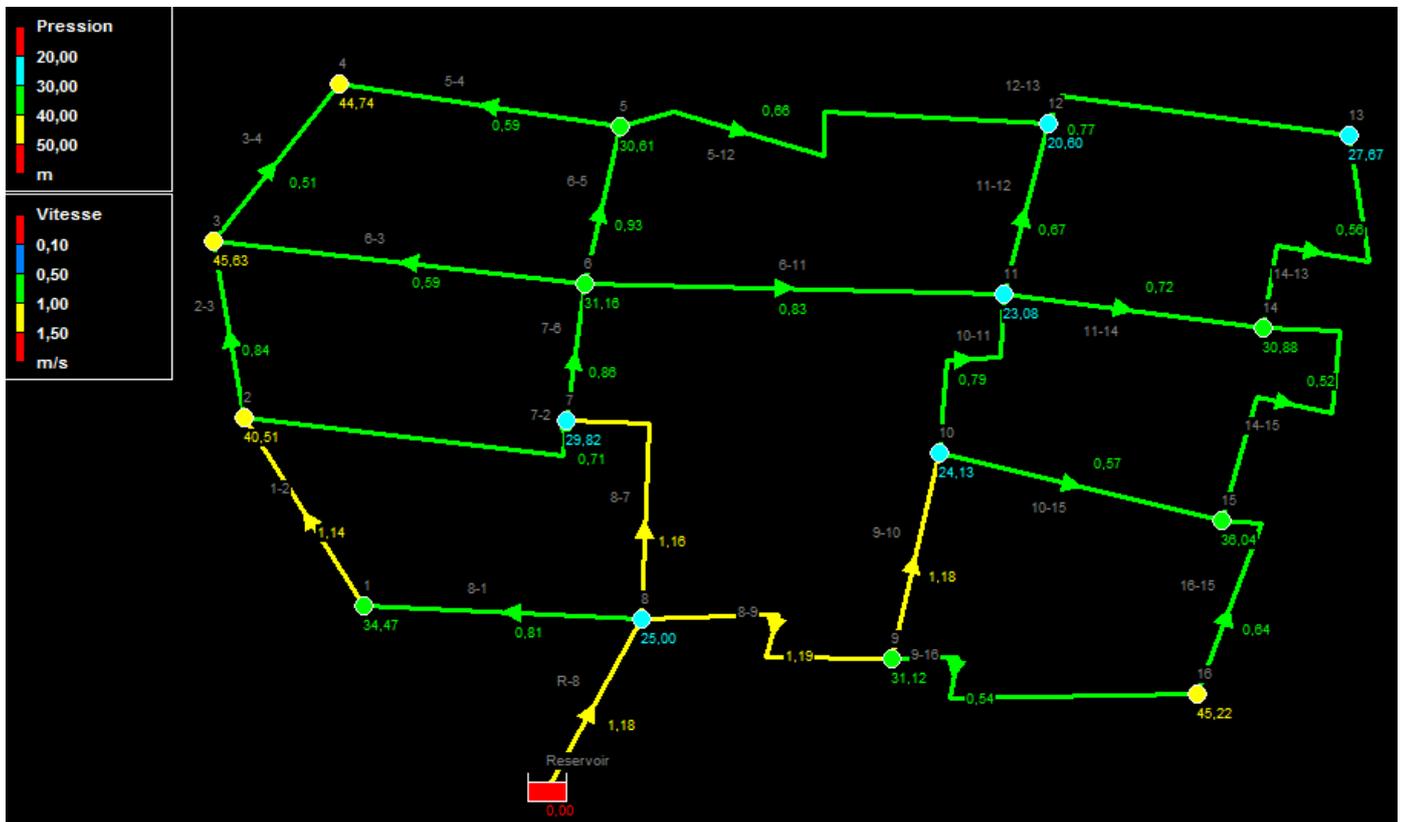
La pression de l'eau nécessaire à fournir en tout point du réseau est de **20 m** (bâtiments de 3 étages). Or, le réseau de ce projet présente des pressions inférieures à cette valeur, soit une valeur minimale égale à **-3.11 m**. Pour cela, on doit calculer la **surélévation du réservoir** pour que la valeur minimale sera près de 20m.



$$H_{\text{surélévation}} = 20 - (-3,11) = 23,11 \text{ m}$$

On prend **H = 24 m**

- On modifie l'altitude du réservoir et on génère le calcul :



Résultats EPANET

Nœuds	Pression (mce)
1	34,47
2	40,51
3	45,63
4	44,74
5	30,61
6	31,16
7	29,82
8	25,00
9	31,12
10	24,13
11	23,08
12	20,60
13	27,67
14	30,88
15	36,04
16	45,22

Résultat des pressions au sol

Interprétation :

Le réseau est équilibré. Nous remarquons qu'il y'a des pressions élevés qui arrive jusqu'à **45,63 m.c.e** et des vitesses admissibles qui varient entre **(0,51 et 1,19) m/s**.

IV - Cas d'incendie

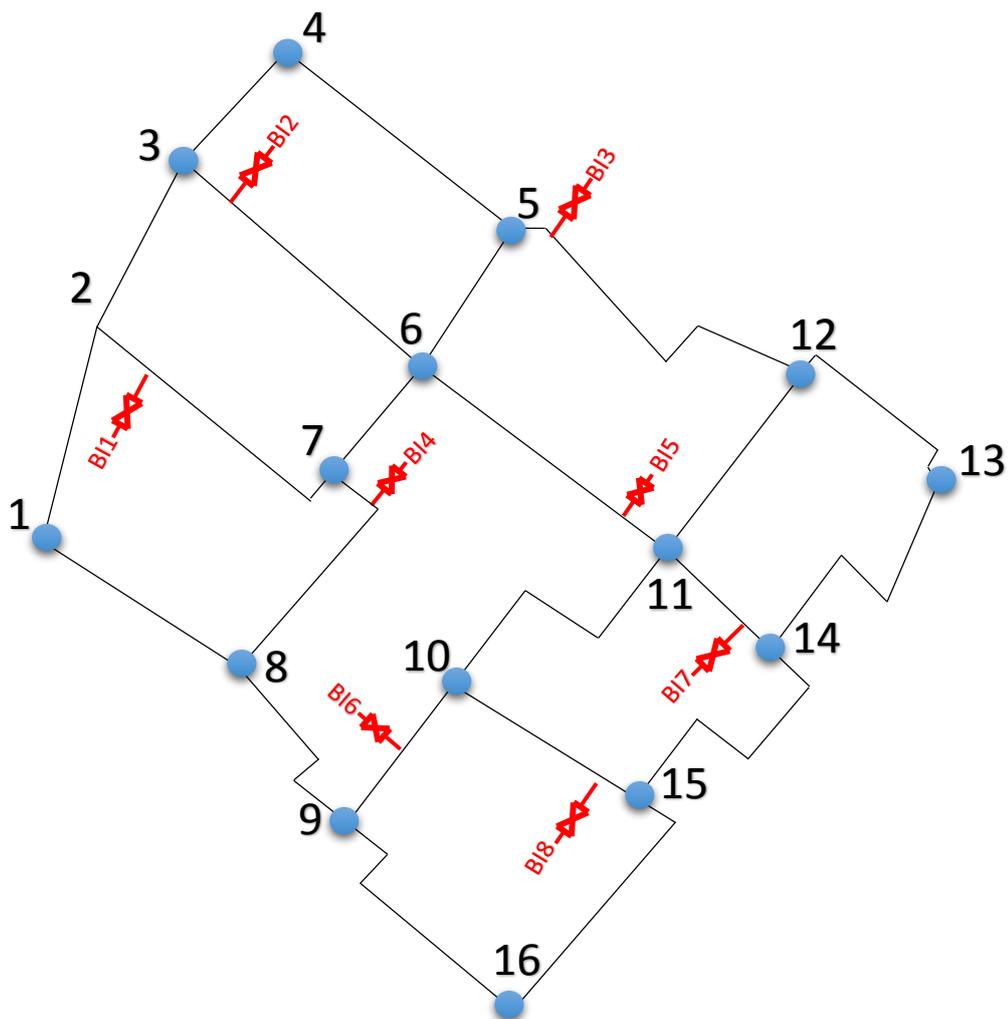
Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés, selon les normes au minimum à des conduites de **DN 90** et doivent avoir un rayon d'influence de **200 m** chacune. Leur débit de service et **17 l/s** n'est pas introduit dans les calculs des besoins en eau, puisqu'il s'agit seulement d'une demande occasionnelle.

Les poteaux d'incendie sont installées aux intersections des rues et en des points intermédiaires entre les intersections. Elles sont suffisamment éloignées de la bordure de rue pour éviter tout accident. Le volume de la réserve d'incendie est réparti équitablement dans l'ensemble des poteaux d'incendie du réseau.

Nous avons fait une hypothèse de calcul selon laquelle la demande en eau d'un poteau d'incendie est reprise par **le nœud le plus proche**.

Le mode de répartition des poteaux d'incendie varie d'un pays à un autre et cela en fonction des réalités et du niveau de développement économique. La répartition se fait en fonction du débit requis qui correspond à une superficie moyenne desservie par le poteau.

- Dans notre cas, on a opté pour **8** poteaux d'incendie :



Plan de répartition des poteaux d'incendie

Pour notre cas, on a travaillé sur **8 scénarios** pour laquelle on équilibre notre réseau dans chaque cas ou on aura besoin d'ouvrir une bouche. L'équilibre ce fait à l'aide de EPANET on respectant les vitesses, pertes et diamètres.

Nœuds	Tronçon	Qn (l/s)		
1	1 - 2	8,45		
	1 - 8			
2	1 - 2	13,26	BI1	30,26
	2 - 3			
	2 - 7			
3	2 - 3	11,99	BI2	28,99
	3 - 4			
	3 - 6			
4	3 - 4	7,83		
	4 - 5			
5	4 - 5	15,08	BI3	32,08
	5 - 6			
	5 - 12			
6	3 - 6	17,05		
	5 - 6			
	6 - 7			
	6 - 11			
7	6 - 7	13,27	BI4	30,27
	2 - 7			
	7 - 8			
8	7 - 8	13,27		
	1 - 8			
	8 - 9			
9	8 - 9	12,64		
	9 - 10			
	9 - 16			
10	9 - 10	13,30	BI6	30,30
	10 - 15			
	10 - 11			
11	10 - 11	18,55	BI5	35,55
	11 - 14			
	6 - 11			
	11 - 12			
12	11 - 12	14,85		
	5 - 12			
	12 - 13			
13	12 - 13	9,56		
	13 - 14			
14	13 - 14	14,29	BI7	31,29
	11 - 14			
	14 - 15			
15	14 - 15	14,96	BI8	31,96

	10 - 15		
	15 - 16		
16	15 - 16	10,66	
	9 - 16		
	Somme	209	

Le débit d'incendie à ajouter dans chaque nœud (17l/s)

Après simulation sur **EPANET**, on a changé quelques diamètres pour avoir respecté les règles de l'AEP dans le cas d'incendie, le tableau ci-dessous contient les nouveaux diamètres :

Pipe	L (m)	Dext (mm)	Dint (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
R - 8	524	500	475,6	209,01	1,18	1,91
1 - 2	567,3	140	132,6	6,89	0,50	1,88
8 - 1	609	200	190,6	15,34	0,54	1,38
7 - 2	809	200	190,6	15,88	0,56	1,47
8 - 7	682,4	400	380,4	83,28	0,73	1,05
2 - 3	469	160	152,4	9,51	0,52	1,71
6 - 3	813	140	132,6	6,71	0,49	1,79
7 - 6	355,55	315	300,2	54,13	0,76	1,51
3 - 4	386,8	90	84,4	4,23	0,76	6,82
5 - 4	702,4	90	84,4	3,60	0,64	5,12
6 - 5	423	250	238,2	25,31	0,57	1,16
8 - 9	555,8	400	380,4	97,12	0,85	1,39
6 - 11	781	110	103,2	5,06	0,61	3,59
10 - 11	847,9	250	238,2	37,44	0,84	2,36
9 - 10	461,1	315	300,2	76,19	1,08	2,80
5 - 12	974	125	117,6	6,63	0,61	3,11
11 - 12	558,17	200	190,6	14,71	0,52	1,28
9 - 16	741,8	110	103,2	8,29	0,99	8,66
16 - 15	742,2	75	69,8	2,37	0,62	6,06
10 - 15	542	250	238,2	25,45	0,57	1,17
11 - 14	394,8	160	152,4	9,24	0,51	1,63
14 - 15	797,8	140	132,6	8,11	0,59	2,51
12 - 13	534,3	110	103,2	6,49	0,78	5,60
14 - 13	796,16	90	84,4	3,06	0,55	3,85

Les diamètres obtenus, sont dimensionnés pour répondre au besoin d'incendie.

Nœuds	Pression (mce)
1	35,16
2	44,09
3	50,29
4	47,65
5	32,25
6	32,74
7	31,28

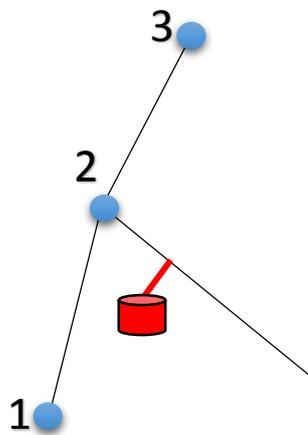
8	25,00
9	32,23
10	25,94
11	24,94
12	23,22
13	30,23
14	33,30
15	38,30
16	40,80

Les pressions au sol

- Analyse du scénario (Incendie dans la zone d'influence du nœud 2) :

Dans ce scénario on va supposer qu'on a une incendie dans la zone d'influence du nœud 2, alors la réserve d'incendie sera exploité pour répondre à ces besoins. La demande en nœud 2 dans cette situation égale à la demande de base plus 17 l/s.

- Demande en nœud 2 = **30,26 l/s**



Scénario d'incendie - nœud 2 – EPANET

- Les diamètres sont fixes, les variables sont les vitesses, débits, pressions, et pertes de charge.
- Il va falloir respecter les règles d'AEP dans chaque scénario.

Pipe	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
R - 8	226,01	1,27	2,20
1 - 2	11,01	0,80	4,33
8 - 1	19,46	0,68	2,11
7 - 2	25,70	0,90	3,49
8 - 7	95,73	0,84	1,35
2 - 3	6,45	0,35	0,86
6 - 3	9,37	0,68	3,24
7 - 6	56,76	0,80	1,64
3 - 4	3,83	0,68	5,70
5 - 4	4,00	0,72	6,19
6 - 5	25,48	0,57	1,18
8 - 9	97,55	0,86	1,40
6 - 11	4,86	0,58	3,34
10 - 11	37,82	0,85	2,40
9 - 10	76,62	1,08	2,83
5 - 12	6,40	0,59	2,92
11 - 12	14,94	0,52	1,31
9 - 16	8,29	0,99	8,67
16 - 15	2,37	0,62	6,04
10 - 15	25,50	0,57	1,18
11 - 14	9,19	0,50	1,61
14 - 15	8,17	0,59	2,54
12 - 13	6,48	0,78	5,58
14 - 13	3,07	0,55	3,87

Débit, Vitesse et perte de charge

Nœuds	Pression (mce)
1	35,56
2	42,10
3	48,70
4	46,49
5	32,84
6	32,34
7	30,92
8	24,85
9	32,07
10	25,76
11	24,73
12	23,00
13	30,01
14	33,09
15	38,12
16	40,64

Les pressions au sol

Après avoir fait une simulation pour le cas d'incendie, on a constaté que notre réseau de distribution peut fonctionner normalement sans risque d'avoir des problèmes pendant le fonctionnement, notamment à l'heure de pointe où les vitesses et les pressions de services sont satisfaites. Les vitesses varient entre **(0.35 / 1.27) m/s** et les pressions de services varient entre **(23,00 / 48,70) m.c.e.**

V - Réseau d'adduction

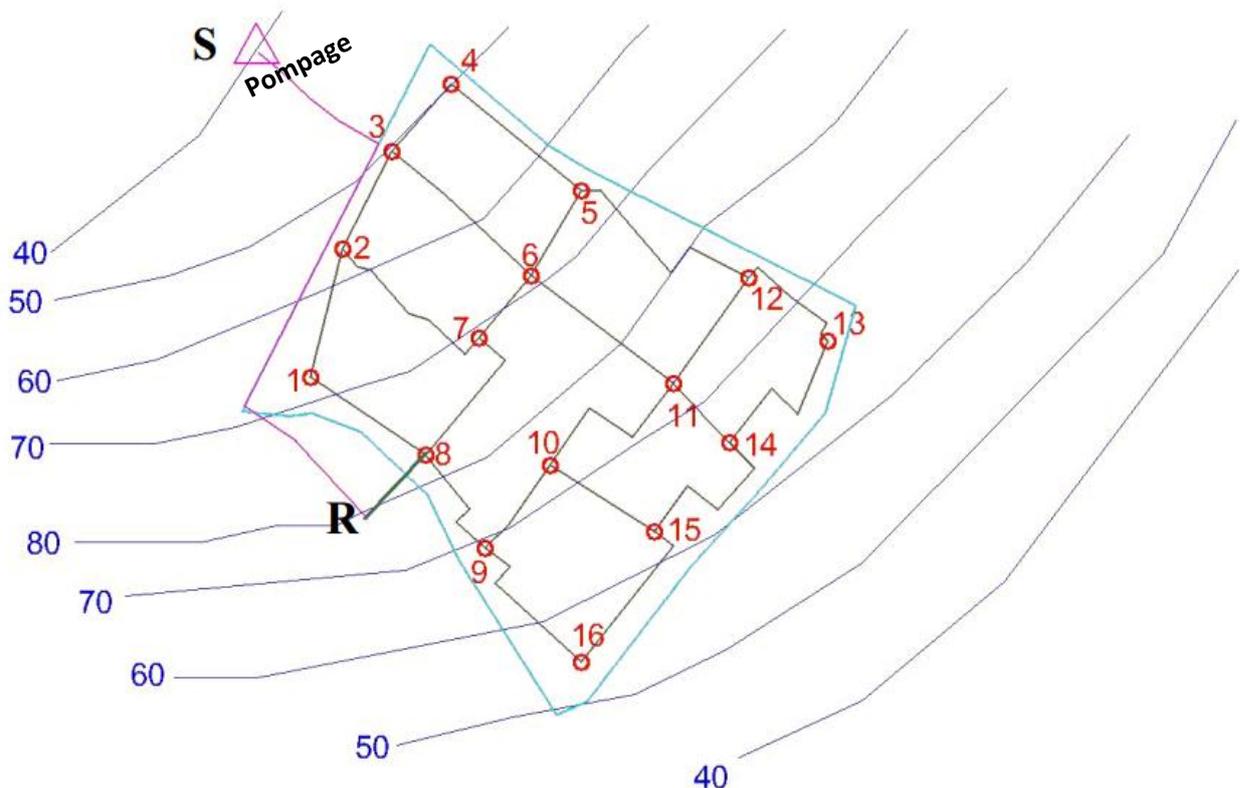
Une conduite d'**adduction** est une conduite reliant les ouvrages de production aux réservoirs de stockage, dans notre cas on a une **adduction par refoulement**, quand le niveau de la source est inférieur au niveau du réservoir l'écoulement est en charge seulement.

Pour le cas du présent projet, la station du forage étant placée à une cote **inférieure** à celle du réservoir :

$$Z_f (\text{forage}) = 40 \text{ m} < Z_r (\text{réservoir}) = 104 \text{ m}$$

Nous avons besoin d'installer une pompe entre le source de l'eau et le réservoir afin d'augmenter la charge au niveau du forage et surmonter la différence de niveau et les pertes de charge dans le réseau d'adduction. Cette pompe est ainsi caractérisée par les trois grandeurs suivantes :

- Le débit Q_p .
- La hauteur de refoulement H .
- La puissance.



• Détermination du débit de la pompe :

Pour ce cas, nous adoptons une seule pompe et une autre en cas de panne avec un débit de pompage qui correspond au **quantité prélevée à partir du captage – perte au niveau de la production** :

$$V_{\text{Production}} = \frac{V_{\text{distribution}}}{R_{\text{adduction}}} = \frac{18054928,125}{0,95} = 19005187,5 \text{ L}$$

Avec :

$V_{\text{distribution}}$: 18054928,125 L (par jour).

$R_{\text{adduction}}$: 95% (Rendement d'adduction).

Finalement :

$$Q_{\text{Pompé}} = 220 \text{ l/s}$$

• Calcul de la hauteur de refoulement :

Pour commencer, nous avons considéré le cas le plus défavorable où le réservoir est totalement rempli d'eau, ce qui donne l'expression de **la hauteur de refoulement « H »** suivante :

$$H = Z_r - Z_f + H_{sr} + H_r + J_{f,r}$$

Avec :

- Z_r : cote du radier du réservoir.
- Z_f : cote du forage.
- H_{sr} : hauteur de surélévation.
- H_r : hauteur du réservoir.
- $J_{f,r}$: perte de charge entre le forage et le réservoir.

Pour le calcul du **perte de charge**, il faut chercher d'abord le **diamètre** de la conduite, du point de vue **économique**, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur H donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc **un diamètre économique** pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- Les **frais d'achat (Fa)** et de **pose** de la conduite qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente : $Fa \nearrow$ quand $D \nearrow$.
- Les **frais de fonctionnement (Fe)** de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge : $Fe \searrow$ quand $D \nearrow$.

- Si on adopte donc un **grand D**, **Fa** est grand et **Fe** est faible. Au contraire, si on adopte un **petit D**, **Fa** est plus faible mais **Fe** est plus grand.

- Le diamètre le plus économique (ou **optimal**) est alors donné par les dépenses totales minimales ($Fa + Fe$).

- Quelques formules donnant le diamètre économique ont aussi été proposées. Sans les citer toutes, nous présentons la formule proposée par **Bresse** :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \text{ Avec } [Q \text{ en m}^3/\text{s}] \text{ et } [D \text{ en m}]$$

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets, longueur de conduite

$\leq 1 \text{ Km}$.

Dans notre projet, la longueur de notre conduite est : $L_{f,r} = 3653 \text{ m} = 3,653 \text{ km}$ d'où la formule de **Bresse** est n'est pas valable, ce qui va engendrer l'utilisation de **la formule de Bonin** :

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{Avec } [Q \text{ en m}^3/\text{s}] \text{ et } [D \text{ en m}]$$

Finalement, on a $Q = 220 \text{ l/s} = 0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ d'où on obtient :

$$D = \sqrt{0,22} = 0,47 \text{ m}$$

- Soit alors le diamètre commercialisé le plus proche $\phi = 500 \text{ mm}$, vérifiant l'hypothèse : $0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$, d'où $V = 1,17 \text{ m/s}$. Ainsi, tout en connaissant la valeur de la vitesse et du diamètre de la conduite et pour une rugosité $K_s = 0,0001 \text{ m}$. Le calcul des pertes de charge nécessite le calcul de λ par la formule de **Colebrook-White** :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right]$$

La formule de **Colebrook-White** est **implicite**, donc généralement pour résoudre ce genre d'équations on s'intéresse au calcul **itératif**, pour notre cas on utilise la **valeur cible** sur **Excel** pour trouver **Lambda**.

❖ Calcul de Lambda :

- **Viscosité cinématique** = $0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$
- **Rugosité** = $0,0001 \text{ m}$
- **Vitesse** = $1,24 \text{ m/s}$
- **Diamètre** (intérieur) = $0,4756 \text{ m}$
- **Nombre de Reynolds** : $R_e = \frac{v \times D}{\nu} = 589744$
- **Lambda** : $\lambda = 0,0153$

❖ Calcul du perte de charge :

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 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 :

▪ Formule de DARCY – WEISBACH :

La formule de **Darcy-Weisbach** est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. 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 charge en m/km .
- **V** : Vitesse de l'écoulement en m/s .
- **g** : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- **D** : Diamètre en m .
- λ : Coefficient de frottement (ColeBrooke).

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

$$\Delta H_L = JL$$

- ΔH_L : perte de charge linéaire en m.

❖ Application sur le projet :

$$J = \frac{0,0153 * (1,24)^2}{2 * (9,81) * (0,4756) * (0,001)} = 2,523 \text{ m/km}$$

$$\Delta H_l = 2,2567 * 3,653 = 9,22 \text{ m}$$

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%**.

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

❖ La perte de charge singulière : $\Delta H_s = 0,921 \text{ m}$

❖ La perte de charge totale = $\Delta H_L + \Delta H_s = 10,14 \text{ m}$

Donc la hauteur de refoulement est donnée par :

$$H = 80 - 40 + 24 + 7,17 + 10,14 = 81,5 \text{ m}$$

• Puissance de la pompe :

Une fois le **débit** et la **hauteur de refoulement** de la pompe sont déterminées, nous allons accéder au calcul de la puissance utile et absorbée et celle consommée par la motopompe, afin de pouvoir choisir la pompe correspondante à partir du **catalogue des constructeurs**.

• La puissance utile de la pompe :

C'est la puissance hydraulique communiquée au liquide lors de son passage à travers la pompe exprimée en **Watts**. Elle est bien donnée par la formule suivante :

$$P_u = \rho * g * Q * H$$

Avec :

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

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

- Q : débit de la pompe = 220 l/s

- H : hauteur de refoulement = $81,5 \text{ m}$

• Par la suite on a :

$$P_u = 1000 * 9,81 * 0,22 * 81,5 = 175893 \left(\frac{\text{kg} * \text{m}^2}{\text{s}^3} \right) = 175,873 \text{ KWatts}$$

- **La puissance absorbée :**

La puissance absorbée par la pompe est donc égale au travail effectué par la pompe, pendant un intervalle du temps pour élever le débit d'eau Q à une hauteur H.

Cette puissance est donnée par l'expression suivante :

$$P_a = \frac{P_u}{\eta_p}$$

Avec :

- η : Le rendement de la pompe est égale au rapport de la puissance utile (fournie) sur la puissance absorbée, il est toujours **inférieure à 1**. Généralement, il est préféré que le rendement choisi soit compris entre **70%** et **90%**, pour qu'il soit optimal. Pour cela, nous avons adopté pour chacun de **la pompe et du moteur**, respectivement, les rendements suivants : $\eta_p = 80\%$ et $\eta_m = 80\%$.

- Par la suite nous aurons : $P_a = \frac{175,873}{0,8} = 219,84 \text{ KWatts}$

- **La puissance consommée par le motopompe :**

En se basant sur le rendement total « η_{tot} », donné par celui de la pompe et du moteur, nous pouvons calculer la puissance consommée par motopompe (puissance du moteur), qui est exprimée comme suit :

$$P_c = \frac{P_u}{\eta_{tot}}$$

Avec :

- η_{tot} : Le rendement totale, tel que $\eta_{tot} = \eta_m * \eta_p = 0,64$

- Par la suite : $P_c = \frac{175,873}{0,64} = 274,8 \text{ KWatts}$

À cet effet, et pour soulager d'avantage le moteur, on prévoit une majoration de la puissance absorbée par la pompe :

- de **30%** pour une puissance inférieure à **5 CV**.
- de **20%** pour une puissance comprise entre **5** et **25 CV**.
- de **10%** pour une puissance supérieur à **25 CV**.

Pour notre cas, on a la puissance utile égale à **175,873 KWatts**, ce qui est supérieur à **25 CV**, alors il va falloir majorer la puissance par **10%**, d'où on obtient **$P_u = 193,46 \text{ KWatts}$** .

Ce qui implique que : **$P_c = 302,281 \text{ KWatts}$** .

Finalement, nous sommes arrivés à déterminer les différentes caractéristiques, nécessaires pour établir le choix de la pompe commercialisée, que nous voulons utiliser dans ce projet, à partir des catalogues de constructeurs. Ces caractéristiques sont ainsi :

- Le débit de la pompe : **$Q_p = 220 \text{ l/s}$** .
- La hauteur de refoulement : **$H = 80 \text{ m}$** .
- La puissance consommée par motopompe : **$P_c = 302.281 \text{ KWatts}$** .

- **NPSH (Net Positive Suction Head) – Hauteur d'aspiration nette positive :**

La hauteur d'aspiration dans un réseau de pompage est la cote verticale mesurée entre la surface du réservoir d'aspiration et l'axe de la pompe. Cette hauteur est directement liée à **la charge Hydrostatique**, cette hauteur d'aspiration joue un rôle déterminant dans la puissance de la pompe et ne peut dépasser une certaine hauteur à cause des phénomènes de **cavitation**. Lorsque la hauteur maxi est atteinte on peut placer une pompe intermédiaire, mettre en pression le réservoir d'aspiration, diminuer la température du fluide...

La hauteur maxi d'aspiration dépend de **la pression de vapeur saturante** du fluide et donc de la température et de la pression ambiante. La hauteur maxi d'aspiration théorique de l'eau au niveau de la mer est d'environ **10.33 mètres**, dans la pratique on tient compte du **NPSH** de la pompe et des pertes de charge dues au débit du fluide. La hauteur pratique d'aspiration maxi est située autour des **7 mètres** à température ambiante.

$$\text{NPSH}_{\text{disp}} = \frac{P_{\text{atm}} - P_{\text{vapeur}} - H_{g_a} - \Delta H_{\text{asp}}}{\rho g}$$

- P_{atm} : pression atmosphérique en Pa.
- P_{vapeur} : pression de vapeur saturante en Pa.
- H_{g_a} : charge hydraulique du fluide en Pa.
- ΔH_{asp} : perte de charge de la conduite d'aspiration en Pa.
- ρ : masse volumique de l'eau $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$.
- g : accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$.
- $\text{NPSH}_{\text{disp}}$: hauteur d'aspiration nette positive en mCE.

- **La pression de vapeur saturante :**

La pression de vapeur saturante est la pression à laquelle un fluide passe de l'état **liquide** à l'état **gazeux**, pour une température donnée. Si la température du fluide augmente, la pression à laquelle le fluide passe de l'état liquide à gazeux (pression de vapeur saturante) augmente. C'est ainsi qu'un liquide comme l'eau peut se transformer en vapeur à pression ambiante par apport de chaleur, mais il est possible de faire cette transformation sans varier la température en abaissant la pression ambiante au-dessous de la pression de vapeur saturante.

Le calcul approximatif de la pression de vapeur saturante peut se faire à l'aide d'une formule issue de l'équation de **Clapeyron**, en prenant comme hypothèses que la vapeur se comporte comme un gaz parfait et que l'enthalpie de vaporisation ne varie pas avec la température dans la plage considérée.

$$\ln \frac{P_{\text{vapeur}}}{P_0} = \frac{M * L_v}{R} \left[\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right]$$

- T_0 : température d'ébullition de la substance à une pression P_0 donnée, en K.
- P_{vapeur} : pression de vapeur saturante, dans la même unité que P_0 .
- M : masse molaire de la substance, en kg/mol.
- L_v : chaleur latente de vaporisation de la substance, en J/kg.

- R : constante des gaz parfaits, égale à $8,31447 \text{ J/K/mol}$.

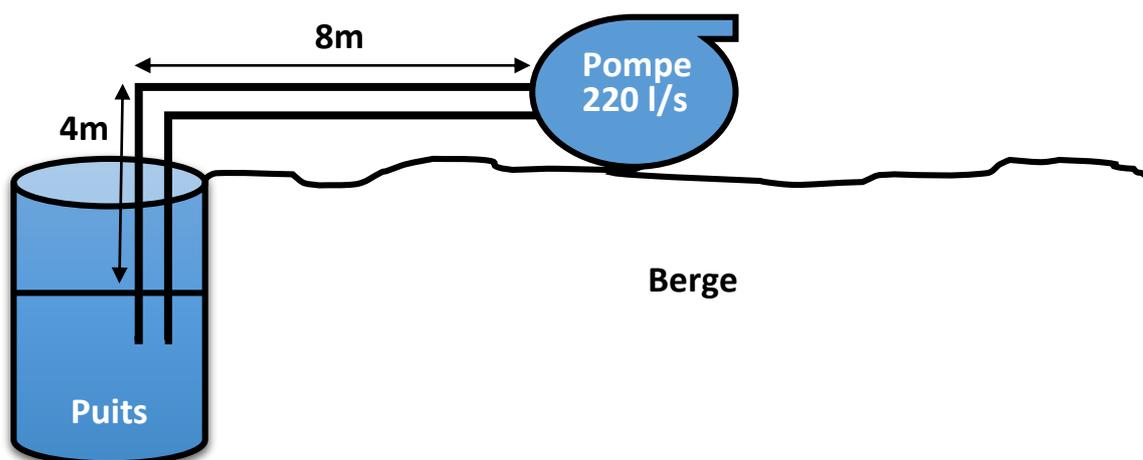
- T : température de la vapeur, en K.

- **Tableau** : Valeur de pression de vapeur saturante en fonction de T° :

Température $^\circ\text{C}$	Pression de vapeur saturante (Pa)
0	611
5	872
10	1227
15	1704
20	2337
25	3166
30	4242
35	5622
40	7375
45	9582
50	12335
55	15740
60	19919
65	25008
70	31161
75	38548
80	47359
85	57803
90	70108
95	84525
100	101325

❖ **Application sur le projet :**

- On envisage une installation dans laquelle la pompe aspire le liquide contenu dans le puits.



On a :

- $P_{\text{atm}} = 101325 \text{ Pa}$.
- $P_{\text{vapeur}} = 2337 \text{ Pa}$ (à 20°C).
- $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$.

- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- $H_{g_a} = \rho * g * 4 = 39240 \text{ (kg/m*s}^2 = \text{Pa)}$.
- $\Delta H_{asp} = 331,12 \text{ Pa}$ (Colebrook-White).

Par la suite, on obtient :

$$NPSH_{disp} = \frac{101325 - 2337 - 39240 - 331,12}{9,81 * 1000} = \mathbf{6,05 \text{ mCE}}$$

Pour éviter **la cavitation**, il faut que $NPSH_{requis} < NPSH_{disp}$ c'est la condition à respecter pour tous les débits de fonctionnement. On prend **0,5 m** comme **une marge de sécurité** donc la $NPSH_{requis}$ disponible sera :

$$NPSH_{requis} = \mathbf{5,55 \text{ mCE}}$$

Pour le choix de la pompe, il sera basé sur les données théorique qu'on a déjà effectuer, pour le $NPSH_{requis}$ il est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe en fonction du débit.

- **L'amélioration des conditions d'aspiration :**

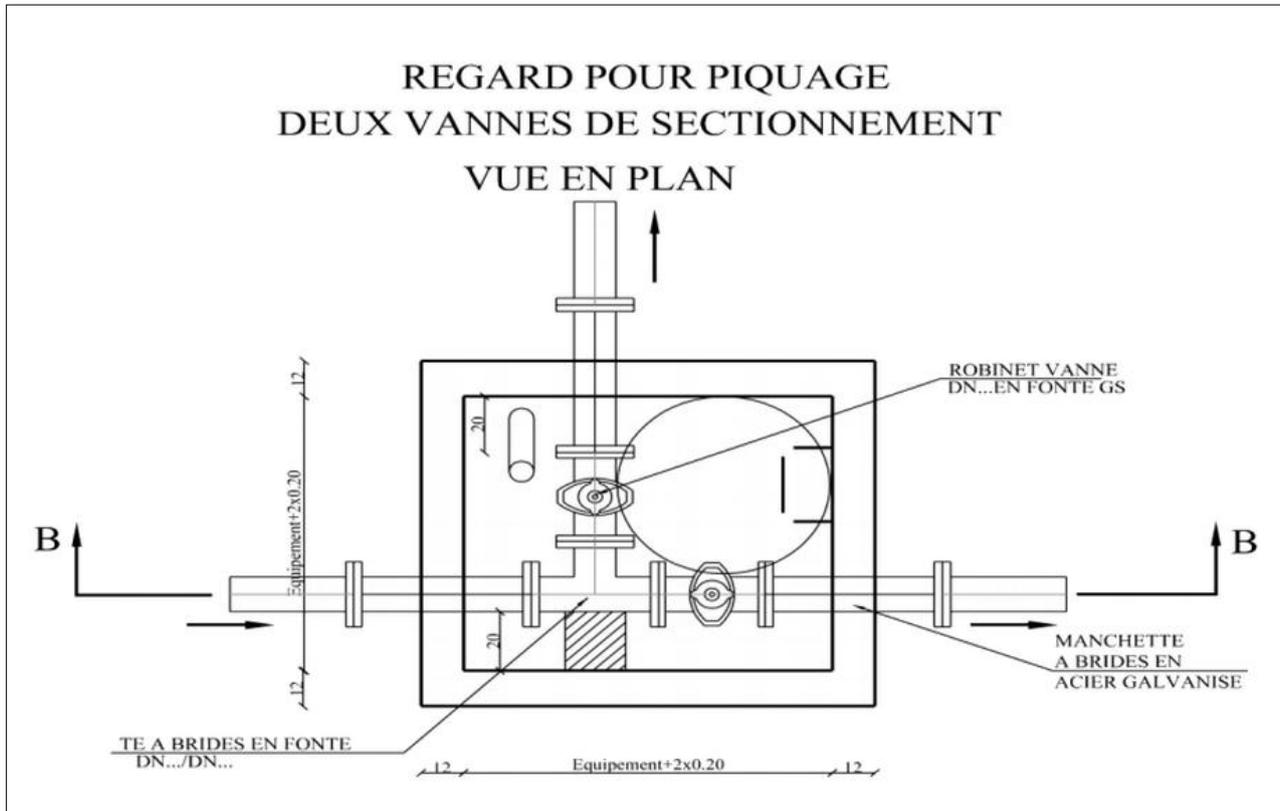
Pour améliorer les conditions d'aspiration de la pompe, il faut augmenter la différence entre $NPSH_{disp}$ et $NPSH_{requis}$ On peut agir sur les conditions d'installation ou sur la pompe :

- Augmenter ou diminuer la H_{g_a} suivant la position relative de la pompe ;
- Augmenter la pression à l'aspiration par surpression ;
- Diminuer les pertes de charge ;
- Diminuer la tension de vapeur en refroidissant le liquide pompé ;
- Choisir une pompe de $(NPSH)_{requis}$ inférieur.

VI - Ouvrages annexes

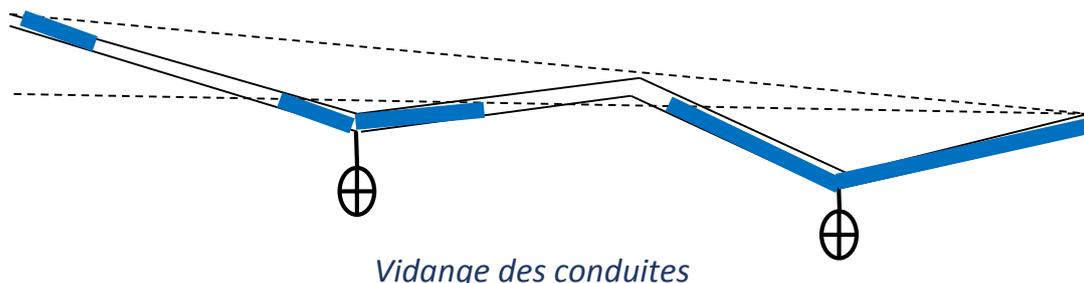
- Vanne de sectionnement :

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. Les regards des robinets-vanne peuvent changer de dimensions en fonction du nombre de vannes dont un nœud est équipé.



- Le vidange :

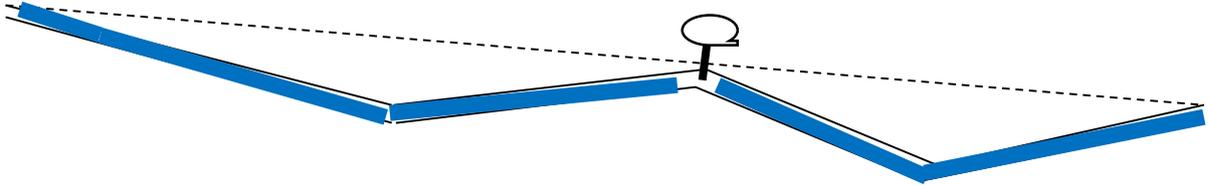
L'eau captée peut être chargée en sables en particules solide fines, au cours du temps on constate une sédimentation de ces particules solides au niveau des **points bas** de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, **trois précautions** s'imposent : Installer des filtres en tête d'ouvrage, dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure qui empêche la formation des sédiments et équiper les points bas de dessaleurs et de robinets vannes de vidange pour la vidange des conduites. Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.



- **La ventouse :**

L'écoulement en charge produit de l'air car les différents états de pression provoquent un dégazage, les bulles d'air formés remontent vers le haut par la force d'Archimède car ils ont une densité plus petite que l'eau et l'écoulement devient diphasique (Gaz + Liquide), surtout dans les points hauts de la conduite.

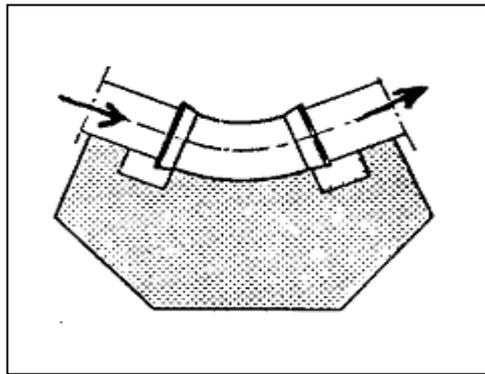
La formation d'air se produit lors de la remise en service d'une conduite d'adduction après une période d'entretien. Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible.



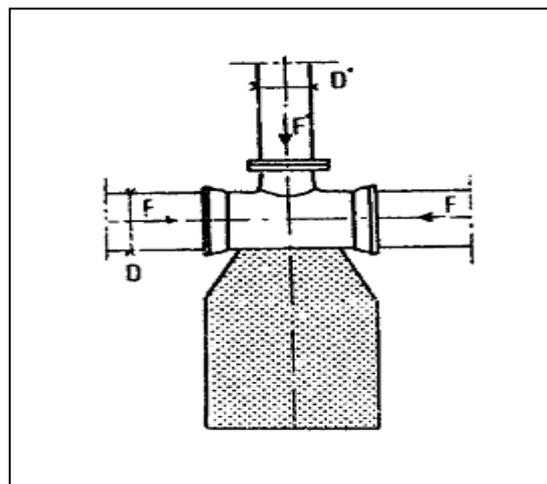
Dégazage et formation des bulles d'air dans les points hauts de la conduite

- **Butées des coudés :**

Lors de la mise en place des conduites, il faut prévoir des butées (massifs en béton) qui, par leur poids, doivent supporter la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées, dans les branchements et dans les pièces coniques.



Butée sur un coude



Butée sur un branchement

Conclusion

À travers cette étude, j'ai essayé d'apporter une contribution au projet de distribution d'eau potable. Cette étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet. Elle a été menée sur deux volets, une partie basée sur la récolte de l'information et des diverses recommandations, et une partie qui a consisté à établir le schéma de l'alimentation en eau potable de la région d'étude. À travers celle-ci j'ai examiné tout d'abord la zone d'étude et estimé ses besoins en eau, par la suite dimensionné le réseau de distribution en PVC, au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique EPANET.

Du côté pédagogique, cette étude m'a permis de mettre en pratique, plusieurs connaissances que j'ai acquies durant mon cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles, comme référence, pour la réalisation des projets.

Pour compléter ce travail, il faut étudier le **phénomène** du **coup de bélier** au sein du système afin de prévoir des dispositifs de protection **anti-bélier** (cheminées d'équilibre ...) qui consiste à l'étude en **régime transitoire** de plusieurs cas (fermeture ou ouverture rapide d'une vanne, arrêt brusque d'une pompe,...).

Références

- [1] . **Mohammed Amine Moussawi**, Cours de l'écoulement en charge, ENSAH, Maroc.
- [2] . **Mohammed Amine Moussawi**, Cours des machines hydrauliques, ENSAH, Maroc.
- [3] . **Fouad Dimane**, Cours de l'hydraulique urbaine, ENSAH, Maroc.
- [4] . **Mahmoud Moussa**, Alimentation en eau potable, ENIT, Tunis.
- [5] . **Mounir Bouslimi**, Alimentation en eau potable, ESIER, Tunis.
- [6] . **André Dupont**, Hydraulique urbaine – Tome 2, Toisième édition Eyrolles, France.
- [7] . **Mohamed Boulouard**, Gestion et exploitation des réseaux d'eau potable, ONEP, Maroc.
- [8] . **Iskouken Yacine**, Alimentation en eau potable, IBTP, Algérie.
- [9] . **François G. Brière**, Distribution et collecte des eaux, Presses internationales polytechniques, Canada.
- [10] . **Isaac Wait**, Hydraulic engineering, Marshall University, USA.
- [11] . **Civil Engineering Academy**, Water resources problems, USA.
- [12] . **Mecaflux**, Mécanique des fluides, France.
- [13] . **Thermexcel**, Caractéristiques physiques de l'eau, France.