

Session septembre 2025



بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Allah Tout-Puissant pour m'avoir accordé la santé, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à mon promoteur, **monsieur Mihoubi Mustapha Kamel**, pour son encadrement, ses conseils avisés et son soutien constant tout au long de ce projet.

Mes remerciements les plus sincères vont également à tous les enseignants qui m'ont apporté leur aide précieuse durant cette étude et ce projet, notamment messieurs : **Ammari Abdelhadi, Khedimallah Abderrahmane, Mokrane Wahiba, Boualem Salah.**

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude à **Mr Mokrane Mechkour** pour son assistance et son implication dans la réussite de cette étude.

Enfin, j'adresse mes remerciements à l'ensemble des professeurs de l'**ENSH**, pour la qualité de leur enseignement et leur disponibilité, ainsi qu'à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

À ceux dont la grâce d'Allah, puis l'amour et le soutien,
m'ont permis d'arriver jusqu'ici.

À ma chère mère, qu'Allah lui accorde Sa miséricorde infinie. Tes prières continuent de m'accompagner et ta lumière éclaire toujours mon chemin... Je t'offre le fruit de mon travail et de ma réussite, en espérant que tu me souries de là-haut.

À mon cher père, mon pilier et mon refuge, ainsi qu'à **ma tante Lamia**, votre patience et vos prières ont toujours été à mes côtés à chaque étape de ma vie... merci pour ta patience, tes prières et ta présence à mes côtés à chaque étape de ma vie... Cet accomplissement est le tien avant d'être le mien.

À mes frères et sœurs bien-aimés : Islam, Ahmed, Abir, Hadjar, Maria, Imen, Siham, Abdelbasset et Abdessamad... Vous êtes la chaleur qui enveloppe mon cœur, et cet hommage porte vos noms dans chacune de ses lignes.

À mes chères camarades : Rahmona, Hadjar, Souhal et Mariam... Merci pour votre amitié sincère et pour les souvenirs que je garderai toujours précieusement.

Et à mon école, avec tous ses enseignants, son administration et son personnel... Je vous offre toute ma reconnaissance et ma gratitude pour le savoir et l'accompagnement que vous m'avez donnés. Vous avez été la lumière guidant mes pas sur le chemin de la connaissance.



ملخص

يعرض هذا البحث دراسة منظومة تزويد مركز حوش الريج الحضري الجديد (ولاية البليدة) بمياه الشرب. في البداية قمنا بتصميم أول قناة جر مكونة من سبعة آبار، وتبين أنها غير كافية لتغطية الاحتياجات المستقبلية للسكان. وللتغلب على هذا العجز، تم اقتراح مشروع تعزيز عبر الربط بمحطة تحلية مياه البحر بفوكة II .

شملت الدراسة حساب أقطار قنوات الجر، وتصميم محطات الضخ، وإنجاز شبكة التوزيع داخل المركز الحضري. تم اقتراح ثلاث بدائل لهذه الشبكة ومقارنتها بناءً على سرعات الجريان والضغط المتاح عند المباني. أظهرت النتائج أن قناة الجر الأولى تغطي جزءاً محدوداً فقط من الطلب، بينما يسمح الربط بمحطة فوكة II بتلبية كامل الاحتياجات. كما أن البديل المختار يضمن ضغوطاً مطابقة للمعايير، وتوزيعاً متوازناً للتدفقات، إضافةً إلى توفير ظروف مناسبة لمكافحة الحرائق.

الكلمات المفتاحية: ،التحلية ، الماء الشروب، حوش الريج ، فوكة ، التعزيز.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude du système d'alimentation en eau potable (AEP) du nouveau centre urbain de Haouch Errih, dans la wilaya de Blida. Dans un premier temps, nous avons dimensionné la première adduction, constituée de sept forages, et montré qu'elle ne permet pas de couvrir les besoins futurs de la population. Pour pallier ce déficit, un projet de renforcement a été envisagé par interconnexion avec l'usine de dessalement d'eau de mer (SDEM) de Fouka II.

L'étude a porté sur le dimensionnement des conduites d'adduction, la conception des stations de pompage et l'élaboration du réseau de distribution du centre urbain. Trois variantes de ce réseau ont été modélisées et comparées en fonction des vitesses d'écoulement et des pressions disponibles jusqu'aux bâtiments. Les résultats indiquent que la première adduction ne couvre qu'une partie limitée des besoins, tandis que l'apport de la SDEM de Fouka II permet de répondre à la totalité de la demande. La variante retenue assure des pressions conformes aux normes, une répartition équilibrée des débits et des conditions satisfaisantes de défense incendie.

Mots-clés : Dessalement, Eau potable, Etude, Fouka, Haouch Errih, Renforcement

Abstract

This research presents a study of the drinking water supply system for the new urban center of Haouch Errih (Blida Province). Initially, we designed the first transmission line consisting of seven wells, which proved insufficient to cover the future needs of the population. To overcome this deficit, a reinforcement project was proposed through interconnection with the Fouka II seawater desalination plant. The study included the calculation of transmission pipe diameters, the design of pumping stations, and the development of the distribution network within the urban center. Three alternatives for this network were proposed and compared based on flow velocities and available pressures at the buildings. The results showed that the first transmission line covers only a limited portion of the demand, while the interconnection with

Fouka II makes it possible to meet the entire demand. Moreover, the selected alternative ensures pressures that comply with standards, balanced flow distribution, and suitable conditions for fire protection.

Keywords : desalination ; drinking water ; Haouch Errih ; Fouka ; reinforcement.

Table des matières

Liste des abréviations

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation de la zone d'étude	2
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de la zone d'étude	2
I.2.1 Situation géographique	2
I.2.2 Situation topographique	3
I.2.3 Situation géologie	4
I.2.4 Situation hydrogéologique	4
I.2.5 Situation hydrographie	4
I.2.6 Climat	4
I.2.6.1 Température	5
I.2.6.2 Pluviométrie	5
I.2.6.3 Humidité	6
I.2.6.4 Vent	6
I.2.6.5 Évaporation	7
I.2.7 Sismicité	7
I.2.8 Situation hydraulique	8
I.2.8.1 Eaux souterraines	8
I.2.8.2 Réservoir de stockage	8
I.2.8.3 Station de Dessalement d'eau de mer Fouka II	9
I.2.8.4 Assainissement	9
I.3 Conclusion	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.	10
II.1 Introduction	10
II.2 Estimation de population	10
II.2.1 Détermination du nombre de Logements	10
II.2.2 Estimation de la population	11
II.3 Estimation des besoins en eau	11
II.3.1 Catégories des besoins en eau potable à estime	11
II.3.1.1 Besoins domestiques	11
II.3.1.2 Besoins sanitaires	11
II.3.1.3 Besoins publics	12
II.3.1.4 Besoins liés aux incendies	12
II.4 Estimation des besoins en eau	12
II.4.1 Evaluation de besoins domestique	12
II.4.1.1 Choix de la norme unitaire de consom-	
mation	12
II.4.1.2 Besoins journaliers moyens	13
II.4.1.3 Rendement de réseaux	13
II.4.1.4 Consommation moyenne journalière	
totale domestique	14
II.4.2 Besoins commerces et bureaux	15
II.4.2.1 Consommation moyenne journalière	
du commerces et bureaux nette . . .	15
II.4.2.2 Consommation moyenne journalière	
du commerces et bureaux total . . .	15
II.4.3 Besoins scolaires	15
II.4.4 Besoins publics et administratifs	16
II.4.5 Besoins socioculturels	16
II.4.6 Estimation des besoins des équipements	17
II.4.6.1 Besoins nets des équipements . . .	17
II.4.6.2 Besoins totaux des équipements . . .	17
II.4.7 Synthèse de la consommation en eau moyenne	
journalière totale	17
II.5 Évaluation des variations des débits	18

II.5.1	Évaluation des variations journalières des débits	18
II.5.1.1	Consommation journalière maximale	18
II.5.1.2	Consommation journalière minimale	19
II.5.2	Évaluation des variations horaires des débits	19
	1 ^{ère} méthode	19
II.5.2.1	Consommation moyen horaire	19
II.5.2.2	Consommation maximum horaire	20
II.5.2.3	Consommation minimum horaire	21
	1 ^{ère} méthode	22
II.5.2.4	Evaluation de la consommation ho- raire en fonction du nombre d'habitant	22
II.5.2.5	Zone 1 : 4000 logements	23
II.5.2.6	Zone 2 : 3000 logements	24
II.5.2.7	Zone totale : 7000 logements	25
II.6	Conclusion	26

Chapitre III : Système de captage. 27

III.1	Introduction	27
III.2	Fonctionnement d'un système de forage	27
III.3	Caractéristiques des forages de Haouch Errih	27
III.4	Qualité de l'eau captée	28
III.5	Simulation du réseau de forages	29
III.5.1	Présentation du logiciel EPANET	29
III.5.2	Caractéristiques avantageuses d'EPANET	29
III.5.3	Simulation du réseau de forages	29
III.6	Conclusion	31

Chapitre IV : Dimensionnement hydraulique du réseau d'ad- duction. 32

IV.1	Introduction	32
IV.2	Notions générales sur les adductions	32
IV.2.1	Types d'adduction	32

IV.2.1.1	Adduction gravitaire	32
IV.2.1.2	Adduction par refoulement	32
IV.2.1.3	Adduction mixte	32
IV.2.2	Choix du tracé de l'adduction	33
IV.2.2.1	Tracé direct	33
IV.2.2.2	Tracé topographique	33
IV.2.2.3	Tracé d'évitement	33
IV.2.3	Choix des matériaux de canalisation	33
IV.2.3.1	Fonte ductile	33
IV.2.3.2	PVC (Polychlorure de vinyle)	33
IV.2.3.3	PEHD (Polyéthylène haute densité)	33
IV.2.4	Types d'écoulement	33
IV.2.4.1	Écoulement à surface libre	33
IV.2.4.2	Écoulement en charge	33
IV.3	Etude de l'adduction	34
IV.3.1	Première adduction : Champ de captage de Haouch Errih	34
IV.3.2	Deuxième adduction : Station de dessalement de Fouka II	34
IV.4	Étude de l'adduction par refoulement	34
IV.4.1	Calcul du diamètre économique	34
IV.4.1.1	Formule de Bresse	34
IV.4.1.2	Formule de Bonnin	35
IV.4.1.3	Formule de Vibert	35
IV.4.1.4	Formule de Meunier	35
IV.4.1.5	formule de Bedjaoui	35
IV.4.1.6	Formule qui prend en compte le fac- teur de consommation	35
IV.4.2	Calcul des pertes de charges	36
IV.4.2.1	Pertes de charges linéaires	36
IV.4.2.2	Pertes de charges singulières	37
IV.4.3	Hauteur manométrique totale	37
IV.4.4	Frais d'amortissement et frais d'investissement	38

IV.4.5	Énergie consommée par la pompe	38
IV.4.6	Frais d'exploitation	38
IV.4.7	Puissance absorbée par la pompe	39
IV.5	Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaires	39
IV.6	Dimensionnement des tronçons de l'adduction	39
IV.6.1	Champ de captage de Haouch Errih → Réservoir du pôle urbain	39
IV.6.1.1	Champ de captage vers le réservoir d'aspiration R 200 m³	39
IV.6.1.2	Station pompage Sahraoui (SP1) vers le réservoir d'aspiration 2000 m³	42
IV.6.1.3	Station de pompage Sidi Hammed (SP2) vers le réservoir de distribution 5000 m ³	43
IV.6.2	Réservoir Sidi Serhane → Réservoir du pôle urbain	43
IV.6.2.1	Réservoir Sidi Serhane vers les réservoirs de la ville nouvelle de Bouinan 3 x R5000 m ³	43
IV.6.2.2	Réservoir Bouinan vers le premier point de piquage	43
IV.6.2.3	Premier point de piquage vers le réservoir de Meftah R1000 m ³	44
IV.6.2.4	Réservoir de Meftah vers le réservoir de Safsaf R 5000 m ³	44
IV.6.2.5	SP2 de Safsaf vers le réservoir de distribution R 5000 m ³ du Haouch Errih	45
IV.7	Conclusion	45
Chapitre V : Etude de pompage.		46
V.1	Introduction	46

V.2	Notions fondamentales de pompage	46
V.2.1	Les types de pompes	46
V.2.2	Couplage des Pompes	46
V.2.2.1	Couplage des Pompes en Parallèle .	46
V.2.2.2	Couplage des Pompes en Série . . .	46
V.2.3	Choix du Type de Pompe	47
V.2.3.1	Pompes Centrifuges	47
V.2.3.2	Pompes Volumétriques	47
V.2.3.3	Turbopompes	47
V.2.4	Choix du Nombre de Pompes	47
V.2.5	Courbe Caractéristique d'une Conduite de Re- foulement	47
V.2.6	Caractéristiques de la Pompe	48
V.2.6.1	Point de fonctionnement	48
V.3	Station de pompage	48
V.3.1	Station pompage sahraoui (SP1)	48
V.3.1.1	Choix des pompes	48
V.3.1.2	Caractéristique de la pompe choisie .	49
V.3.1.3	Courbe caractéristique	49
V.3.1.4	Collecteur d'aspiration	50
V.3.1.5	Volume de la bache d'aspiration du station pompage 1	50
V.3.1.6	Equipements en amont et en aval de la pompe	50
V.3.1.7	L'étude de fonctionnement	52
V.3.1.8	Les frais annuels d'énergie	54
V.3.2	Station pompage Sidi Hammed (SP2)	54
V.3.2.1	Choix des pompes	54
V.3.2.2	Caractéristique de la pompe choisie .	54
V.3.2.3	Courbe caractéristique	55
V.3.2.4	Collecteur d'aspiration	55
V.3.2.5	Équipements en amont et en aval de la pompe	56

V.3.2.6	L'étude de fonctionnement	57
V.3.2.7	Les frais annuels d'énergie	58
V.3.3	Station de pompage du Safsaf (SP2)	58
V.3.3.1	Choix des pompes	58
V.3.3.2	Caractéristique de la pompe choisie .	59
V.3.3.3	Courbe caractéristique	59
V.3.3.4	Collecteur d'aspiration	59
V.3.3.5	Équipements en amont et en aval de la pompe	60
V.3.3.6	L'étude de fonctionnement	61
V.3.3.7	Les frais annuels d'énergie	63
V.4	conclusion	63

Chapitre VI :Dimensionnement hydraulique du réseau distribution. 64

VI.1	Introduction	64
VI.2	Notions générales sur les réseaux de distribution d'eau potable	64
VI.2.1	Classification des réseaux de distribution . . .	64
VI.2.1.1	Réseau ramifié	64
VI.2.1.2	Réseau maillé	64
VI.2.1.3	Réseau combiné (mixte)	64
VI.2.1.4	Réseau étagé	65
VI.2.2	Choix du type de réseau	65
VI.2.3	Principe du tracé d'un réseau maillé	65
VI.3	Calcul hydraulique du réseau	65
VI.3.1	Débit en route	65
VI.3.2	Débit spécifique	66
VI.3.3	Débit au nœud	66
VI.3.4	Calcul des débits	66
VI.3.4.1	Condition sur la vitesse	66
VI.3.4.2	Condition sur la Pression	67
VI.3.4.3	Conditions spéciales d'incendie . . .	67

VI.3.5	Variante 1	67
VI.3.5.1	Tracé du réseau	67
VI.3.5.2	Calcul des débits	68
VI.3.5.3	Calcul du réseau	75
VI.3.6	Variante 2	78
VI.3.6.1	Tracé du réseau	79
VI.3.6.2	Calcul des débits	79
VI.3.6.3	Calcul du réseau	88
VI.3.7	Variante 3	93
VI.3.7.1	Tracé du réseau	93
VI.3.7.2	Calcul des débits	94
VI.3.7.3	Calcul du réseau	102
VI.4	Évaluation hydraulique et économique des trois configurations du réseau	108
VI.4.1	Analyse des pressions et identification des besoins en surpresseurs	109
VI.4.2	Analyse de la répartition des vitesses dans le réseau de distribution	109
VI.4.3	Évaluation qualitative des configurations de réseau face aux contraintes de relief	110
VI.4.4	Analyse professionnelle et recommandations	110
VI.5	Conclusion	113

Chapitre VII :Réservoir de stockage. 114

VII.1	Introduction	114
VII.2	Fonctions des réservoirs	114
VII.3	Classification des réservoirs	114
VII.3.1	Selon la position par rapport au sol	114
VII.3.2	Selon la forme	114
VII.3.3	Selon les matériaux de construction	115
VII.3.4	Selon la situation hydraulique par rapport au réseau	115
VII.3.5	Selon la fonction ou l'usage	115

VII.4 Choix du réservoir de stockage	115
VII.4.1 conditions topographiques	115
VII.4.2 conditions géotechniques	115
VII.4.3 conditions hydrauliques	115
VII.4.4 conditions économiques	115
VII.5 Équipements du réservoir	116
VII.5.1 Conduite d'arrivée	116
VII.5.2 Conduite de départ	116
VII.5.3 Conduite de trop-plein	116
VII.5.4 Conduite de vidange	116
VII.5.5 Conduite de by-pass	116
VII.5.6 Robinets-vannes et tuyauterie	116
VII.5.7 Chambre des vannes	117
VII.5.8 Équipements d'accès et de nettoyage	117
VII.5.9 Instrumentation et sécurité sanitaire	117
VII.5.10 Système de matérialisation d'incendie	117
VII.6 Calcul du volume du réservoir	117
VII.6.1 Estimation de la capacité du réservoir	118
VII.6.1.1 Méthode analytique	118
VII.6.1.2 Méthode graphique	119
VII.6.2 Détermination des capacités du réservoir	119

Pose et protection des canalisations. 121

VIII.1 Introduction	121
VIII.2 Pose des conduites	121
VIII.2.1 Principes généraux	121
VIII.2.2 Méthodes de pose selon la nature du terrain	121
VIII.2.2.1 Terrains ordinaires	122
VIII.2.2.2 Terrains peu consistants	122
VIII.2.2.3 Zones humides ou marécageuses	122
VIII.2.2.4 Pose en galerie	122
VIII.2.2.5 Traversée d'oued ou de rivière	122
VIII.2.2.6 Pose en pente	123

VIII.2.2.7 Pose sans ouverture de tranchée	123
VIII.3 Accessoires et équipements du réseau	123
VIII.3.1 Vannes de sectionnement	123
VIII.3.2 Clapets anti-retour	123
VIII.3.3 Réducteurs de pression	123
VIII.3.4 Ventouses	123
VIII.3.5 Bouches et poteaux d'incendie	124
VIII.3.6 Pièces spéciales (coudes, Tés, manchons, cônes)	124
VIII.4 Boosters	124
VIII.4.1 Choix d'implantation	124
VIII.4.2 Hauteur Manométrique Totale (HMT)	124
VIII.4.3 Puissance hydraulique de la pompe	125
VIII.4.4 Application	125
VIII.4.4.1 Données de base	125
VIII.4.4.2 Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (HMT)	126
VIII.4.4.3 Calcul de la Puissance Théorique P_{th}	126
VIII.5 Protection des conduites contre le coup de bélier	126
VIII.5.1 Généralités sur le coup de bélier	126
VIII.5.2 Causes et risques	127
VIII.5.3 Moyens de protection	127
VIII.5.4 Étude du réservoir d'air anti-bélier	127
VIII.5.4.1 Principe de fonctionnement	127
VIII.5.4.2 Calcul du volume (Méthode de Vibert)	128
VIII.5.5 calcul hydraulique	131
VIII.5.5.1 conduites refoulements	131
VIII.5.5.2 Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier	133
VIII.6 Conclusion	135

CHAPITRE IX : Organisation de chantier et devis estimatif du projet	136
IX.1 Introduction	136

IX.2	Calcul des volumes des travaux	136
IX.2.1	Calcul des volumes relatifs au réseau	136
IX.2.1.1	Détermination de la profondeur de tranchée	136
IX.2.1.2	Détermination de la largeur de tran- chée	136
IX.2.1.3	Volume de déblai	137
IX.2.1.4	Volume du lit de sable	137
IX.2.1.5	Volume de remblai	137
IX.2.2	Devis estimative et quantitative	140
IX.3	Planification des travaux du chantier	142
IX.3.1	Méthode du réseau (CPM)	142
IX.3.2	Définition des tâches et estimation de leurs du- rées	142
IX.3.3	Organisation des tâches -- méthode CPM . . .	142
IX.3.4	Chemin critique	143
IX.4	Conclusion	143

Conclusion générale	145
----------------------------	------------

Liste des abréviations

Nom complet	Abréviation
Agence pour le développement de l'eau	ADE
Alimentation en eau potable	AEP
Agence Nationale d'Aménagement du Territoire	ANAT
Agence Nationale des Ressources Hydrauliques	ANRH
Assemblée Populaire Communale	APC
Direction d'Hydraulique de Wilaya	DHW ex DRE
Plan National de l'Eau	PNE

Table des figures

I.1	Image satellitaire du site des 7000 logements AADL de Haouch Errih.(ArcGis Earth, 2025)	2
I.2	Localisation de la commune de Meftah dans la wilaya de Blida.	3
I.3	Carte topographique représente les altitudes de la région d'étude (ArcMap).	3
I.4	Carte hydrographique de Meftah (ANRH).	4
I.5	Classification du climat en Algérie (ANAT,2004). . . .	5
I.6	Courbe de la variation du pourcentage des précipitations moyennes mensuelles (P%) de 1990 à 2016. . . .	6
I.7	Carte du zonage sismique du nord de l'Algérie. (RPA-2024)	8
I.8	Programme de réalisation des conduites de dessalement pour la wilaya de Blida. (DRE Blida, 2025)	9
II.1	Graphique de la consommation horaire dans le site. . .	26
III.1	Image satellitaire du champ de captage (forages vers station pompage sahraoui). (Googel Earth, 2025) . . .	27
III.2	Simulation du réseau de forages sur EPANET.	30
IV.1	Vue en plan du tracé d'adduction côté forages, Echelle : 1: 13646, (Google Earth, 2025)	34
IV.2	Variation des frais en fonction du diamètre extérieur et intérieur de la conduite	42
V.1	Détermination du point de fonctionnement de la pompe.	48
V.2	Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.	49
V.3	Schéma des équipements en amont de la pompe.	51

V.4	Schéma des équipements en aval de la pompe.	51
V.5	Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.	53
V.6	Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.	55
V.7	Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.	57
V.8	Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.	59
V.9	Courbes de comparaison entre la hauteur fournie par la pompe (H) et la hauteur requise par la conduite (H_c) .	62
VI.1	Vue en plan du tracé du réseau de distribution variante 1.	67
VI.2	Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 1	76
VI.3	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe (Variante 1).	76
VI.4	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 1).	77
VI.5	Répartition des pressions dans le réseau de distribution (Cas de pointe + incendie – Variante 1)	77
VI.6	Répartition des vitesses dans le réseau de distribution en cas de pointe + incendie (Variante 1).	78
VI.7	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 1).	78
VI.8	Tracé du réseau de distribution variante 2.	79
VI.9	Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 – Étage 1	88
VI.10	Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 – Étage 2	89
VI.11	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 2 – Étage 1	89
VI.12	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 - Étage 2	90

VI.13	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 2).	90
VI.14	Répartition des pressions – Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 1	91
VI.15	Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 2	91
VI.16	Répartition des vitesses dans le réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 1 . . .	92
VI.17	Répartition des vitesses du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie, Variante 2, Étage 2.	92
VI.18	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 2).	93
VI.19	Tracé du réseau de distribution variante 3.	93
VI.20	Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 3 – Étage 1	103
VI.21	Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe, Variante 3, Étage 2.	103
VI.22	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 3 – Étage 1	104
VI.23	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 3, Étage 2	104
VI.24	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 3).	105
VI.25	Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie, Variante 3, Étage 1.	105
VI.26	Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 3 – Étage 2	106
VI.27	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 3 – Étage 1	107
VI.28	Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie (Variante 3 – Étage 2).	107
VI.29	Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 3).	108

VI.30	Évolution de la pression et la vitesse du réseau de distribution de variante 3 (étage 1)	112
VI.31	Évolution de la pression et la vitesse du réseau de distribution de variante 3 (étage 2)	113
VII.1	Système à siphon	117
VII.2	reservoir existant de Haouch Errih 5000 m ³	118
VIII.1	Schéma de la pose de canalisations dans un terrain ordinaire	122
IX.1	Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.	143
IX.2	Installation de production d'énergie hydraulique à partir d'un aérogénérateur et d'une éolienne de pompage. .	144

Liste des tableaux

I.1	Répartition mensuelle de la température de la Mitidja orientale (1980-2010). ANRH Blida, 2025	5
I.2	Précipitations moyennes mensuelles de 1990 à 2016 — ANRH Blida, 2025	5
I.3	Répartition mensuelle de la vitesse du vent — DRE Blida, 2023	6
I.4	Répartition mensuelle de l'évaporation — ANRH Blida, 2010	7
I.5	Classification du niveau de sismicité par zone	7
I.6	Forages alimentant le réservoir de distribution — DRE Blida, 2025	8
II.1	Répartition globale des logements, commerces et bureaux — Tous les îlots	10
II.2	Estimation de la répartition des logements par îlots dans la Zone 2 du site — DRE Blida, 2025	11
II.3	Perspectives de la population du site Haouch Errih	11
II.4	Typologie des agglomérations / strates de population — PNE, 2012	12
II.5	Dotations unitaires domestiques selon les types de zones — Région Nord (hypothèse tendancielle)	13
II.6	Consommation moyenne journalière nette de chaque zone	13
II.7	Hypothèse tendancielle d'évolution des rendements de distribution — (PNE,2012)	14
II.8	Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale domestique du site	14

II.9	Consommation moyenne journalière nette du bureaux et commerces du site	15
II.10	Consommation moyenne journalière totale des bureaux et commerces du site	15
II.11	consommation moyenne journalière nette d'équipements scolaires du site Haouch Errih	16
II.12	consommation moyenne journalière nette d'équipements publics et administratifs du site Haouch Errih	16
II.13	consommation moyenne journalière nette des besoins socioculturels du site Haouch Errih	16
II.14	les besoins nets des équipements publics	17
II.15	Les besoins totaux des équipements	17
II.16	Consommation en eau moyenne journalière globale sur le site Haouch Errih	17
II.17	Consommation en eau moyenne journalière globale sur le site Haouch Errih	18
II.18	Besoins minimum journalier pour chaque zone du site .	19
II.19	Besoins moyens horaires du pôle urbain	20
II.20	$\beta_{\max}$ en fonction de la population. (Salah, 2014)	20
II.21	Les valeurs de $\beta_{\max}$ et $K_{\max h}$ correspondants à la population de chaque zone	20
II.22	Besoins maximum horaire du centre urbain Haouch Errih	21
II.23	$\beta_{\min}$ en fonction de la population. (Salah, 2014)	21
II.24	Les valeurs de $\beta_{\min}$ et $K_{\min h}$ correspondants à la population de chaque zone	21
II.25	Besoins minimum horaire du centre urbain Haouch Errih	22
II.26	Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. (Salah, 2014)	22
II.27	Variation de la consommation horaire pour la zone 1 du site urbain.	23
II.28	Variation de la consommation horaire pour la zone 2 du site urbain.	24
II.29	Variation de la consommation horaire du site urbain . .	25

II.30 Synthèse des besoins en eau estimés	26
III.1 Forages alimentant le réservoir de distribution. DRE Blida : 2025	28
III.2 Résultats d'analyses d'eau réalisées par ADE	28
III.3 Évaluation de l'adéquation entre l'offre en eau souterraine et la demande journalière maximale	31
IV.1 Valeurs du coefficient M selon le matériau de la canalisation	36
IV.2 Valeurs des coefficients α , B , et m en fonction du type de matériau	36
IV.3 Données de départ	39
IV.4 Frais d'amortissement et frais d'investissement (champ de captage — SP1)	40
IV.5 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	40
IV.6 Puissance absorbée par la pompe selon le diamètre	41
IV.7 Calcul des frais d'exploitation	41
IV.8 Coût total de conduite champ de captage – réservoir d'aspiration 200 m ³	41
IV.9 Caractéristiques de la conduite de refoulement (point ramification du champ de captage–SP1)	42
IV.10 Données de départ	42
IV.11 Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 – réservoir d'aspiration 2000 m ³)	43
IV.12 Données de départ	43
IV.13 Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP2 – réservoir de distribution 5000 m ³)	43
IV.14 Données de départ	43
IV.15 Résultats de calcul de la conduite avantageuse (réservoir Sidi Serhane vers réservoir Bouinan)	43
IV.16 Données de départ	44
IV.17 Résultats de calcul de la conduite avantageuse (Réservoir Bouinan vers premier point de piquage)	44
IV.18 Données de départ (P1 vers réservoir de 1000 m ³)	44

IV.19 Résultats de calcul de la conduite avantageuse (P1 vers réservoir 1000 m ³ de Meftah)	44
IV.20 Données de départ	44
IV.21 Caractéristiques de la conduite de refoulement entre le réservoir R1000 m ³ (SP1 de Meftah) et le R5000 m ³ (SP2 de Safsaf)	44
IV.22 Données de départ	45
IV.23 Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP2 de Safsaf vers le réservoir de distribution R5000 m ³ de Haouch Errih)	45
V.1 Résultat du choix des pompes d'après le catalogue Caprari	49
V.2 Caractéristiques de la pompe de la station de pompage	49
V.3 Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration . . .	50
V.4 Résultats de dimensionnement de la bache d'aspiration	50
V.5 Équipements en amont et aval des pompes	52
V.6 Données de départ	52
V.7 Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit	53
V.8 Frais annuels totaux des installations	54
V.9 Résultats du choix des pompes en fonction des débits à fournir	54
V.10 Caractéristiques des pompes de la station de pompage .	55
V.11 Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration . . .	56
V.12 Équipements en amont et en aval des pompes	56
V.13 Données de départ	57
V.14 Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit	57
V.15 Frais annuels totaux des installations	58
V.16 Résultat de choix des pompes d'après Caprari	58
V.17 Caractéristiques de la pompe de la station de pompage	59
V.18 Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration . . .	60
V.19 Équipements en amont et en aval des pompes	61
V.20 Données de départ	61

V.21	Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit de 3 pompes en parallèle	61
V.22	Frais annuels totaux des installations	63
VI.1	Longueurs des tronçons entre nœuds du réseau	68
VI.2	Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe	68
VI.3	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site.	69
VI.4	Points les plus défavorables pour la défense incendie .	72
VI.5	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site.	72
VI.6	Longueurs des tronçons – Étages 1 et 2	79
VI.7	Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe	80
VI.8	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 1.	80
VI.9	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site étage 2.	82
VI.10	Points les plus défavorables pour la défense incendie .	84
VI.11	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 1.	84
VI.12	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2.	86
VI.13	Longueurs des tronçons par étage	94
VI.14	Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe	94
VI.15	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 1.	95
VI.16	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 2.	97
VI.17	Point le plus défavorable pour le débit d'incendie (17 L/s)	98
VI.18	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 1.	98
VI.19	Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2.	101

VI.20	Comparaison des variantes selon la pression minimale requis (36 mCE) pour les deux scénarios hydrauliques	109
VI.21	Comparaison des variantes selon la répartition des vi- tesses	109
VI.22	Comparaison qualitative des trois variantes en fonction du terrain accidenté	110
VII.1	Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation. . . .	119
VIII.1	Données de base pour le dimensionnement des groupes de surpression	125
VIII.2	Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (HMT) . .	126
VIII.3	Calcul de la puissance hydraulique théorique P_{th} des boosters	126
VIII.4	Données de départ avec vitesses et hauteurs géométriques	131
VIII.5	Résultats du calcul du coup de bélier et analyse des pressions	131
VIII.6	Caractéristiques du profil en long de la conduite (Fo- rages – SP1)	132
VIII.7	Caractéristiques du profil en long de la conduite (SP1– SP2)	132
VIII.8	Caractéristiques de profil en long de la conduite (SP2– R 5000 m3 de distribution).	132
VIII.9	Caractéristiques du profil en long de la conduite (SP2 Safsaf – Réservoir 5000 m ³ de distribution)	132
VIII.10	Résultats du calcul par la méthode de PEUCH et MEU- NIER	133
VIII.11	Le volume total de chaque réservoir d'air.	133
VIII.12	Résultats du calcul.	134
IX.1	Calcul du volume du déblai du réseau	138
IX.2	Calcul du volume de lit de sable du réseau	138
IX.3	Calcul du volume du remblai	139
IX.4	Volumes des travaux de réseau de distribution	140
IX.5	Devis estimatif et quantitatif pour la pose de canalisa- tion (réseau de distribution uniquement)	140

IX.6 Tâches et durées estimées	142
IX.7 Relations d'antériorité et de succession	143

Introduction générale

Introduction générale

L'accès à une eau potable de qualité et en quantité suffisante constitue un enjeu majeur pour le développement durable, en particulier dans les régions à densité urbaine considérable où la pression démographique s'intensifie. Dans ce contexte, les réseaux d'alimentation en eau potable sont confrontés à des défis multiples, tels que la croissance des besoins, la vétusté des infrastructures, la limitation des ressources souterraines et la nécessité d'assurer une continuité de service pour les usagers.

C'est dans ce contexte qu'intervient le projet d'adduction destiné au renforcement du système d'alimentation en eau potable du nouveau centre urbain de Haouch Errih, situé sur les hauteurs de Meftah (wilaya de Blida). Cette zone en pleine expansion, notamment avec le projet AADL de 7 000 logements, connaît une demande croissante en eau. Actuellement, son alimentation repose sur un champ captant composé de sept forages. Cependant, ces derniers ne permettent plus de répondre de manière satisfaisante aux besoins futurs, en particulier lors des périodes de consommation considérable.

Face à cette insuffisance, l'État a initié une solution de renforcement stratégique à travers l'interconnexion avec la nouvelle usine de dessalement d'eau de mer Fouka II (W. Tipasa), via une infrastructure d'adduction étendue, y compris les conduites de large diamètre, des réservoirs de stockage et des stations de pompage performantes. Ce projet vise ainsi à garantir une alimentation pérenne, équilibrée et conforme aux normes de qualité et de pression, pour l'ensemble des habitants de la nouvelle agglomération.

L'objectif de ce mémoire est donc de réaliser une étude technique complète du système d'alimentation en eau potable projeté, en abordant les différentes étapes de conception, depuis le dimensionnement des conduites d'adduction jusqu'à la distribution par zones de pression, en passant par la conception des ouvrages de stockage, le choix des équipements de pompage}, et la mise en place de dispositifs de protection hydraulique}. Un accent particulier sera mis sur la sécurité du transfert, la gestion des pressions dans le réseau et l'optimisation des débits, afin d'assurer une desserte fiable, continue et économiquement viable et durable.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant de se lancer dans tout projet hydraulique, il est essentiel de bien comprendre les caractéristiques physiques spécifiques du site où le projet sera implanté. Ces caractéristiques ont un impact direct sur divers aspects du projet, notamment :

- La sélection de la solution la plus adaptée ;
- Le choix des matériaux les plus appropriés ;
- La planification des mesures de protection des conduites ;

I.2 Présentation de la zone d'étude

La commune de Meftah, située dans la plaine de la Mitidja, couvre une superficie de 72 km². Elle se trouve à 40 km en nord-est de Blida et à 25 km au sud-est d'Alger au fond ainsi une position centrale et stratégique entre ces deux grandes villes. Cette localisation facilite grandement l'accès à la capitale ainsi qu'aux autres régions environnantes grâce aux principaux axes routiers qui traversent la zone, comme la RN37.

Le centre urbain de Haouch Errih, situé sur les hauteurs de Meftah dans la wilaya de Blida, est un projet de pôle urbain d'envergure, visant à accueillir environ 7000 logements en formule location-vente (AADL). Ce projet s'inscrit dans une dynamique de modernisation urbaine et d'amélioration des conditions de vie des habitants de la région. La figure suivante présente le pôle urbain Haouch Errih par une image satellite :

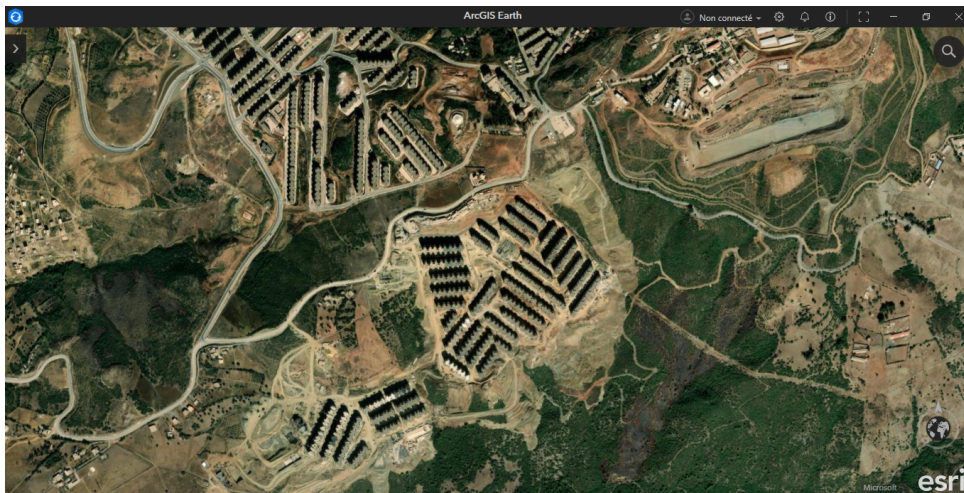


Fig. I.1 – Image satellitaire du site des 7000 logements AADL de Haouch Errih.(ArcGis Earth, 2025)

I.2.1 Situation géographique

Les coordonnées géographiques de Meftah sont approximativement 36° 37' 10" N de latitude et 3° 13' 20" E de longitude.

Le pôle urbain Haouch Errih est situé dans une zone légèrement excentrée du centre-ville de Meftah, sur un plateau surélevé qui domine la plaine.

La figure suivante représente la localisation de la commune Meftah dans la wilaya de Blida :



Fig. I.2 – Localisation de la commune de Meftah dans la wilaya de Blida.

I.2.2 Situation topographique

Le relief de la zone est relativement varié, oscillant entre plaines et Collines douces. L'altitude moyenne dans la région est d'environ 131 mètres, ce qui permet un bon écoulement des eaux pluviales et limite les risques d'inondation. Le terrain offre une base stable pour les aménagements urbains tout en étant propice à une organisation rationnelle de l'espace. La figure suivante représente les altitudes de la commune :

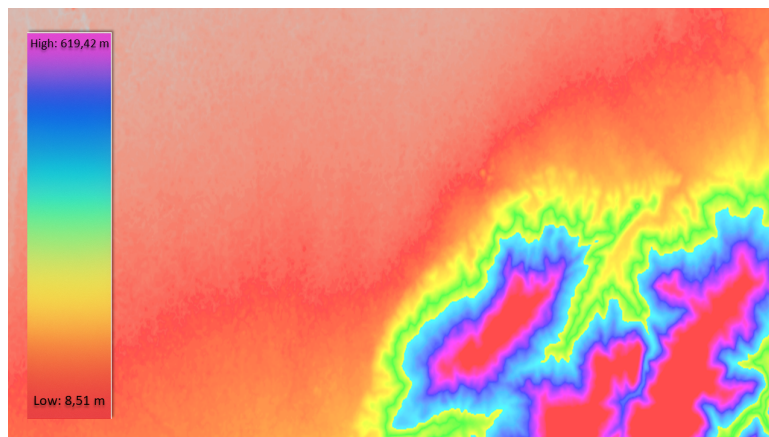


Fig. I.3 – Carte topographique représente les altitudes de la region d'étude (ArcMap).

I.2.3 Situation géologie

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. La zone d'étude présente une configuration géologique particulièrement complexe, caractérisée par des discordances multiples des plis structuraux et des nappes de charriage. Selon l'ANRH toute la zone a été marquée par une déformation tectonique, donnant lieu à un plissement orienté principalement dans le sens nord-est / sud-ouest. De plus des failles normales se sont formées, suivant principalement deux directions : nord-nord-est / sud-sud-ouest et ouest-nord-ouest / est-sud-est. Cette déformation est surtout observable dans les couches de calcaire ainsi que dans les formations géologiques sous-jacentes.

I.2.4 Situation hydrogéologique

Le pôle urbain de Haouch Errih est situé dans un contexte hydrogéologique favorable à la présence d'une nappe aquifère, localisée à une profondeur moyenne variant entre 10 et 20 m. Cette nappe est principalement alimentée par l'infiltration des eaux de pluie ainsi que par les apports des oueds traversant la région.

Selon les données fournies par l'ANRH, la transmissivité moyenne de la nappe est estimée entre 10^{-2} et 10^{-3} m/s, tandis que sa perméabilité oscille entre 10^{-4} et 10^{-8} m²/s. Ces valeurs témoignent des variabilités dans les capacités d'écoulement de l'eau en fonction des caractéristiques des terrains traversés.

I.2.5 Situation hydrographique

La commune est traversée par plusieurs Oueds principaux, qui reçoivent les eaux de divers affluents, parmi les plus importants, on retrouve l'oued Mekhfi, qui consiste le prolongement naturel de l'oued Sidi Hamad, ainsi que l'oued Zerga, qui s'y connecte directement. L'oued Khadra figure également parmi les cours d'eau notables de la région. En parallèle plusieurs oueds secondaires participent également au réseau d'écoulement, notamment l'oued Souakria, l'oued Hanaichia, ainsi que d'autres petites cours d'eau se rejoignent aux principaux oueds mentionnés.



Fig. I.4 – Carte hydrographique de Meftah (ANRH).

I.2.6 Climat

Le climat de la région d'étude est typiquement méditerranéen. On y observe des étés chauds et secs, tandis que les hivers sont doux et humides. La figure suivante représente les classifications du climat en Algérie, selon l'Agence Nationale de l'Aménagement du Territoire (ANAT).

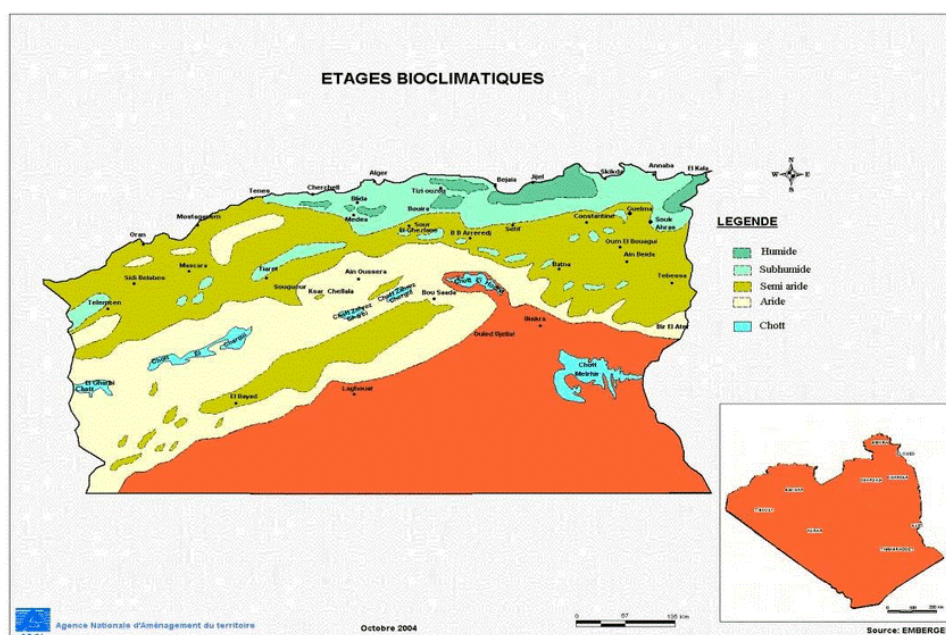


Fig. I.5 – Classification du climat en Algérie (ANAT,2004).

I.2.6.1 Température

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau. Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

Tab. I.1 – Répartition mensuelle de la température de la Mitidja orientale (1980-2010). ANRH Blida, 2025

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy. ann.
Moy (°C)	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11	17,88
Min (°C)	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12,04
Max (°C)	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,2	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23,72

✓ L'année se divise en deux principales périodes climatiques. La saison froide s'étend de novembre à avril, avec des températures particulièrement basses en janvier et février, où la moyenne mensuelle descend jusqu'à 5, 1°C. La seconde période, plus chaude, va de mai à octobre ; les températures y sont nettement plus élevées, notamment en juillet et en août, où elles dépassent les 32 °C en moyenne.

I.2.6.2 Pluviométrie

D'après les relevés de la station météorologique de Soumaa, les précipitations se caractérisent par leur irrégularité, avec des épisodes parfois très intenses. Le tableau I.2 ci-dessous illustre les moyennes mensuelles des précipitations enregistrées sur une période de 26 ans, de (1990 à 2016).

Tab. I.2 – Précipitations moyennes mensuelles de 1990 à 2016 — ANRH Blida, 2025

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	30,2	59,2	93,5	89,8	110,7	84,1	69	65,9	54,2	6,4	1,7	7,7	672,4
P (%)	4,49	8,8	13,91	13,36	16,46	12,51	10,26	9,8	8,06	0,95	0,25	1,15	100

✓ Le tableau I.2 met en évidence une répartition inégale des précipitations au cours de l'année. La répartition des précipitations au cours de l'année révèle une forte concentration des pluies entre les

mois d'octobre et d'avril. Le mois de janvier enregistre un maximum avec 110,7 mm, soit plus de 16 % du total annuel.

En revanche, la période estivale, en particulier de juin à août, se caractérise par une sécheresse marquée, avec des précipitations mensuelles très faibles, voire quasi inexistantes. Cette répartition irrégulière est caractéristique des régions à climat semi-aride, où les pluies, souvent brèves mais abondantes, alternent avec de longues phases de sécheresse. Ce contraste apparaît clairement dans la courbe suivante.

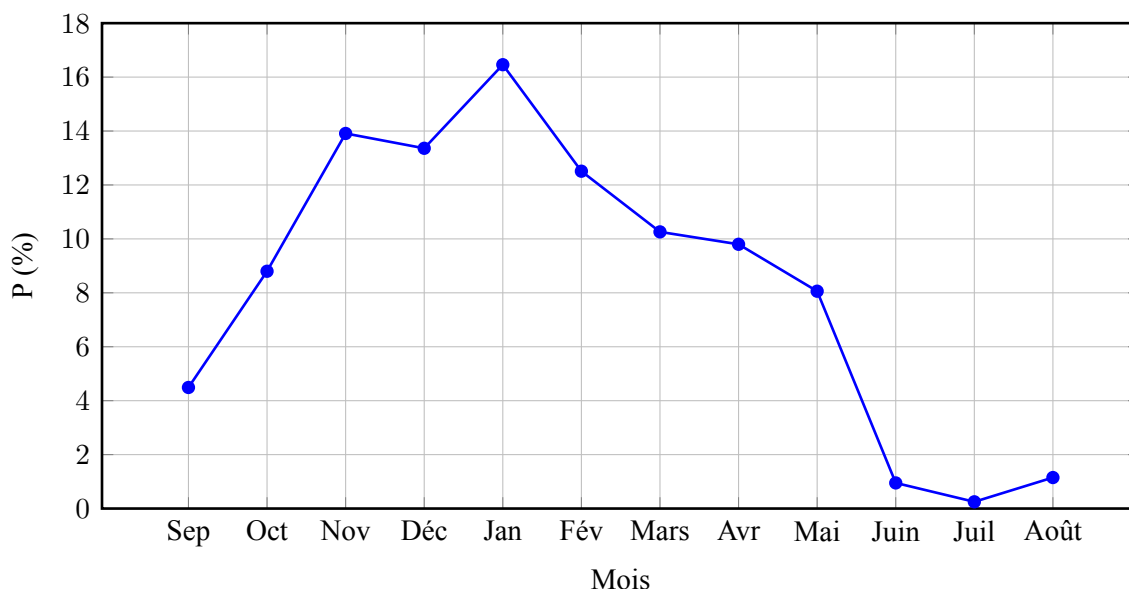


Fig. I.6 – Courbe de la variation du pourcentage des précipitations moyennes mensuelles (P%) de 1990 à 2016.

I.2.6.3 Humidité

D'après les données fournies par l'ANRH de Blida, le taux d'humidité relative de l'air dans le pôle urbain de Haouch Errih oscille généralement entre 77 % et 80 %. Ce niveau d'humidité, relativement élevé, reflète une forte saturation de l'air en vapeur d'eau.

I.2.6.4 Vent

Le tableau ci-après met en évidence la répartition du vent au cours des différents mois de l'année :

Tab. I.3 – Répartition mensuelle de la vitesse du vent — DRE Blida, 2023

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
V (km/h)	10,08	12,6	11,52	11,88	11,88	10,8	10,44	10,8	10,44	11,52	11,16	13,32

✓ Le tableau montre que la vitesse du vent varie d'un mois à l'autre, sans suivre un rythme régulier. Elle atteint son minimum en septembre (10,08 km/h) et son maximum en août (13,32 km/h), avec une moyenne annuelle de 11,37 km/h. Cette valeur indique que, bien que présents tout au long de l'année, les vents ne sont généralement pas très forts.

✓ Ils s'accompagnent souvent d'orages et de précipitations, et jouent un rôle important dans les conditions climatiques locales. On note également une variation des directions dominantes selon les saisons : d'octobre à mai, les vents soufflent principalement de l'Ouest - Nord-Ouest, tandis que de juin à septembre, ils viennent plutôt de l'Est - Sud-Est. Ces changements influencent à la fois l'humidité de l'air et la dynamique météorologique de la région.

I.2.6.5 Évaporation

Le tableau ci-après met en évidence la répartition mensuelle de l'évaporation au cours des différents mois de l'année :

Tab. I.4 – Répartition mensuelle de l'évaporation — ANRH Blida, 2010

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total (mm)
Max (mm)	156,6	192,3	195,3	224,1	170,3	209,7	186,4	162,7	308,9	277,4	281,4	233,4	2598,7
Min (mm)	48,41	23,2	38,8	28,4	26,4	44,8	31,1	70,8	80,5	56,6	40	153,6	642,61
Moy (mm)	102,5	107,8	117,2	126,3	98,35	127,3	108,8	116,8	194,7	167	160,7	193,5	1620,7

✓ D'après le tableau ci-dessus, on observe un minimum de 23,2 mm en octobre et un maximum de 308,9 mm en mai, ce qui reflète bien l'impact des saisons sur ce phénomène. En général, les taux sont plus bas en automne et en hiver, tandis qu'ils augmentent sensiblement au printemps et en été. Avec une moyenne annuelle de 1620,7 mm, l'évaporation joue un rôle important dans le bilan hydrique de la région. Sa répartition mensuelle souligne la nécessité d'une gestion adaptée des ressources en eau, notamment durant les périodes les plus sèches.

I.2.7 Sismicité

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, figure (I.6), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tab. I.5 – Classification du niveau de sismicité par zone

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Élevée	V & VI

La zone d'étude se trouve au-dessus d'une faille tectonique qui délimite le continent africain du continent européen, ce qui la rend géologiquement instable. D'après les informations fournies par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA, 2024) . Cette zone est classée dans la catégorie VI, correspondant à une zone de sismicité élevée.

La figure ci-dessous illustre les différentes zones sismiques dans le nord de l'Algérie :

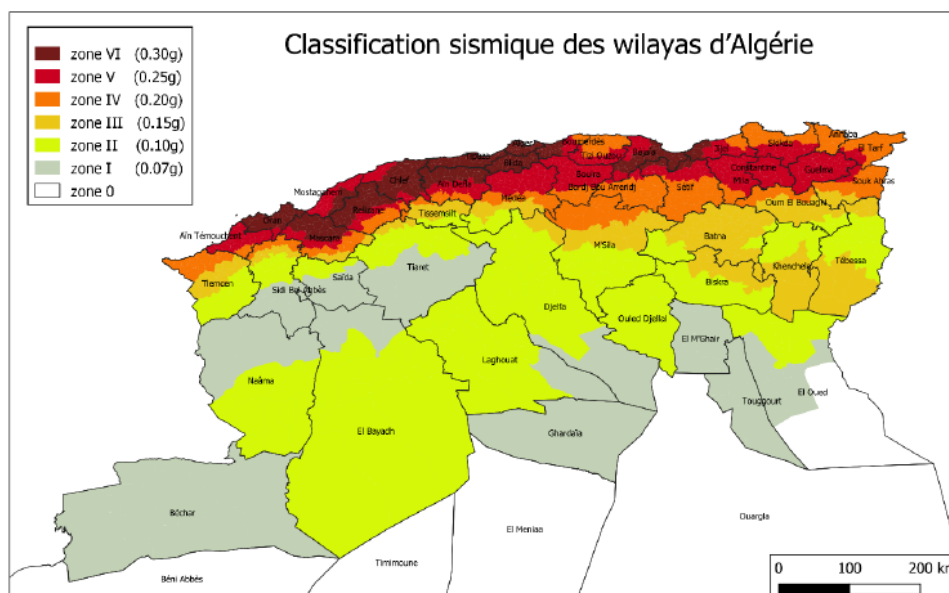


Fig. I.7 – Carte du zonage sismique du nord de l’Algérie. (RPA-2024)

I.2.8 Situation hydraulique

Dans le cadre de ce projet, un nouveau système d’alimentation en eau potable (AEP) est en cours de réalisation. Ce système vise à répondre aux besoins en eau des futurs résidents, en attendant la mise en service complète de la station de dessalement d’eau de mer de Fouka II, qui renforcera l’AEP de la wilaya de Blida avec 150 000 m³/jour.

Des solutions temporaires, telles que l’utilisation de puits, sont envisagées pour assurer une disponibilité immédiate de l’eau. Garantissant ainsi un approvisionnement continu aux habitants.

I.2.8.1 Eaux souterraines

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour le site Haouch Errih :

Tab. I.6 – Forages alimentant le réservoir de distribution — DRE Blida, 2025

Dénomination	X	Y	Z	NS	ND	Q mobilisé (L/s)	Q exploité (L/s)
F1	517647.0000	4056481,0001	31	92	109	13	13
F2	516575.0000	4055756.0000	32	76	112	10	10
F3	516715.8417	4055489,2928	34	97	130	10	8
F4	516763.4091	4055701,1947	32	100	130	10	8
F5	516262.3163	4054447,2896	39	100	130	5	5
F6	515915.4277	4052463,5703	47	97	140	6	5
F7	516460.8579	4055133,5587	36	87	115	10	10

I.2.8.2 Réservoir de stockage

Les réservoirs jouent un rôle crucial dans un réseau d’approvisionnement en eau potable, servant de points de stockage intermédiaires entre les réseaux d’adduction et de distribution. Dans le site de Haouch Errih, le réseau de distribution est alimenté gravitairement par un réservoir d’une capacité de stockage de 5000 m³.

I.2.8.3 Station de Dessalement d'eau de mer Fouka II

La station de dessalement de Fouka II joue un rôle essentiel dans le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la région. Ses principales caractéristiques techniques et sa capacité de production sont présentées de manière synthétique dans l'annexe E.

La figure suivante présente le programme de réalisation des conduites issues de la station de dessalement, destinées à l'alimentation en eau potable de la wilaya de Blida :

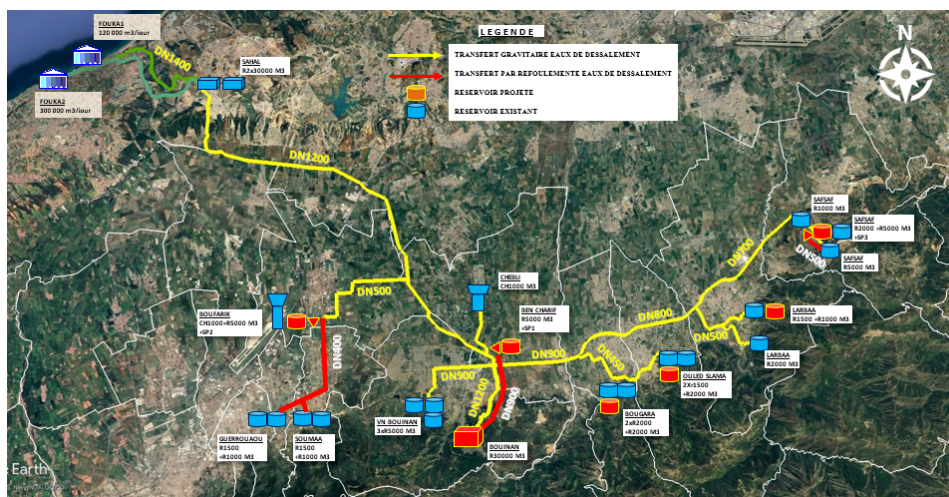


Fig. I.8 – Programme de réalisation des conduites de dessalement pour la wilaya de Blida. (DRE Blida, 2025)

I.2.8.4 Assainissement

La présente étude consiste à projeter le réseau d'assainissement des eaux usées et eaux pluviales du projet cité en objet.

Pour ce projet, le système d'évacuation est séparatif. Ce dernier consiste à l'évacuation des eaux pluviales vers le milieu naturel, via un bassin construit spécialement pour recevoir la quantité des eaux pluviales, tandis que les eaux usées sont traitées séparément.

I.3 Conclusion

Il est impératif de bien comprendre les caractéristiques du site en question avant d'entamer un projet d'approvisionnement en eau potable. Dans ce premier chapitre, nous avons examiné de manière approfondie les caractéristiques géographiques, climatiques, géologiques et hydrauliques du centre urbain de Haouch Errih, localisé dans la commune de Meftah. Ce territoire, en phase d'urbanisation croissante, est soumis à des contraintes qui influencent les décisions techniques prises pour le projet. La présence de nappes souterraines, la topographie avantageuse et les réseaux hydrographiques préexistants créent des conditions favorables pour la mise en place d'un système d'approvisionnement en eau. Simultanément, la combinaison des périodes de sécheresse et de l'augmentation des besoins en eau nécessite une gestion plus stricte des ressources, ce qui rend nécessaire l'utilisation d'infrastructures modernes telles que la station de dessalement.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

II.1 Introduction

La gestion optimale de l'eau représente un défi majeur pour les collectivités. Afin de concevoir un système d'alimentation en eau potable (AEP) adapté, il est essentiel d'estimer avec précision les besoins en eau des différents consommateurs. Ces besoins varient selon plusieurs facteurs, notamment la croissance démographique, l'urbanisation ainsi que les infrastructures en place. L'objectif de cette estimation est de prévoir la consommation d'eau à moyen et long terme, en anticipant les évolutions démographiques et les changements dans les habitudes de consommation. Cette étude permet de dimensionner le réseau d'AEP pour répondre de façon optimale aux besoins actuels et futurs des habitants et à garantir la durabilité de l'approvisionnement en eau pour les décennies à venir.

II.2 Estimation de population

II.2.1 Détermination du nombre de Logements

Le site est divisé en deux zones principales : la partie supérieure, qui comprend 4000 logements, et la partie inférieure, avec 3000 logements. Cette division tient compte de la nature accidentée du terrain, qui influence la répartition des constructions. Les tableaux suivants présentent l'estimation de la répartition des logements dans la Zone 1, et la zone 2 en détaillant le nombre de logements par îlot et par type de bâtiment (bureaux, commerces, et logements) :

Tab. II.1 – Répartition globale des logements, commerces et bureaux — Tous les îlots

Îlots	Logements	Commerces	Bureaux
1500 logements			
Ilot A	357	-	-
Ilot B	310	20	-
Ilot C	227	21	02
Ilot D	318	22	03
Ilot E	144	14	02
Ilot F	144	14	02
2500 logements			
Ilot 1	320	44	04
Ilot 2	421	22	02
Ilot 3	80	11	01
Ilot 4	262	14	02
Ilot 5	152	04	01
Ilot 6	158	-	-
Ilot 7	316	-	-
Ilot 8	316	-	-
Ilot 9	356	18	-
Ilot 10	119	-	-
Total	4000	204	22

Tab. II.2 – Estimation de la répartition des logements par îlots dans la Zone 2 du site — DRE Blida, 2025

Îlots	Logements	Commerces
Ilot 1	211	6
Ilot 2	211	6
Ilot 3	240	-
Ilot 4	340	6
Ilot 5	214	3
Ilot 6	222	6
Ilot 7	231	3
Ilot 8	231	3
Ilot 9	234	3
Ilot 10	226	6
Ilot 11	312	4
Ilot 12	328	6
Total	3000	52

II.2.2 Estimation de la population

L'estimation de la population de la zone d'étude est basée sur le nombre de logements, avec comme hypothèse un taux d'occupation de six (06) personnes par logement. Le tableau ci-dessous représente la population sur chaque zone du site :

Tab. II.3 – Perspectives de la population du site Haouch Errih

Cité	Taux d'occupation (TOL)	Population
4000 logements	6	24000 personnes
3000 logements	6	18000 personnes

✓ Alors, la population totale estimée pour le site est de 42000 habitants.

II.3 Estimation des besoins en eau

II.3.1 Catégories des besoins en eau potable à estime

Dans le site du Haouch Errih, les différents types de consommateurs nécessitent une estimation des besoins en eau selon diverses catégories. Ces besoins varient en fonction des usages spécifiques de chaque groupe, à savoir :

II.3.1.1 Besoins domestiques

Les besoins domestiques concernent l'utilisation de l'eau par les ménages pour des activités courantes telles que la consommation d'eau potable, la préparation des repas, le lavage de la vaisselle, la lessive, la douche, et l'arrosage des jardins. Ces besoins dépendent en grande partie des installations sanitaires disponibles ainsi que des habitudes de consommation de la population locale.

II.3.1.2 Besoins sanitaires

Ces besoins incluent l'eau utilisée pour l'entretien et l'hygiène des espaces intérieurs, tels que le lavage des sols, l'utilisation des baignoires et douches, ainsi que pour les WC.

II.3.1.3 Besoins publics

Cette catégorie regroupe l'eau utilisée pour le nettoyage des espaces publics tels que les marchés, les caniveaux, ainsi que pour les établissements publics comme les hôpitaux, les administrations locales (APC), les banques, ou encore les bureaux des Postes et Télécommunications (PTT).

II.3.1.4 Besoins liés aux incendies

Il est également crucial de prévoir une réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies. Ces réserves sont généralement stockées dans des réservoirs spécifiques, situés dans des zones stratégiques de la ville, pour assurer une intervention rapide en cas d'urgence.

II.4 Estimation des besoins en eau

Bien que certains pays disposent de réglementations pour encadrer les demandes en eau potable, l'évaluation précise de ces besoins repose généralement sur des données statistiques. Pour dimensionner correctement les canalisations, il est essentiel de commencer par une estimation fiable des besoins en eau. Cette étape permet d'éviter à la fois le surdimensionnement et le sous-dimensionnement des installations, garantissant ainsi leur efficacité et leur adéquation aux besoins réels.

II.4.1 Evaluation de besoins domestique

II.4.1.1 Choix de la norme unitaire de consommation

Selon le Plan National de l'Eau (PNE, 2012) d'Algérie :

La quantité d'eau requise pour alimenter une agglomération est généralement déterminée en fonction du type de consommateurs. Cette évaluation peut être faite selon différentes unités, telles que les litres par habitant et par jour, par mètre carré de surface végétale, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, ou même par véhicule, selon les besoins spécifiques.

La norme de consommation en eau est influencée par plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- Le niveau de vie de la population,
- Le nombre d'habitants,
- Le développement urbain de la ville,
- La disponibilité des ressources en eau,
- Les habitudes de consommation de la population.

Le tableau ci-dessous montre le type d'Agglomération :

Tab. II.4 – Typologie des agglomérations / strates de population — PNE, 2012

Désignation	Caractéristique
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

✓ Le nombre d'habitants total (zone I+zone II) est 42000 habitants, entre 20 000 et 100 000. Ainsi que notre agglomération est de type urbain bien que soit située au la région nord d'Algérie.

Le tableau ci-dessous montre l'évolution des dotations domestiques nettes par région :

Tab. II.5 – Dotations unitaires domestiques selon les types de zones — Région Nord (hypothèse tendancielle)

Hypothèse tendancielle	Dotations unitaires domestiques et autres usages assimilés (l/j/hab) — Région Nord				
	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (SPE)	170	179	187	196	204
Métropoles	144	152	160	176	192
Urbain supérieur	128	128	135	150	165
Urbain	112	116	126	140	154
Semi-urbain	108	108	115	122	135
Semi-rural	94	100	106	113	125
Rural aggloméré	81	86	92	98	104
Dotation moyenne	121	125	133	143	155
Rural épars	60	60	60	60	60

✓ Selon hypothèse tendancielle de région nord (urbain), de ce fait la norme de dotation unitaire nette journalière est 160 (l/j/hab).

II.4.1.2 Besoins journaliers moyens

Le débit moyen journalier pendant l'année est donné par :

$$Q_{may} = \frac{N_{hab} \times Dot}{1000} \quad (II.1)$$

Avec ;

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;

N_{hab} : nombre d'habitants (hab) ;

Dot : dotation (l/j/hab) :

Tab. II.6 – Consommation moyenne journalière nette de chaque zone

Cité	Population (habitants)	Dotation (l/j/hab)	Q_{maxj} (m^3/j) nette
4000 logements	24000	160	3840
3000 logements	18000	160	2880
Total	42000	160	6720

✓ Donc la consommation moyenne journalière nette du pôle urbain Haouch Errih est de 6720 m^3/j .

II.4.1.3 Rendement de réseaux

Ce facteur rendement des infrastructures hydrauliques représente la perte entre la ressource brute mobilisée en amont et le consommateur «au robinet», et doit prendre en compte les pertes sur le réseau de distribution mais également les pertes au niveau des ouvrages de traitements et d'adductions.

Tab. II.7 – Hypothèse tendancielle d'évolution des rendements de distribution — (PNE,2012)

Évolution Rendement (%)	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain supérieur	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi-urbain	55	55	60	65	70
Semi-rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomérations chef-lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

✓ Notre agglomération est de type urbain et selon l'hypothèse tendancielle, on estime le rendement de distribution à 80%.

II.4.1.4 Consommation moyenne journalière totale domestique

Pour calculer le débit moyen journalier total, il est nécessaire de prendre en considération les pertes d'eau du réseau, qui peuvent être caractérisées par un coefficient (K_f).

Alors, le débit moyen journalier total est calculé comme suit :

$$Q_{\text{moy j tot}} = Q_{\text{moy j}} \times K_f \quad (\text{II.2})$$

Tel que ;

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

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

K_f : Coefficient de majoration.

$$K_t = \frac{1}{\text{rendement du reseau}} \quad (\text{II.3})$$

Et, on estime le rendement du réseau (tableau II.7) à 80%.

$$K_f = \frac{1}{0,80} = 1,25 \quad (\text{II.4})$$

La consommation moyenne journalière totale domestique pour le site est calculée dans le tableau (II.8) :

Tab. II.8 – Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale domestique du site

Cité	$Q_{\text{moy j dom}}$ (m^3/j)	K_f	$Q_{\text{moy j dom tot}}$ (m^3/j)
4000 logements	3840	1,25	4800
3000 logements	2880		3600
Total	6720		8400

✓ Alors, la consommation moyenne journalière totale domestique du pôle urbain *Haouch Errih* est estimée à **8400 m³/j**.

II.4.2 Besoins commerces et bureaux

II.4.2.1 Consommation moyenne journalière des commerces et bureaux nette

La consommation des équipements publics est estimée à 2 % de la consommation domestique (DRE).

Alors :

$$Q_{\text{moy } j \text{ com / bur}} = 2\% \times Q_{\text{moy } j \text{ dom}} \quad (\text{II.5})$$

Tel que :

$Q_{\text{moy } j \text{ com/bur}}$: consommation moyenne journalière des commerces et bureaux ;

$Q_{\text{moy } j \text{ dom}}$: consommation moyenne journalière domestique.

Tab. II.9 – Consommation moyenne journalière nette des bureaux et commerces du site

Cité	$Q_{\text{max } j \text{ dom}}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy } j \text{ com/bur}}$ (m ³ /j)
4000 logements	3840	76,8
3000 logements	2880	57,6
Total	6720	134,4

✓ Donc, la consommation moyenne journalière nette des bureaux et commerces du pôle urbain de *Haouch Errih* est de **134,4 m³/j**.

II.4.2.2 Consommation moyenne journalière des commerces et bureaux total

Tab. II.10 – Consommation moyenne journalière totale des bureaux et commerces du site

Cité	$Q_{\text{moy } j \text{ tot}}$ (m ³ /j) domestique	$Q_{\text{moy } j \text{ tot}}$ (m ³ /j) commerces/bureaux
4000 logements	4800	96
3000 logements	3600	72
Total	8400	168

✓ Donc la consommation moyenne journalière totale bureaux et commerces du pôle urbain *Haouch Errih* est de **168 (m³/j)**.

II.4.3 Besoins scolaires

Les évaluations des volumes consommés pour les besoins scolaires comme dans tableau suivant :

Tab. II.11 – consommation moyenne journalière nette d'équipements scolaires du site Haouch Errih

Cité	Désignation	Quantité	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)
4000 logements	Primaire	3	1200	20	24
	CEM	2	960	20	19,2
	Lycée	1	400	20	8
Sous-Total					51,2
3000 logements	Primaire	4	1520	20	30,4
	CEM	1	433	20	8,66
	Lycée	1	943	20	18,86
Sous-Total					57,92
Total					109,12

✓ Donc, la consommation moyenne journalière nette d'équipements scolaires du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **109,12 m³/j**.

II.4.4 Besoins publics et administratifs

Les évaluations des volumes consommés pour les besoins publics et administratifs comme dans tableau suivant :

Tab. II.12 – consommation moyenne journalière nette d'équipements publics et administratifs du site Haouch Errih

Cité	Désignation	Quantité	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)
4000 logements	Centre commercial	1	2000	10	20
	Marché	1	2200	10	22
	Polyclinique	1	2700	15	40,5
Sous-Total					82,5
3000 logements	Protection civile	1	2700	10	27
	S.T	1	3000	10	30
	Centre de santé	1	1430	10	14,3
Sous-Total					71,3
Total					153,8

✓ Donc, la consommation moyenne journalière nette d'équipements publics et administratifs du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **153,8 m³/j**.

II.4.5 Besoins socioculturels

Les évaluations des volumes consommés pour les besoins socioculturels comme dans tableau suivant :

Tab. II.13 – consommation moyenne journalière nette des besoins socioculturels du site Haouch Errih

Cité	Désignation	Quantité	Nombre (fidèles)	Dotation (l/j/fidèle)	$Q_{\max j}$ (m³/j)
4000 logements	Mosquée	1	1750	20	35
3000 logements	Mosquée	2	4414		88,28
Total					123,28

✓ Donc, la consommation moyenne journalière nette des besoins socioculturels du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **123,28 m³/j**.

II.4.6 Estimation des besoins des équipements

II.4.6.1 Besoins nets des équipements

Ces besoins ont été présentes dans le tableau ci-dessous :

Tab. II.14 – les besoins nets des équipements publics

Cité	Type d'équipement	Consommation moyenne journalière nette (m ³ /j)
4000 logements	Scolaires	51,2
	Publics et administratifs	82,5
	Socioculturelles	35
Sous-Total		168,7
3000 logements	Scolaires	57,92
	Publics et administratifs	71,3
	Socioculturelles	88,28
Sous-Total		217,5
Total		386,2

✓ Donc, la consommation moyenne journalière nette des besoins des équipements du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **386,2 m³/j**.

II.4.6.2 Besoins totaux des équipements

Le débit moyen journalier total des équipements pour chaque zone sera majoré de en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué, dans le tableau suivant :

Tab. II.15 – Les besoins totaux des équipements

Cité	Consommation moyenne journalière nette (m ³ /j)	K _f	Consommation moyenne journalière totale (m ³ /j)
4000 logements	168,7	1,25	210,875
3000 logements	217,5		271,875
Total	386,2		482,75

✓ Donc, la consommation moyenne journalière totale des besoins des équipements du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **482,75 m³/j**.

II.4.7 Synthèse de la consommation en eau moyenne journalière totale

Tab. II.16 – Consommation en eau moyenne journalière globale sur le site Haouch Errih

Désignation		4000 logements	3000 logements	Total
Consommation moyenne journalière totale (m ³ /j)	Domestique	4800	3600	8400
	Commerces + bureaux	96	72	168
	Équipements	210,875	271,875	482,75
Total		5106,875	3943,875	9050,75

✓ Donc, la consommation moyenne journalière totale des besoins du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **9050,75 m³/j**.

II.5 Évaluation des variations des débits

Pour estimer avec précision les besoins en eau d'une agglomération, il est important de fixer une consommation moyenne par type d'usager, qu'il s'agisse des populations, des élèves ou des superficies. Cette dernière, appelée dotation représente la consommation quotidienne estimée pour chaque type de catégorie. Cependant, la demande en eau ne reste pas constante et évolue selon différents facteurs :

- Elle peut varier d'une année à l'autre ;
- Changer en fonction des saisons ou des habitudes mensuelles ;
- Fluctuer au fil de la semaine selon le niveau d'activité de la population ;
- On note également des différences au cours de la journée, avec des pics de consommation à certains moments spécifiques.

Ces variations doivent impérativement être précis en compte afin de concevoir des installations capables de répondre efficacement aux besoins réels des usagers.

II.5.1 Évaluation des variations journalières des débits

II.5.1.1 Consommation journalière maximale

Pour concevoir un système d'alimentation en eau fiable, il est crucial d'analyser le régime de consommation de l'agglomération. L'un des indicateurs clés est le débit journalier maximale, qui correspond à la journée où la demande est la plus forte. Ce débit est estimé en multipliant la consommation moyenne journalière par un coefficient d'irrégularité noté $K_{\max j}$, qui indique combien de fois la consommation maximale dépasse la moyenne. Cette approche permet d'anticiper les points de consommation et d'ajuster les dimensions du réseau en conséquence.

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j \text{ tot}} \times K_{\max j} \quad (\text{II.6})$$

Tel que ;

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy } j \text{ tot}}$: débit moyen journalier total (m^3/j) ;

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité journalier maximal. Varie entre 1,1 à 1,3 ;

On prend dans notre cas : $K_{\max j} = 1,3$.

Le tableau suivant donne les débits maximums journaliers pour chaque zone :

Tab. II.17 – Consommation en eau moyenne journalière globale sur le site Haouch Errih

Désignation		4000 logements	3000 logements	Total
Consommation moyenne journalière totale (m^3/j)	Domestique	4800	3600	8400
	Commerces + bureaux	96	72	168
	Équipements	210,875	271,875	482,75
Total		5106,875	3943,875	9050,75

✓ Donc, la consommation maximale journalière totale des besoins du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **11 765,975 m^3/j** .

II.5.1.2 Consommation journalière minimale

La consommation journalière minimale correspond à la journée où la consommation est la plus faible. Ce débit nous permet de détecter les fuites et vérifier les pressions dans le réseau de distribution. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j \text{ tot}} \times K_{\min j} \quad (\text{II.7})$$

tel que ;

$Q_{\min j}$: Débit minimum journalier (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy } j \text{ tot}}$: Débit moyen journalier total (m^3/j) ;

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité journalier minimal. Il varie entre 0,7 à 0,9.

Dans notre cas, on prend : $K_{\min j} = 0,8$.

Le tableau suivant donne les débits minimums journaliers pour chaque zone :

Tab. II.18 – Besoins minimum journalier pour chaque zone du site

Désignation	$Q_{\text{max } j \text{ tot}}$ (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)
4000 logements	5106,875	0,8	4085,5
3000 logements	3943,875		3155,1
Total	9050,75		7240,6

✓ Donc la consommation maximum journalière totale des besoins du pôle urbain Haouch Errih est de **7240,6 m^3/j** .

II.5.2 Évaluation des variations horaires des débits

1^{ère} méthode

II.5.2.1 Consommation moyen horaire

Le débit moyen horaire est le volume d'eau moyen consommé en une heure. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\text{max } j}}{24} \quad (\text{II.8})$$

Tel que :

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

$Q_{\text{max } j}$: Débit maximum journalier (m^3/j)

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tab. II.19 – Besoins moyens horaires du pôle urbain

Désignation	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
4000 logements	6638,937	276,622
3000 logements	5127,037	213,626
Total	11765,975	490,249

✓ Donc la consommation moyenne horaire du pôle urbain Haouch Errih est de **490,249 m³/h**.

II.5.2.2 Consommation maximum horaire

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus importante. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II.9})$$

Tel que :

$Q_{\max h}$: débit maximum horaire (m³/h) ;

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

$K_{\max h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximum, déterminé par la relation suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

α : Coefficient qui dépend du niveau de confort, des conditions locales et du niveau de développement.

On a $\alpha_{\max} = 1,2 \div 1,4$, et dans notre cas, on prend $\alpha = 1,2$;

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants (population), selon le tableau suivant :

Tab. II.20 – $\beta_{\max}$ en fonction de la population. (Salah, 2014)

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1,15	1,1	1,1

✓ A partir du tableau ci-dessus, et le nombre de la population du chaque zone de centre urbain Haouch Errih. On peut déduire les valeurs de $\beta_{\max}$ et $K_{\max h}$ correspondants dans le tableau suivant :

Tab. II.21 – Les valeurs de $\beta_{\max}$ et $K_{\max h}$ correspondants à la population de chaque zone

Désignation	Population	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$
4000 logements	24 000	1,25	1,5
3000 logements	15 000	1,25	1,5

✓ Alors d'après le tableau on peut calculer la consommation maximum horaire du site, les résultats sont présentés dans tableau suivant :

Tab. II.22 – Besoins maximum horaire du centre urbain Haouch Errih

Désignation	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
4000 logements	276,622	1,5	414,933
3000 logements	213,626		320,439
Total	490,249		735,373

✓ Donc, la consommation maximale horaire du pôle urbain Haouch Errih est estimée à **735,373 m³/h**.

II.5.2.3 Consommation minimum horaire

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus faible. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II.11})$$

Tel que :

$Q_{\min h}$: débit minimum horaire (m³/h);

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

$K_{\min h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum, déterminé par la relation suivante :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

α : Coefficient qui dépend du niveau de confort, des conditions locales et du niveau de développement.

$\alpha_{\min} = 0,4 \div 0,6$; on prend $\alpha_{\min} = 0,6$;

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants (population), selon le tableau suivant :

Tab. II.23 – $\beta_{\min}$ en fonction de la population. (Salah, 2014)

Nombre d'hab	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,4	0,5	0,6	0,7	0,7

✓ A partir du tableau ci-dessus, et le nombre de la population du chaque zone de centre urbain Haouch Errih. On peut déduire les valeurs de $\beta_{\min}$ et $K_{\min h}$ correspondants dans le tableau suivant :

Tab. II.24 – Les valeurs de $\beta_{\min}$ et $K_{\min h}$ correspondants à la population de chaque zone

Désignation	Population	$\beta_{\min}$	$K_{\min h}$
4000 logements	24000	0,6	0,36
3000 logements	15000	0,6	0,36

✓ Alors d'après le tableau on peut calculer la consommation maximum horaire du site, les résultats sont présentés dans tableau suivant :

Tab. II.25 – Besoins minimum horaire du centre urbain Haouch Errih

Désignation	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)	$K_{\min h}$	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
4000 logements	276,622	0,36	99,583
3000 logements	213,626		76,905
Total	490,249		176,49

✓ Donc, la consommation minimum horaire du centre urbain Haouch Errih est de **176,49 m³/h**.

2^{ème} méthode

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitant.

II.5.2.4 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

On utilise la méthode de la variation horaire de la consommation du centre urbain Haouch Errih, en se basant sur le tableau ci-après, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximal journalier. On doit établir la répartition horaire du débit maximal journalier pour notre site les coefficients de consommation horaires sont déterminés selon la population de la zone d'étude.

Avec :

$$Q_h = \frac{C_h \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.13})$$

Tel que :

Q_h : Débit horaire nécessaire (m³/h)

C_h : Pourcentage horaire (%)

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m³/j)

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de l'agglomération, les habitudes quotidiennes des habitants, etc.

La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tab. II.26 – Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. (Salah, 2014)

Heures	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5

Suite à la page suivante

Tab. II.26 -- suite

Heures	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100	100	100	100	100

✓ Puisque le nombre d'habitants du site urbain Haouch Errih est 39000 habitants. La répartition convenable est celle de la troisième colonne (entre 50001 à 100000).

II.5.2.5 Zone 1 : 4000 logements

Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour la zone supérieure (1) :

Tab. II.27 – Variation de la consommation horaire pour la zone 1 du site urbain.

Heures	Consommation de l'agglomération		Cumul	
	C_h (%)	Q_h (m³/h)	C_h (%)	Q (m³/h)
0--1	1,5	99,584	1,5	99,584
1--2	1,5	99,584	3	199,168
2--3	1,5	99,584	4,5	298,752
3--4	1,5	99,584	6	398,336
4--5	2,5	165,973	8,5	564,310
5--6	3,5	232,363	12	796,672
6--7	4,5	298,752	16,5	1095,425
7--8	5,5	365,142	22	1460,566
8--9	6,25	414,934	28,25	1875,500
9--10	6,25	414,934	34,5	2290,433
10--11	6,25	414,934	40,75	2705,367
11--12	6,25	414,934	47	3120,300
12--13	5	331,947	52	3452,247
13--14	5	331,947	57	3784,194
14--15	5,5	365,142	62,5	4149,336
15--16	6	398,336	68,5	4547,672
16--17	6	398,336	74,5	4946,008
17--18	5,5	365,142	80	5311,150
18--19	5	331,947	85	5643,096
19--20	4,5	298,752	89,5	5941,849

Suite page suivante

Heures	Consommation de l'agglomération		Cumul	
	C_h (%)	Q_h (m ³ /h)	C_h (%)	Q (m ³ /h)
20--21	4	265,557	93,5	6207,406
21--22	3	199,168	96,5	6406,574
22--23	2	132,779	98,5	6539,353
23--24	1,5	99,584	100	6638,937
Total	100	6638,937		

✓ D'après les valeurs du tableau de variation des débits, on remarque que les heures de pointe de consommation se situent entre 8 heures du matin et midi, avec un débit horaire maximal estimé à 414,933 m³/h. La consommation minimale est quant à elle estimée à 99,584 m³/h, observée entre 23 heures et 4 heures du matin.

II.5.2.6 Zone 2 : 3000 logements

Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour la zone inférieure (2) :

Tab. II.28 – Variation de la consommation horaire pour la zone 2 du site urbain.

Heures	Consommation de l'agglomération		Cumul	
	C_h (%)	Q_h (m ³ /h)	C_h (%)	Q (m ³ /h)
0--1	1.5	76.91	1.5	76.91
1--2	1.5	76.91	3	153.81
2--3	1.5	76.91	4.5	230.72
3--4	1.5	76.91	6	307.62
4--5	2.5	128.18	8.5	435.80
5--6	3.5	179.45	12	615.24
6--7	4.5	230.72	16.5	845.96
7--8	5.5	281.99	22	1127.95
8--9	6.25	320.44	28.25	1448.39
9--10	6.25	320.44	34.5	1768.83
10--11	6.25	320.44	40.75	2089.27
11--12	6.25	320.44	47	2409.71
12--13	5	256.35	52	2666.06
13--14	5	256.35	57	2922.41
14--15	5.5	281.99	62.5	3204.40
15--16	6	307.62	68.5	3512.02
16--17	6	307.62	74.5	3819.64
17--18	5.5	281.99	80	4101.63
18--19	5	256.35	85	4357.98
19--20	4.5	230.72	89.5	4588.70
20--21	4	205.08	93.5	4793.78
21--22	3	153.81	96.5	4947.59
22--23	2	102.54	98.5	5050.13
23--24	1.5	76.91	100	5127.04
Total	100	5127.04		

✓ D'après les valeurs du tableau de variation des débits, on remarque que les heures de pointe de consommation se situent entre 8 heures du matin et midi, avec un débit horaire maximal estimé à 320,439 m³/h. La consommation minimale est quant à elle estimée à 76,905 m³/h, observée entre 23

heures et 4 heures du matin.

II.5.2.7 Zone totale : 7000 logements

Le tableau suivant donne la consommation horaire de la journée en fonction du nombre d'habitant pour le centre urbain total :

Tab. II.29 – Variation de la consommation horaire du site urbain

Heures	Consommation de l'agglomération		Cumul	
	C_h (%)	Q_h (m ³ /h)	C_h (%)	Q (m ³ /h)
0--1	1,5	176,490	1,5	176,490
1--2	1,5	176,490	3	352,979
2--3	1,5	176,490	4,5	529,469
3--4	1,5	176,490	6	705,959
4--5	2,5	294,149	8,5	1000,108
5--6	3,5	411,809	12	1411,917
6--7	4,5	529,469	16,5	1941,386
7--8	5,5	647,129	22	2588,515
8--9	6,25	735,373	28,25	3323,888
9--10	6,25	735,373	34,5	4059,261
10--11	6,25	735,373	40,75	4794,635
11--12	6,25	735,373	47	5530,008
12--13	5	588,299	52	6118,307
13--14	5	588,299	57	6706,606
14--15	5,5	647,129	62,5	7353,734
15--16	6	705,959	68,5	8059,693
16--17	6	705,959	74,5	8765,651
17--18	5,5	647,129	80	9412,780
18--19	5	588,299	85	10001,079
19--20	4,5	529,469	89,5	10530,548
20--21	4	470,639	93,5	11001,187
21--22	3	352,979	96,5	11354,166
22--23	2	235,320	98,5	11589,485
23--24	1,5	176,490	100	11765,975
Total	100	11765,975		

✓ D'après les valeurs du tableau de variation des débits, on remarque que les heures de pointe de consommation se situent entre 8 heures du matin et midi, avec un débit horaire maximal estimé à 735,373 m³/h. La consommation minimale est quant à elle estimée à 176,49 m³/h, enregistrée entre 23 heures et 4 heures du matin.

La figure suivante représente la consommation horaire pour le centre urbain Haouch Errih :

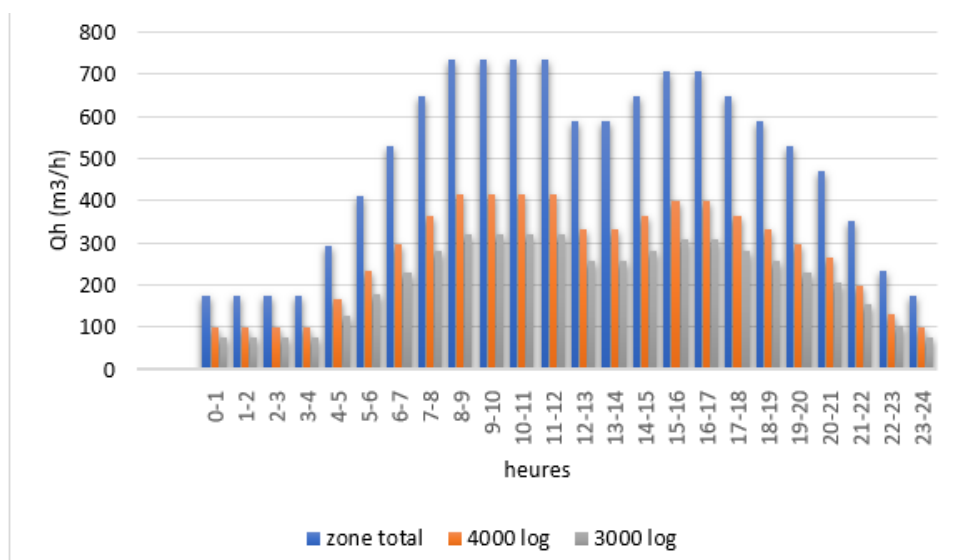


Fig. II.1 – Graphique de la consommation horaire dans le site.

II.6 Conclusion

Afin de clore ce chapitre consacré à l'estimation des besoins en eau, il est pertinent de résumer les principaux résultats obtenus. Le tableau ci-dessous présente de manière synthétique les besoins d'eau, etc. Ce tableau récapitulatif, permet d'avoir une vision globale et comparative des besoins identifiés, facilitant ainsi les étapes suivantes de planification et de gestion des ressources en eau.

Tab. II.30 – Synthèse des besoins en eau estimés

	Désignation	Résultats			Unité
		4000 logements	3000 logements	Total	
	Population	24000	18000	42000	Habitants
Consommation moyenne journalière nette	Domestique	3840	2880	6720	m³/j
	Commerces et bureaux	76,8	57,6	134,4	m³/j
	Équipements	168,7	217,5	386,2	m³/j
Total		4085,5	3155,1	7240,6	m³/j
Consommation moyenne journalière totale	Domestique	4800	3600	8400	m³/j
	Commerces et bureaux	96	72	168	m³/j
	Équipements	210,875	271,875	482,75	m³/j
Total		5106,875	3943,875	9050,75	m³/j
Consommation max journalière		6638,937	5127,037	11765,975	m³/j
Consommation min journalière		4085,5	3155,1	7240,6	m³/j
Variations horaires des débits	Moyen horaire	276,622	213,626	490,249	m³/h
	Maximum horaire	414,933	320,439	735,373	m³/h
	Minimum horaire	99,583	76,905	176,49	m³/h

Chapitre III : Système de captage.

Chapitre III : Système de captage.

III.1 Introduction

Pour répondre aux besoins croissants en eau potable du centre urbain Haouch Errih, le projet repose en grande partie sur l'exploitation des ressources souterraines existantes. Le secteur dispose déjà de plusieurs forages opérationnels, qui représentent une source fiable et relativement stable. Ce chapitre présente dans un premier temps le fonctionnement théorique d'un système de forage, puis décrit les caractéristiques techniques des forages actuellement en service à Haouch Errih. Une simulation hydraulique est également proposée pour modéliser leur refoulement vers un réservoir d'aspiration en amont de la station de pompage Sahraoui. Enfin, la dernière section s'intéresse à la qualité de l'eau captée, à travers les résultats des analyses physico-chimiques et bactériologiques.



Fig. III.1 – Image satellitaire du champ de captage (forages vers station pompage sahraoui). (Googel Earth, 2025)

III.2 Fonctionnement d'un système de forage

Un forage d'eau potable permet de capter l'eau d'un aquifère en profondeur à travers un puits foré verticalement dans le sol. Ce dispositif est généralement constitué d'un tubage en acier ou en PVC alimentaire, de crépines permettent le passage de l'eau tout en retenant les particules solides, ainsi que d'une pompe immergée qui relevé l'eau vers la surface. L'eau est ensuite dirigée à travers un réseau de refoulement vers un réservoir d'aspiration. Pour garantir une exploitation optimale, le système est souvent automatisé à l'aide de capteurs de niveau, de débitmètres et d'armoires de commande.

✓ Les fiches détaillées des systèmes de fonctionnement de chaque forage de Haouch Errih sont présentées en annexe (voir Annexe A).

III.3 Caractéristiques des forages de Haouch Errih

Le centre urbain de Haouch Errih est actuellement approvisionné par un ensemble de sept (7) forages, repartis sur le territoire communal. Ces ouvrages exploitent le même aquifère profond et sont équipés de pompes immergées de puissances variables selon les débits souhaités.

Les données techniques des forages sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.1 – Forages alimentant le réservoir de distribution. DRE Blida : 2025

Dénomination	X (m)	Y (m)	Z	NS	ND	Q _{mobilisé} (L/s)	Q _{exploité} (L/s)
F1	517647	4056481,0001	31	92	109	13	13
F2	516575	4055756	32	76	112	10	10
F3	516715,8417	4055489,2928	34	97	130	10	8
F4	516763,4091	4055701,1947	32	100	130	10	8
F5	516262,3163	4054447,2896	39	100	130	5	5
F6	515915,4277	4052463,5703	47	97	140	6	5
F7	516460,8579	4055133,5587	36	87	115	10	10

III.4 Qualité de l'eau captée

La qualité de l'eau extraite par les forages de Haouch Errih a fait l'objet d'analyses physico-chimiques réalisées par l'Algérienne Des Eaux (ADE). Les résultats principaux sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tab. III.2 – Résultats d'analyses d'eau réalisées par ADE

Paramètre	F5	F7	F2	F6	Station sahraoui
Date	24.04.2025				
Heure	10 h 22				
Type	Eau brute				
Température (°C)	24,3	25,1	25,1	24,4	25
pH	7,45	7,87	7,71	7,7	7,65
Conductivité (μ S/cm)	1585	832	1398	934	1137
Turbidité (NTU)	0,66	0,31	0,81	0,68	0,42
ES (mg/l)	980	510	860	640	700
TAC HCO_3^- (mg/l)	382,08	351,36	295,24	305	336,72
TA (mg/l)	0	0	0	0	0
TAC CaCO_3 (mg/l)	264	288	242	250	276
TH (mg/l)	458,752	253,95	278,52	252,25	270,33
TH Ca (mg/l)	114,92	65,67	62,38	95,22	50,89
TH Mg (mg/l)	41,15	21,55	29,42	27,41	34,35
Cl^- (mg/l)	309,15	96,43	320,5	99,27	181,52
SO_4^{2-} (mg/l)	78,81	70,91	38,44	85,16	80,4
NO_3^- (mg/l)	25,54	7,46	3,17	39,2	12,34

Suite page suivante

Tab. III.2 : Suite

Paramètre	F5	F7	F2	F6	Station sahraoui
P (mg/l)	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
NO ₂ ⁻ (mg/l)	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
NH ₄ ⁺ (mg/l)	0,01	0,012	0,013	0,009	0,008
Fe ²⁺ (mg/l)	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Couleur (Co pt)	36	29	33	36	23
Mn ⁺ (mg/l)	0	0	0	0	0

✓ Les analyses révèlent une eau de bonne qualité, adaptée à la consommation humaine après un traitement minimal (colorisation).

III.5 Simulation du réseau de forages

Pour valider la capacité hydraulique du réseau d'adduction reliant les forages au réservoir d'aspiration de 200 m³ (situé en amont de la station de pompage Sahraoui), une simulation a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

III.5.1 Présentation du logiciel EPANET

Développé par l'Environmental Protection Agency (EPA) des Etats-Unis, EPANET est un logiciel libre et gratuit utilisé pour la simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution d'eau potable. Il permet de modéliser des réseaux complexes comprenant des tuyauteries, des pompes, des réservoirs, des vannes et d'autres composants hydrauliques. Grâce à son interface conviviale, EPANET facilite l'analyse dynamique de la pression, des débits et de la qualité de l'eau au sein des réseaux.

III.5.2 Caractéristiques avantageuses d'EPANET

EPANET présente plusieurs atouts majeurs pour la modélisation hydraulique :

- **Gratuité et accessibilité** : disponible librement, ce qui le rend accessible à tous les concepteurs et exploitants de réseaux ;
- **Simplicité d'utilisation** : une interface graphique intuitive permettant de visualiser directement le comportement du réseau ;
- **Précision des calculs** : intégration de formules avancées pour le calcul des pertes de charge (comme Darcy-Weisbach et Hazen-Williams) ;
- **Analyse qualitative** : possibilité de simuler la propagation de la qualité de l'eau dans le réseau ;
- **Flexibilité** : permet de simuler des événements transitoires simples et de prendre en compte différentes configurations de fonctionnement.

Ces caractéristiques font d'EPANET un outil incontournable pour les projets d'adduction et de distribution d'eau potable, notamment dans le cadre de projets urbains comme celui de Haouch Errih.

III.5.3 Simulation du réseau de forages

Dans le cadre de ce projet, le logiciel EPANET a été utilisé pour modéliser le réseau reliant les forages de Haouch Errih au réservoir d'aspiration, d'une capacité de 200 m³.

Avant de procéder à la simulation hydraulique dans EPANET, le tracé du réseau a été exporté depuis un fichier .dwg (créé dans AutoCAD) vers un fichier .inp, à l'aide du logiciel intermédiaire EPACAD.

Les principales hypothèses prises en compte pour la simulation sont les suivantes :

- **Débits d'entrée** : déterminés à partir des débits de pompage mesurés pour chaque forage, conformément aux données du tableau III.1 ;
- **Pertes de charge** : calculées selon la formule de Darcy-Weisbach. Cette dernière est reconnue comme étant la plus rigoureuse sur le plan théorique, largement utilisée en Europe, et applicable à tous les régimes d'écoulement ainsi qu'à tout type de liquide.

$$HL = \lambda \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2}{2 \times g} \quad (\text{III.1})$$

Tel que ;

H_L : pertes de charge (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

L : longueur du tuyau (m) ;

d : diamètre du tuyau (m) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

λ : facteur de friction ;

Q : débit (m^3/s) ;

Le facteur de friction est fonction de ξ/d (rugosité relative).

Le coefficient de rugosité relative est exprimé en unités de longueur.

- **Rugosité** : Conduites considérées en PEHD alimentaire avec une rugosité de 0.01mm ;

Les résultats de la simulation du réseau des forages sont représentés dans la figure suivante :

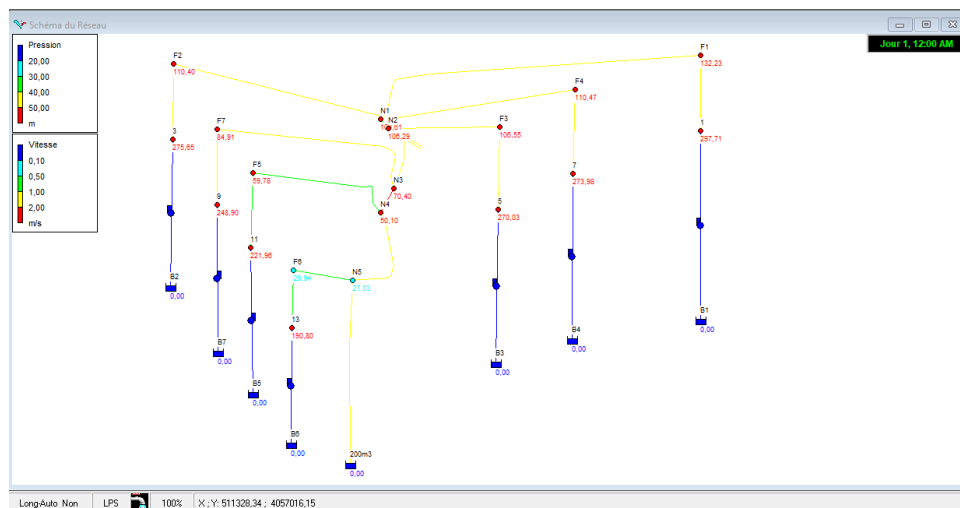


Fig. III.2 – Simulation du réseau de forages sur EPANET.

✓ La simulation montre que le remplissage du réservoir d'aspiration est assuré sans dépassement de pression critique, avec des vitesses d'écoulement situées entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, ce qui respecte les recommandations en matière de dimensionnement afin d'éviter les dépôts.

✓ Les résultats obtenus indiquent que les débits cumulés des forages, estimés à 5097,6 m^3/j , ne suffisent pas à alimenter correctement le centre urbain de Haouch Errih, en particulier en période de forte demande (la consommation maximale journalière étant de 11765,975 m^3/j).

Tab. III.3 – Évaluation de l'adéquation entre l'offre en eau souterraine et la demande journalière maximale

Paramètre	Quantité (m³/jour)	Observation
Débit total fourni par les forages	5 097,6	Ressource actuelle disponible – insuffisante pour couvrir la demande.
Besoin journalier maximal estimé	11 765,98	Demande en période de pointe (journée de consommation maximale).
Écart entre ressource et besoin	6 668,38	Volume manquant à combler par une source complémentaire.
Taux de couverture assuré par les forages	43,34 %	Les forages ne couvrent qu'environ 43 % de la demande en période critique.
Taux de déficit	56,66 %	Plus de la moitié des besoins restent non satisfaits.

III.6 Conclusion

À l'issue de l'étude du système de forages de Haouch Errih, il a été constaté que les débits extraits ne suffisent pas à garantir, à eux seuls, l'alimentation durable et sécurisée du réservoir, notamment en période de forte demande.

L'analyse hydraulique réalisée à l'aide du logiciel EPANET a mis en évidence une insuffisance des débits fournis par les forages existants pour assurer un fonctionnement optimal du réseau. Afin de compenser ce déficit en ressource, il est envisagé de renforcer l'alimentation en eau en raccordant le réservoir de Sidi Serhan (altitude : 286 m) sur une distance de 26,38 km, jusqu'au réservoir de distribution, en provenance de la station de dessalement de Fouka II.

Dans cette optique, une étude spécifique portant sur le dimensionnement de cette conduite d'adduction est développée dans le **chapitre IV**, afin de garantir la capacité hydraulique nécessaire pour répondre à la demande projetée.

Chapitre IV : Dimensionnement hydraulique du réseau d'adduction.

Chapitre IV : Dimensionnement hydraulique du réseau d'adduction.

IV.1 Introduction

Dans le cadre de la mise en œuvre d'un système fiable d'alimentation en eau potable pour le centre urbain Haouch Errih, le dimensionnement hydraulique du réseau d'adduction constitue une étape clé. Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée des deux systèmes d'adduction prévus pour répondre aux besoins en eau de la population.

La première adduction est alimentée par un ensemble de sept (7) forages situés à proximité du centre urbain, tandis que la seconde provient de la station de dessalement de l'eau de mer Fouka II. Ces deux sources, bien que différentes en nature et en éloignement, doivent être intégrées de manière cohérente et complémentaire dans le réseau d'alimentation.

Ce chapitre a pour objectif principal de dimensionner correctement les conduites et les équipements nécessaires à l'acheminement de l'eau depuis ces deux sources jusqu'aux points de stockage (réservoir de distribution).

IV.2 Notions générales sur les adductions

L'adduction constitue la première étape du système d'approvisionnement en eau potable. Elle englobe l'ensemble des ouvrages et infrastructures permettant de transporter l'eau depuis sa source (forages, nappes, station de dessalement, ...) jusqu'aux réservoirs de stockage. Son bon dimensionnement est essentiel pour garantir un débit suffisant, une pression adéquate, et une continuité de service sans pertes ni détériorations [GRET and pS-Eau, 2009].

IV.2.1 Types d'adduction

On distingue principalement trois types d'adductions selon la topographie et les conditions hydrauliques.

IV.2.1.1 Adduction gravitaire

L'eau s'écoule naturellement sous l'effet de la gravité, sans besoin de pompage. Ce système est idéal lorsque le point de captage se situe à une altitude plus élevée que le point de stockage ou de distribution [CIEH, 2004].

IV.2.1.2 Adduction par refoulement

Ce système nécessite des équipements de pompage pour surmonter les dénivelés ou franchir de longues distances. Il est souvent utilisé lorsque la topographie ne permet pas un écoulement gravitaire [UNESCO, 2004].

IV.2.1.3 Adduction mixte

Ce type combine les deux systèmes précédents. Une partie de l'eau circule par gravité, et une autre est refoulée par pompage, selon les zones traversées et les contraintes du terrain [GRET and pS-Eau, 2009].

IV.2.2 Choix du tracé de l'adduction

Le tracé d'une conduite d'adduction doit répondre à plusieurs critères techniques, économiques et environnementaux. Trois approches peuvent être envisagées.

IV.2.2.1 Tracé direct

Le plus court possible entre le point de captage et le point d'arrivée, minimisant les pertes de charge. Il est privilégié quand le terrain le permet [CIEH, 2004].

IV.2.2.2 Tracé topographique

Suit les courbes de niveau afin de limiter les besoins en pompage, même si la distance est allongée [GRET and pS-Eau, 2009].

IV.2.2.3 Tracé d'évitement

Contourne les zones sensibles (zones urbanisées, routes, obstacles géologiques ...), ce qui peut impliquer des coûts supplémentaires mais garantit la faisabilité technique et administrative [SUEZ Environnement, 2012].

IV.2.3 Choix des matériaux de canalisation

Le matériau des conduites influence la durabilité des conduites, leur coût et leur résistance aux pressions internes et aux agressions extérieures. En conséquence, il est recouru à trois possibilités de choix courants.

IV.2.3.1 Fonte ductile

Robuste, résistante à la corrosion et durable, elle est adaptée aux réseaux sous pression, mais reste coûteuse [Saint-Gobain PAM, 2021].

IV.2.3.2 PVC (Polychlorure de vinyle)

Léger, économique, facile à poser, mais moins adapté aux réseaux aux fortes pressions ou aux terrains instables [STRPE, 2020].

IV.2.3.3 PEHD (Polyéthylène haute densité)

Très utilisé dans les adductions modernes. Il offre une grande souplesse, une bonne résistance mécanique et une pose facilitée, surtout en terrain accidenté [STRPE, 2020].

IV.2.4 Types d'écoulement

Dans le cadre des réseaux d'eau, deux grands types d'écoulement peuvent se produire dans les conduites.

IV.2.4.1 Écoulement à surface libre

L'eau ne remplit pas entièrement la conduite et s'écoule sous l'effet de la gravité, avec une surface libre exposée à l'air. Typique dans les canaux ou les conduites à pente [Darras, 2010].

IV.2.4.2 Écoulement en charge

La conduite est totalement remplie et l'eau est poussée par une pression interne. C'est le cas des réseaux sous pression, comme les adductions refoulées ou les systèmes de distribution [Lino, 2006].

IV.3 Etude de l'adduction

Le choix du meilleur tracé d'adduction d'eau potable a pour objet de déterminer le parcours optimal pour la canalisation d'eau afin de minimiser les coûts de pose, de réduire les pertes d'eau et d'assurer un accès fiable à l'eau potable pour l'agglomération.

L'objectif de ce chapitre est de concevoir un système d'adduction pour approvisionner en eau potable le réservoir du pôle urbain de Haouch Errih à partir de différentes sources. Ce système est composé de deux principales adductions :

IV.3.1 Première adduction : Champ de captage de Haouch Errih

Cette adduction part des sept (07) forages (F1 à F7) situés sur le site de Haouch Errih. L'eau est ensuite dirigée vers une conduite d'adduction qui passe par deux stations de pompage avant d'arriver au réservoir de distribution.

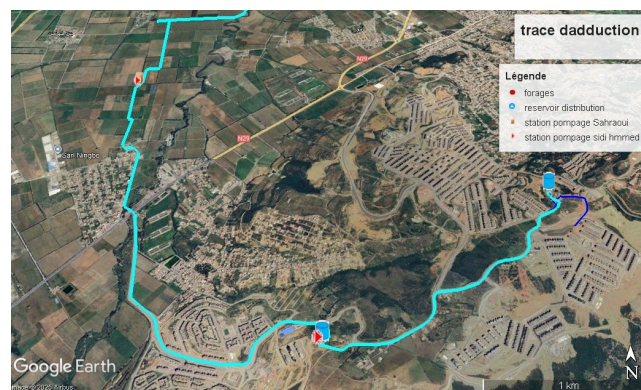


Fig. IV.1 – Vue en plan du tracé d'adduction côté forages, Echelle : 1: 13646, (Google Earth, 2025)

IV.3.2 Deuxième adduction : Station de dessalement de Fouka II

La deuxième adduction commence au niveau du réservoir de Sidi Serhane, d'une capacité de 30 000 m³, qui constitue le point de départ de l'alimentation en eau potable provenant de la station de dessalement. Ce réservoir alimente plusieurs stations de pompage ainsi que des réservoirs intermédiaires répartis le long du parcours de l'eau, à travers les cinq sections du réseau.

IV.4 Étude de l'adduction par refoulement

Dans le cas de l'adduction par refoulement, le dimensionnement de la conduite se fait par la détermination du diamètre économique en considérant les frais d'investissement et les frais d'exploitation à travers une étude technico-économique.

IV.4.1 Calcul du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise Les formules suivantes :

IV.4.1.1 Formule de Bresse

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

IV.4.1.2 Formule de Bonnin

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

IV.4.1.3 Formule de Vibert

Pompage continue :

$$D = 1,547 \times \left(\frac{e}{f}\right) \times Q^{0,46} \quad (\text{IV.3})$$

Pompage 10h/24h :

$$D = 1,35 \times \left(\frac{e}{f}\right)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{IV.4})$$

Tel que ;

Q : débit à refouler (m^3/s);

e : prix du kWh d'énergie (DA/kWh);

f : prix d'un kilogramme de fonte (DA/kg);

IV.4.1.4 Formule de Meunier

$$D = \sqrt{Q} \times (1 + 0,02 \times n) \quad (\text{IV.5})$$

Avec ;

n : nombre d'heure de pompage ;

IV.4.1.5 formule de Bedjaoui

Le choix du diamètre des conduites de refoulement peut être facilité par l'utilisation d'une relation empirique, dérivée de l'expérience de terrain et adaptée aux conditions économiques locales. Cette approche permet d'obtenir une estimation rapide du diamètre optimal en fonction du débit de refoulement, avant d'affiner le calcul par des vérifications hydrauliques plus détaillées. La formule proposée est la suivante :

$$D = 1.27 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

IV.4.1.6 Formule qui prend en compte le facteur de consommation

$$D_{\text{econ}} = C^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

C_j : rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon en tête du réseau.

$$c_j = \frac{Q_i}{Q_t} \quad (\text{IV.8})$$

Q_j : débit du tronçon considéré (m^3/s);

Q_p : débit de pompage (m^3/s);

E : facteur économique intégrant les caractéristiques économiques, y compris certains exposants hydrauliques.

$$E = 10 \times M \times \sigma \times \delta \quad (\text{IV.9})$$

Tel que :

M : coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation.

Tab. IV.1 – Valeurs du coefficient M selon le matériau de la canalisation

Matériau du tuyau	Coefficient M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Plastique	0,13

σ : prix du kWh (DA/kWh) ;

δ : coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et du régime de fonctionnement de la station de pompage.

$$\delta = \frac{1}{K \times K_j \times K_h} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 ;

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation, variant de 1,1 à 1,3 ;

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation, dépendant du régime de consommation.

Tab. IV.2 – Valeurs des coefficients α , B , et m en fonction du type de matériau

Matériau	α	B	m
Acier	1,4	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Fonte	1,6	1,9 à 2	5,1 à 5,3
Plastique	1,95	2	4,772

IV.4.2 Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges sont des pertes de pression qui se produisent dans les canalisations et les équipements de distribution d'eau potable. Ces pertes de pression sont principalement causées par la friction de l'eau contre les parois des canalisations (pertes de charges linéaires), les changements de direction (pertes de charges singulières) et de section de la canalisation, ainsi que par les équipements de régulation de débit.

IV.4.2.1 Pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire est causée par le frottement des particules de l'eau avec la paroi de la canalisation. Cette perte d'énergie est liée à la vitesse d'écoulement, lorsque les valeurs de la vitesse sont fortes, les pertes de charges sont importantes.

La formule de Darcy-Weisbach est utilisée pour calculer des pertes de charges linéaires. Elle prend en compte plusieurs facteurs tels que le débit d'eau, le diamètre de la canalisation, la rugosité de la surface interne de la canalisation et la viscosité de l'eau. Elle est donnée par :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{D^5 \times g} \quad (\text{IV.11})$$

Tel que :

L : longueur de la conduite (m);

λ : coefficient de perte de charge de Darcy;

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s);

D : diamètre de la conduite (m);

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²);

Sachant que l'équation de continuité est :

$$Q = V \times S \quad (\text{IV.12})$$

Alors

$$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (\text{IV.13})$$

Le coefficient de frottement λ est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m);

ε : rugosité de la conduite. D'après le catalogue des spécifications techniques des tubes en PEHD, elle est égale à 0,01 mm.

IV.4.2.2 Pertes de charges singulières

La perte de charge singulière est une perte de pression qui se produit lorsqu'un écoulement d'eau rencontre un changement de direction (comme les coudes), une contraction, ou un obstacle sur le trajet du fluide. Elle est dite "singulière" car elle se manifeste à des endroits bien localisés du système de distribution d'eau potable, contrairement aux pertes de charge régulières qui résultent du frottement continu le long des parois de la conduite.

Pour les adductions d'eau potable, les pertes de charge singulières sont généralement estimées entre 5 % et 10 % des pertes de charge linéaires.

Prenons :

$$\Delta H_s = 0,1 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.15})$$

D'où :

$$\Delta H_{\text{Total}} = 1,10 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.16})$$

IV.4.3 Hauteur manométrique totale

Elle est évaluée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique totale (m);

H_g : hauteur géométrique (m);

ΔH_{asp} : pertes de charge en aspiration (m);

ΔH_{ref} : pertes de charge au refoulement (m);

IV.4.4 Frais d'amortissement et frais d'investissement

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de canalisation. On doit tenir compte de l'annuité A d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux i , pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

A : annuité de l'investissement (DA/an);

i : taux d'annuité (ici 8 %);

n : nombre d'années d'amortissement.

Les frais d'investissement sont égaux à la somme du frais d'amortissement et le prix d'achat de la conduite :

$$F_{inv} = P_t + F_{am} \quad (\text{IV.19})$$

Les frais d'amortissement sont définis par la formule suivante :

$$F_{sm} = P_t \times A \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

P_t : prix de la conduite (en DA);

IV.4.5 Énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée en une année est calculée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{IV.21})$$

Tel que :

P : puissance de la pompe (kW);

t : durée de pompage par jour (en heures), ici $t = 20$ h;

IV.4.6 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \quad (\text{IV.22})$$

Avec ,

E : énergie consommée par la pompe (kWh);

e : prix unitaire d'un kWh imposé par la SONEGAS, ici $e = 5,34$ DA.

- ✓ Pour le calcul des pertes de charge, on a introduit le diamètre intérieur des conduites.
- ✓ Les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.
- ✓ La hauteur géométrique est calculée par la formule suivante :

$$H_g = (C_{tp} - C_{sp}) \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

C_{tp} : cote du trop-plein du réservoir (en m);

C_{sp} : cote du terrain naturel de la station de pompage (en m);

IV.4.7 Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée se calcul par la formule suivante :

$$\rho_{abs} = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (IV.24)$$

Avec :

η : rendement de la pompe (en %); ici $\eta = 80 \%$;

Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s);

g : accélération de la pesanteur ($9,81 m/s^2$);

ρ : masse volumique de l'eau (en kg/m^3); généralement, $\rho = 1000 kg/m^3$.

IV.5 Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaires

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.25)$$

$$L_{eq} = L_g + L_{e\varepsilon} \quad (IV.26)$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lnp} \quad (IV.27)$$

$$L_e = 1,10 * L_g \quad (IV.28)$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire par la formule :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (IV.29)$$

IV.6 Dimensionnement des tronçons de l'adduction

IV.6.1 Champ de captage de Haouch Errih → Réservoir du pôle urbain

IV.6.1.1 Champ de captage vers le réservoir d'aspiration R 200 m³

Les données de départ sont les suivantes :

Tab. IV.3 – Données de départ

$Q_{pompé} (m^3/j)$	$Q_{pompé}/T_f$	$Q (l/s)$	C_{tp}	C_{pe}	$L (m)$	$\varepsilon (mm)$	$T_f (h)$	Prix (kWh)
5097,6	254,88	70,8	59,61	48	1351	0,01	20	5,34

✓ Bilan entre les frais d'investissement, en tenant compte de l'amortissement, des changes d'entretien et des frais d'exploitation (les conduites en PEHD).

a) Frais d'investissement

Les résultats de calculs sont présents sur tableau suivant :

Tab. IV.4 – Frais d'amortissement et frais d'investissement (champ de captage — SP1)

D _N (mm)	D _{int} (mm)	L ref (m)	A	Pu (DA)	Pt (DA)	F _{am} (DA)	F _{inv} (DA)
125	102,2	1351	0,089	830	1 121 330	99 798,37	1 221 128,40
160	130,8			1 290	1 742 790	155 108,31	1 897 898,30
200	163,6			1 940	2 620 940	233 263,66	2 854 203,70
250	204,6			3 090	4 174 590	371 538,51	4 546 128,50
315	257,8			4 950	6 687 450	595 183,05	7 282 633,10
400	327,4			7 600	10 267 600	913 816,40	11 181 416,00
500	409,2			12 000	16 212 000	1 442 868,00	17 654 868,00

b) Hauteur manométrique totale

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge ΔH engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés : DN₁, DN₂, ..., DN_N.

Connaissant la hauteur géométrique H_g , on peut alors déterminer les hauteurs manométriques totales HMT correspondant à chaque diamètre normalisé testé.

Les pertes de charge sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach et le coefficient de frottement λ est calculé par la formule de Nikuradzé .

Tab. IV.5 – Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

DN (mm)	D int (mm)	V (m/s)	ε (mm)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
125	102,2	8,635	0,01	0,01213	503,63	50,36	553,99	11,61	565,60
160	130,8	5,272		0,01158	140,04	14,00	154,05		165,66
200	163,6	3,370		0,01112	43,91	4,39	48,30		59,91
250	204,6	2,155		0,01068	13,79	1,38	15,17		26,78
315	257,8	1,357		0,01025	4,17	0,42	4,59		16,20
400	327,4	0,841		0,00984	1,21	0,12	1,33		12,94
500	409,2	0,539		0,00948	0,38	0,04	0,42		12,03

c) Puissance absorbée de la pompe

Les résultats de calculs sont présents sur tableau suivant :

Tab. IV.6 – Puissance absorbée par la pompe selon le diamètre

DN (mm)	D _{int} (mm)	HMT (m)	g (m/s ²)	Q (m ³ /s)	Rendement (%)	P _{abs} (W)	P _{abs} (kW)
125	102,2	565,600	9,81	0,0708	80	491045,37	491,05
160	130,8	165,657		0,0708		143820,50	143,82
200	163,6	59,913		0,0708		52015,15	52,02
250	204,6	26,778		0,0708		23248,03	23,25
315	257,8	16,195		0,0708		14060,57	14,06
400	327,4	12,942		0,0708		11236,04	11,24
500	409,2	12,031		0,0708		10444,77	10,44

d) Frais d'exploitation

Le calcul des frais d'exploitation est récapitulé dans le tableau suivant :

Tab. IV.7 – Calcul des frais d'exploitation

D _N (mm)	D _{int} (mm)	t (heures)	P _{abs} (kW)	E (kWh)	F _{ex} (DA)
125	102,2	20	491,05	3 584 631,22	19 141 930,72
160	130,8		143,82	1 049 889,68	5 606 410,89
200	163,6		52,02	379 710,56	2 027 654,40
250	204,6		23,25	169 710,62	906 254,70
315	257,8		14,06	102 642,13	548 108,99
400	327,4		11,24	82 023,12	438 003,45
500	409,2		10,44	76 246,80	407 157,92

e) Bilan

Pour chaque diamètre, on fait la somme des frais d'investissement et des frais d'exploitation, pour avoir un diamètre plus économique qui correspond au total le plus faible.

Tab. IV.8 – Coût total de conduite champ de captage – réservoir d'aspiration 200 m³

D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	F _{inv} (DA)	F _{ex} (DA)	Bilan (DA)
125	102,2	1 221 128,37	19 141 930,72	20 363 059,09
160	130,8	1 897 898,31	5 606 410,89	7 504 309,20
200	163,6	2 854 203,66	2 027 654,40	4 881 858,06
250	204,6	4 546 128,51	906 254,70	5 452 383,21
315	257,8	7 282 633,05	548 108,99	7 830 742,04
400	327,4	11 181 416,40	438 003,45	11 619 419,85
500	409,2	17 654 868,00	407 157,92	18 062 025,92

✓ Pour le choix du diamètre économique, on a pris le diamètre qui a le faible coût en respectant la vitesse admissible (1 à 3 m/s).

Les résultats du tableau IV.9 sont représentés graphiquement :

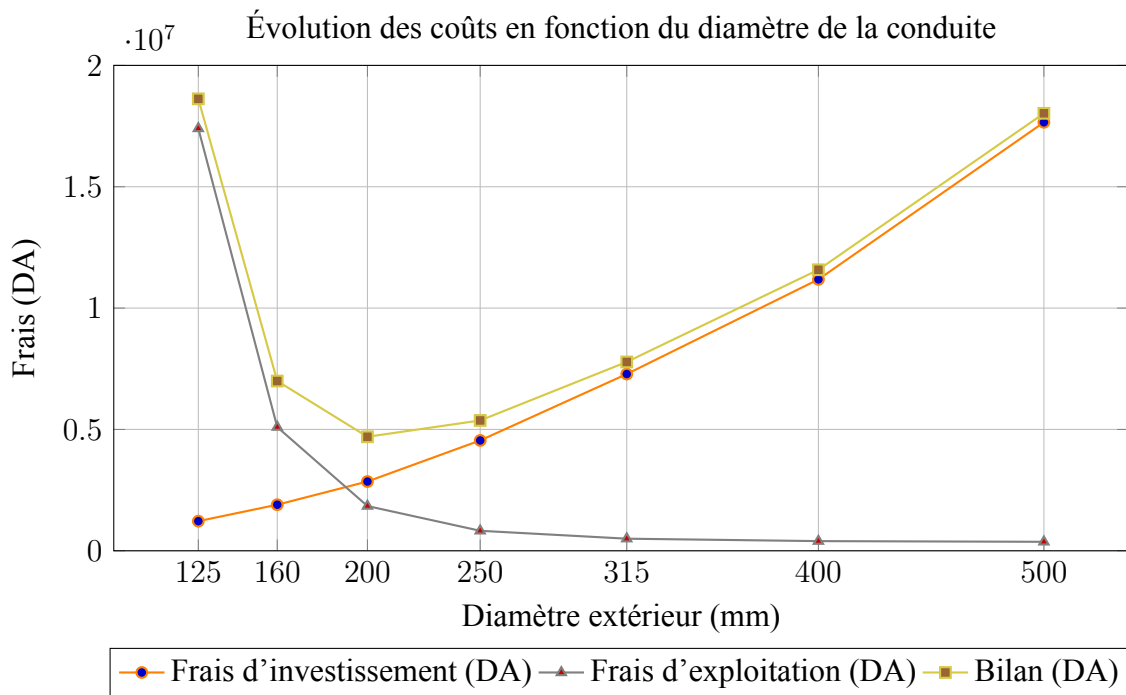


Fig. IV.2 – Variation des frais en fonction du diamètre extérieur et intérieur de la conduite

✓ Pour la conduite point ramification du champ de captage-SP1, On prend un diamètre économique $D = 250$ mm, pour un cout de 5 452 383,21 DA, avec une vitesse $V = 2,15$ m/s.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.9.

Tab. IV.9 – Caractéristiques de la conduite de refoulement (point ramification du champ de captage–SP1)

Débit (l/s)	L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	ε (m)	V (m/s)	ΔHT (m)	HMT (m)
70,8	1351	250	204,6	0,00001	2,15	15,17	26,77

La même procédure de calcul a été appliquée aux autres conduites. Les résultats détaillés sont présentés comme suit :

IV.6.1.2 Station pompage Sahraoui (SP1) vers le réservoir d'aspiration 2000 m³

Les données de départ :

Tab. IV.10 – Données de départ

$Q_{\text{pompe}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\text{pompe}}/\text{Tf}$	$Q \text{ (l/s)}$	C _{tp}	Cr1	L (m)	$\varepsilon \text{ (mm)}$	Tf (h)	Prix (DA/kWh)
5097,6	254,88	70,8	236,97	55,61	4340	0,01	20	5,34

✓ Pour la conduite SP1- réservoir d'aspiration , On prend un diamètre économique $D = 250$ mm, pour un cout de 21683153,82 DA, avec une vitesse $V = 2,15$ m/s.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.11.

Tab. IV.11 – Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 – réservoir d’aspiration 2000 m³)

Débit (l/s)	L (m)	D ext (mm)	D int (mm)	ε (m)	V (m/s)	ΔH_T (m)	HMT (m)
70,8	4340	250	204,6	0,00001	2,15	48,72	230,08

IV.6.1.3 Station de pompage Sidi Hammed (SP2) vers le réservoir de distribution 5000 m³

Les données de départ :

Tab. IV.12 – Données de départ

Q pompé (m ³ /j)	Q pompé / Tf	Q (l/s)	Ctp2	Cr2	L (m)	ε (mm)	Tf (h)	Prix KWh (DA)
5097,6	254,88	70,8	435,79	232,47	2190	0,01	20	5,34

✓ Pour la conduite SP2- réservoir distribution, On prend un diamètre économique D = 250 mm, pour un cout de 15082570,14 DA, avec une vitesse V = 2,15 m/s.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.13.

Tab. IV.13 – Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP2 – réservoir de distribution 5000 m³)

Débit (l/s)	L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	ε (m)	V (m/s)	ΔH_T (m)	HMT (m)
70,8	2190	250	204,6	0,00001	2,15	24,59	227,91

IV.6.2 Réservoir Sidi Serhane → Réservoir du pôle urbain

IV.6.2.1 Réservoir Sidi Serhane vers les réservoirs de la ville nouvelle de Bouinan 3 x R5000 m³

Les données de départ :

Tab. IV.14 – Données de départ

Nom départ	COT (m)	Nom arrivé	COT (m)	L (m)	Q (m ³ /j)	Q (m ³ /s)
Réservoir Sidi Serhane	286	Réservoir Bouinan	178	9230	188 056	2,177

Les résultats de calculs sont présents sur tableau suivant :

Tab. IV.15 – Résultats de calcul de la conduite avantageuse (réservoir Sidi Serhane vers réservoir Bouinan)

Lg (m)	Leq (m)	ΔH (m)	I	D _{av} (m)	D _{av} (mm)	Dn (mm)	V (m/s)
9230	10153	108	0,01063725	0,9581	958,14	1400	1,55

IV.6.2.2 Réservoir Bouinan vers le premier point de piquage

Les données de départ :

Tab. IV.16 – Données de départ

Nom départ	COT (m)	Nom arrivé	COT (m)	L (m)	Q (m³/j)	Q (m³/s)
Réservoir Bouinan	178	P 1	100	9650	130 307	1,508

Les résultats de calculs sont présents sur tableau suivant :

Tab. IV.17 – Résultats de calcul de la conduite avantageuse (Réservoir Bouinan vers premier point de piquage)

Lg (m)	Leq (m)	ΔH (m)	I	Dav (m)	Dav (mm)	Dn (mm)	V (m/s)
9650	10615	78	0,00735	0,8946	894,6	1200	1,45

IV.6.2.3 Premier point de piquage vers le réservoir de Meftah R1000 m³

Les données de départ :

Tab. IV.18 – Données de départ (P1 vers réservoir de 1000 m³)

Nom départ	COT (m)	Nom arrivé	COT (m)	L (m)	Q (m³/j)	Q (m³/s)
P 1	100	R 1000 m³	94	7370	98 461,38	1,14

Les résultats de calculs sont présents sur tableau suivant :

Tab. IV.19 – Résultats de calcul de la conduite avantageuse (P1 vers réservoir 1000 m³ de Meftah)

Lg (m)	Leq (m)	ΔH (m)	I	Dav (m)	Dav (mm)	Dn (mm)	V (m/s)
7370	8107	6	0,000740	0,83	830	900	1,97

IV.6.2.4 Réservoir de Meftah vers le réservoir de Safsaf R 5000 m³

Les données de départ :

Tab. IV.20 – Données de départ

Q pompé (m³/j)	Q pompé / Tf (m³/s)	Q (l/s)	Cr2	Cr1	L (m)	ε (mm)	Tf (h)	Prix (DA/KWh)
63 331	0,799	799	255	94	8 940	0,01	20	5,34

✓ Pour la conduite entre le réservoir de 1000m³ existant du SP1 de Meftah et le réservoir de 5000m³ du SP2 de Safsaf, on prend un diamètre économique de 710mm, pour un coût de 308283082.2 DA, avec une vitesse d'écoulement de 3m/s.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.21.

Tab. IV.21 – Caractéristiques de la conduite de refoulement entre le réservoir R1000 m³ (SP1 de Meftah) et le R5000 m³ (SP2 de Safsaf)

Débit (l/s)	L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	ε (m)	V (m/s)	ΔHT (m)	HMT (m)
799	8940	710	581	0,00001	3	70,26	231,26

IV.6.2.5 SP2 de Safsaf vers le réservoir de distribution R 5000 m³ du Haouch Errih

Les données de départ :

Tab. IV.22 – Données de départ

Q pompé (m ³ /j)	Q pompé / Tf (m ³ /s)	Q (l/s)	Cr ₂	Cr ₁	L (m)	ε (mm)	Tf (h)	Prix (DA/KWh)
6 668	0,0842	84,2	435,79	255	1 190	0,01	20	5,34

✓ Pour la conduite SP2 de Safsaf vers le réservoir de distribution R5000 m³ du Haouch Errih, on prend un diamètre économique D = 250 mm, pour un coût de 11826790,15 DA, avec une vitesse V = 2,56 m/s.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.23.

Tab. IV.23 – Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP2 de Safsaf vers le réservoir de distribution R5000 m³ de Haouch Errih)

Débit (l/s)	L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	ε (m)	V (m/s)	ΔHT (m)	HMT (m)
84,2	1190	250	204,6	0,00001	2,56	2,08	203,65

IV.7 Conclusion

Le dimensionnement du réseau d'adduction vers le pôle urbain de Haouch Errih constitue une composante essentielle pour assurer la fiabilité et la durabilité de l'approvisionnement en eau potable. L'analyse détaillée des deux itinéraires — depuis le champ de captage de Haouch Errih d'une part, et depuis le réservoir de Sidi Serhane d'autre part — a permis d'identifier les tracés, diamètres, vitesses d'écoulement et hauteurs manométriques les plus optimaux en fonction des contraintes techniques et économiques.

Les calculs réalisés, établis sur des critères rigoureux, ont conduit au choix de diamètres économiques équilibrant investissement initial et coût d'exploitation sur le long terme. Cette approche intégrée garantit à la fois la performance hydraulique du système et son adaptabilité face aux évolutions futures des besoins en eau dans la région.

Ainsi, ce dimensionnement offre une base solide pour une gestion rationnelle et durable de la ressource.

Chapitre V : Etude de pompage.

Chapitre V : Étude de pompage.

V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude et au choix des pompes adaptées au projet de dimensionnement hydraulique du réseau d'adduction et de distribution d'eau pour le pôle urbain Haouch Errih.

L'objectif principal est de déterminer les pompes nécessaires pour assurer à la fois le débit requis et la hauteur manométrique totale (HMT) dans la station de pompage le long de l'adduction. Par ailleurs, une attention particulière est portée à garantir le fonctionnement optimal des pompes choisies, en tenant compte des critères techniques et économiques.

V.2 Notions fondamentales de pompage

V.2.1 Les types de pompes

Une pompe est un appareil destiné à élever l'eau en transformant l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Elle fonctionne grâce à un moteur électrique qui entraîne un système permettant de pomper l'eau jusqu'à la hauteur souhaitée.

Les principales configurations de pompes sont :

- **Pompe à axe horizontal** : utilisée généralement pour des applications où l'espace est plus large et où la conception permet de mieux gérer les débits importants.
- **Pompe à axe vertical** : idéale pour les installations avec des contraintes d'espace en hauteur ou lorsque l'eau doit être pompée à partir d'une grande profondeur.

V.2.2 Couplage des Pompes

Lorsque la capacité d'une pompe est insuffisante pour fournir le débit ou la hauteur d'élévation requise, il devient nécessaire de coupler plusieurs pompes. Le couplage peut être réalisé soit en série, soit en parallèle, en fonction des besoins :

V.2.2.1 Couplage des Pompes en Parallèle

Dans cette configuration, chaque pompe alimente une conduite de refoulement individuelle, qui se rejoint ensuite en une conduite générale. Le débit total est la somme des débits individuels des pompes, tandis que la hauteur manométrique reste constante.

- **Avantage** Augmentation du débit total pour satisfaire les besoins de l'installation.
- **Inconvénient** Nécessité d'assurer une uniformité dans les caractéristiques des pompes.

V.2.2.2 Couplage des Pompes en Série

Dans ce cas, les pompes sont disposées de manière à ce que le refoulement de la première pompe serve d'aspiration à la suivante. Cette configuration permet d'augmenter la hauteur d'élévation totale, tandis que le débit reste inchangé. La somme des hauteurs manométriques des pompes individuelles correspond à la hauteur totale d'élévation.

- **Avantage** Augmentation de la hauteur manométrique pour surmonter des obstacles ou des pertes de charge importantes.
- **Inconvénient** Le débit reste limité par la pompe qui fonctionne à un débit plus faible.

V.2.3 Choix du Type de Pompe

Le choix du type de pompe repose sur plusieurs critères, notamment le débit nécessaire à refouler et la hauteur d'élévation. Voici les principaux critères de sélection :

- Assurer le débit (Q) et la hauteur manométrique totale (HMT) souhaités.
- Maximiser le rendement de la pompe.
- Éviter le phénomène de cavitation.
- Minimiser l'encombrement et le poids de l'équipement.
- Réduire la puissance absorbée.
- Choisir des pompes fabriquées en série pour faciliter la maintenance et l'approvisionnement.

Il existe plusieurs types de pompes adaptés à différentes applications :

V.2.3.1 Pompes Centrifuges

Les pompes centrifuges sont les plus courantes. Elles utilisent la force centrifuge générée par la rotation d'une roue pour transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Le fluide est accéléré par la roue, ce qui augmente sa vitesse, et cette vitesse est ensuite convertie en pression lorsque le fluide ralentit.

V.2.3.2 Pompes Volumétriques

Les pompes volumétriques assurent un débit constant. Elles sont souvent utilisées lorsque des débits réguliers sont nécessaires, quelle que soit la pression. Les principaux types sont les pompes à lobes et les pompes à rotor excentré, où l'énergie est fournie par des variations successives de volume raccordé alternativement aux orifices d'aspiration et de refoulement.

V.2.3.3 Turbopompes

Les turbopompes utilisent une roue équipée de pales pour fournir au fluide de l'énergie cinétique, transformée ensuite en pression. Il existe deux types principaux de turbopompes :

- **Pompe centrifuge** Utilise la force centrifuge pour générer de la pression.
- **Pompe axiale** Utilise un mouvement axial pour déplacer le fluide.

V.2.4 Choix du Nombre de Pompes

Le nombre de pompes nécessaires est déterminé par plusieurs critères :

- Le nombre minimal de pompes requises pour garantir un fonctionnement continu.
- Le rendement optimal pour chaque pompe.
- La charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale pour éviter la cavitation.
- La vitesse de rotation et la puissance absorbée, qui doivent être adaptées aux conditions spécifiques du site.

V.2.5 Courbe Caractéristique d'une Conduite de Refoulement

La courbe caractéristique d'une conduite de refoulement représente la relation entre les pertes de charge et le débit. Elle est essentielle pour déterminer la perte de charge totale en fonction du débit et des caractéristiques de la conduite. La formule générale est de la forme :

$$H_c = H_g + R \times Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (en mètres) ;

R : Résistance de la conduite, calculée par la formule :

$$R = 1,10 \times \frac{8\lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (V.2)$$

Où ;

λ est le coefficient de perte de charge ;

L la longueur de la conduite (m) ;

g l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81m/s^2$) ;

D le diamètre intérieur de la conduite (m).

V.2.6 Caractéristiques de la Pompe

V.2.6.1 Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la pompe est déterminé par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournie par le fabricant) et celle de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur). Ce point indique le débit et la hauteur manométrique auxquels la pompe fonctionnera de manière optimale.

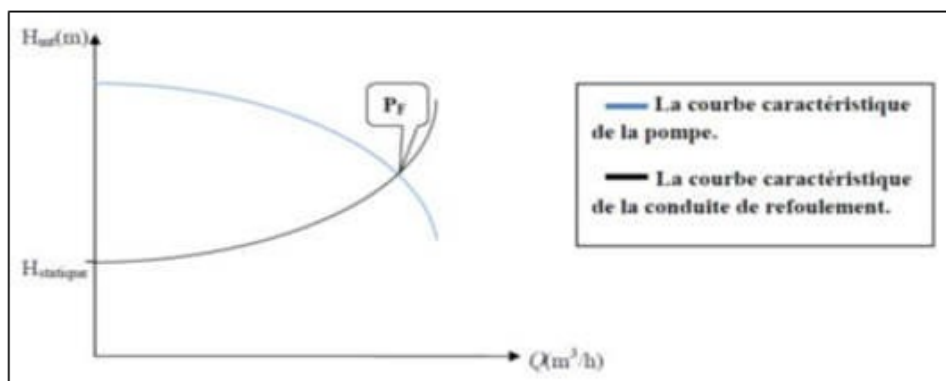


Fig. V.1 – Détermination du point de fonctionnement de la pompe.

V.3 Station de pompage

V.3.1 Station pompage sahraoui (SP1)

V.3.1.1 Choix des pompes

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu, le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de 70,8 l/s et une hauteur manométrique totale de 230,09 m.

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tab. V.1 – Résultat du choix des pompes d'après le catalogue Caprari

n° pompe	Type	Q (l/s)	Pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	P _{abs} (kW)	N (tr/min)	(NPSH) _r (m)	N° étage
1	Monobloc	70,8	PM125/3C	73	233	76,3	224	2950	6,42	3
2		35,4	PM100/4B	38,8	240	77,4	117	2950	4,24	4
3		23,6	PM80/5A	25,1	237	75,5	76,8	2950	3,82	5
4		17,7	PM80/7D	19,1	238	73,7	61,3	2950	2,93	7
5		14,16	HMU50-2/6A	14,5	233	72,1	46,1	2950	2,43	—

✓ Après les critères, alors on choisit d'abord pour la première variante 1 pompe à axe horizontal multicellulaire et une pompe en secours.

V.3.1.2 Caractéristique de la pompe choisie

Caractéristiques de la pompe choisie sont représentés dans le tableau suivant :

Tab. V.2 – Caractéristiques de la pompe de la station de pompage

Données techniques	Caractéristiques
Débit nominal Q (l/s)	73
Hauteur manométrique H (m)	233
Rendement (%)	76,3
Puissance absorbée (kW)	224
Vitesse de rotation (tr/min)	2950
Hauteur d'aspiration (NPSH) _r (m)	6,42
Diamètre nominal de refoulement DN _m (mm)	DN 125
Diamètre nominal d'aspiration DN _a (mm)	DN 150
Nombre de pompes	1 + 1 (secours)

V.3.1.3 Courbe caractéristique

les Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage sont représentés dans la figure suivante :

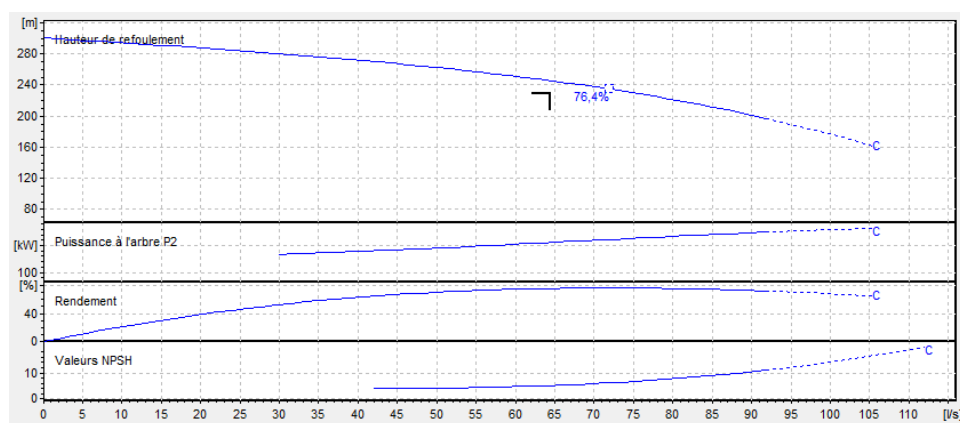


Fig. V.2 – Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.

V.3.1.4 Collecteur d'aspiration

Le nombre des conduites d'aspiration nombre de pompes installées.

✓ Dans notre cas, une seule pompe étant installée, le nombre des conduites d'aspiration est donc égal à 1.

Pour ce dimensionnement, on propose un diamètre d'aspiration D_a en fonction de la tubulure d'aspiration d_a , puis on calcule la vitesse d'aspiration V_a et on vérifie la condition suivante :

$$D_a > d_a \text{ (en mm)}$$

Avec ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (fourni par le fabricant de la pompe) ;

D_a : diamètre intérieur de la conduite d'aspiration.

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} \quad (\text{V.3})$$

Tab. V.3 – Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration

Q (m³/s)	d _a (mm)	D _a (mm)	V _a (m/s)
0,0708	150	250	1,31

✓ alors $D_a = 250\text{mm}$.

V.3.1.5 Volume de la bache d'aspiration du station pompage 1

$$V_{B.A} = 1.3(v_u + v_r) = 1.3 \left(\frac{Q \left(\frac{1}{n} \right)}{4(N-1)} + \frac{Q * T}{2} \right) \quad (\text{V.4})$$

Tel que ;

Q : le débit nécessaire (en m³/h) ;

n : le nombre de démarrages de la pompe par heure ;

N : le nombre de pompes identiques ;

T : le temps de fermeture de la vanne (45min) (M. Saleh Boualem).

Tab. V.4 – Résultats de dimensionnement de la bache d'aspiration

Bache	Q (l/s)	Q (m³/h)	n	N	T (min)	V (m³)	H (m)	D (m)
BA 1	70,8	231,696	5	2	45	200	4	6,9

V.3.1.6 Equipements en amont et en aval de la pompe

a) Equipements en amont de la pompe

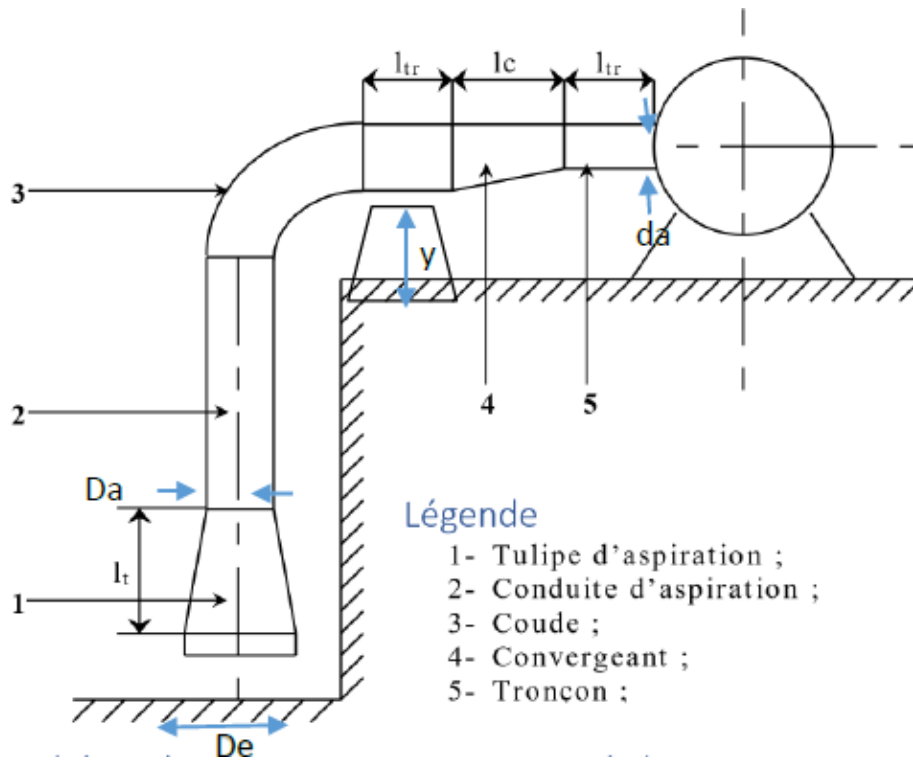


Fig. V.3 – Schéma des équipements en amont de la pompe.

$$De = (1,2 \div 1,5) \times Da = 1,2 \times Da = 1,2 \times 250 = 300 \text{ mm}$$

$$L_{ta} > 2Da \quad L_{ta} = 500 \text{ mm}$$

$$L_c = (3,5 \div 4) \times (Da - d_a) = 3,5 \times (250 - 150) = 350 \text{ mm}$$

$$Y = \begin{cases} 30 \text{ cm} & \text{si } Da < 500 \text{ mm} \\ 1 \text{ m} & \text{si } Da > 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{On a } Da = 250 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \Rightarrow Y = 30 \text{ cm}$$

Tel que ;

De : diamètre de la tulipe ;

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

Da : diamètre de la conduite d'aspiration ;

L_{ta} : longueur du tronçon d'aspiration (en mm) ;

L_c : longueur du convergent (en mm).

b) Équipements en aval de la pompe

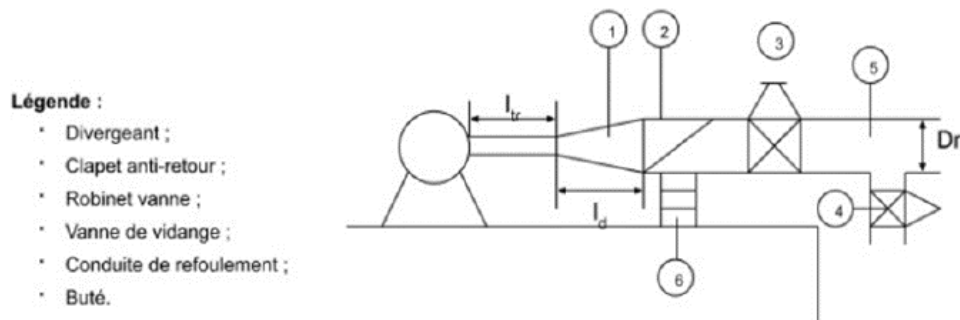


Fig. V.4 – Schéma des équipements en aval de la pompe.

$$L_{tref} > 2 \times Dr \quad \Rightarrow \quad L_{tref} = 500 \text{ mm}$$

$$d_{\text{vidange}} = \frac{D_r}{4} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ mm}$$

$$L_{\text{div}} = (3,5 \div 4)(D_r - d_r) = 3,5 \times (250 - 125) = 437,5 \text{ mm}$$

Avec ;

d_r : diamètre de la tubulure de refoulement = 125 mm ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement = 250 mm ;

L_{div} : longueur du divergeant (mm) ;

d_{vidange} : diamètre de la conduite de vidange (mm) ;

L_{tref} : longueur du tronçon de refoulement (mm).

Tab. V.5 – Équipements en amont et aval des pompes

Pompe	D _a (mm)	L _{ta} (m)	L _c (m)	D _r (mm)	L _{tr} (m)	L _{div} (m)
SP1	250	0,5	0,35	250	0,5	0,4375

V.3.1.7 L'étude de fonctionnement

a) La courbe caractéristique de la conduite de la station de pompage

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

$$H_c = H_g + R \times Q^2 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (en mètres) ;

R : Résistance de la conduite, calculée par la formule :

$$R = 1,10 \times \frac{8\lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (\text{V.6})$$

Où,

λ est le coefficient de perte de charge ;

L la longueur de la conduite (m) ;

g l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

D le diamètre intérieur de la conduite (m).

Tab. V.6 – Données de départ

Q (l/s)	L (m)	HMT (mce)	H _g (m)	D (mm)	λ
70,8	4340	230,09	181,36	204,6	0,01068

✓ Selon la formule (V.6), on obtient : $R = 11\,749,89$

Alors :

$$H_c = 181,36 + 11749,89 \times Q^2 \quad (V.7)$$

Tab. V.7 – Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit

Q (l/s)	0	10	20	30	40	50	60	70	80
ΔH (m)	0	1,18	4,70	10,58	18,80	29,37	42,30	57,57	75,20
H_c (m)	181,36	182,54	186,06	191,93	200,16	210,73	223,66	238,93	256,56
H_p (m)	300	295	290	280	270	260	250	240	220

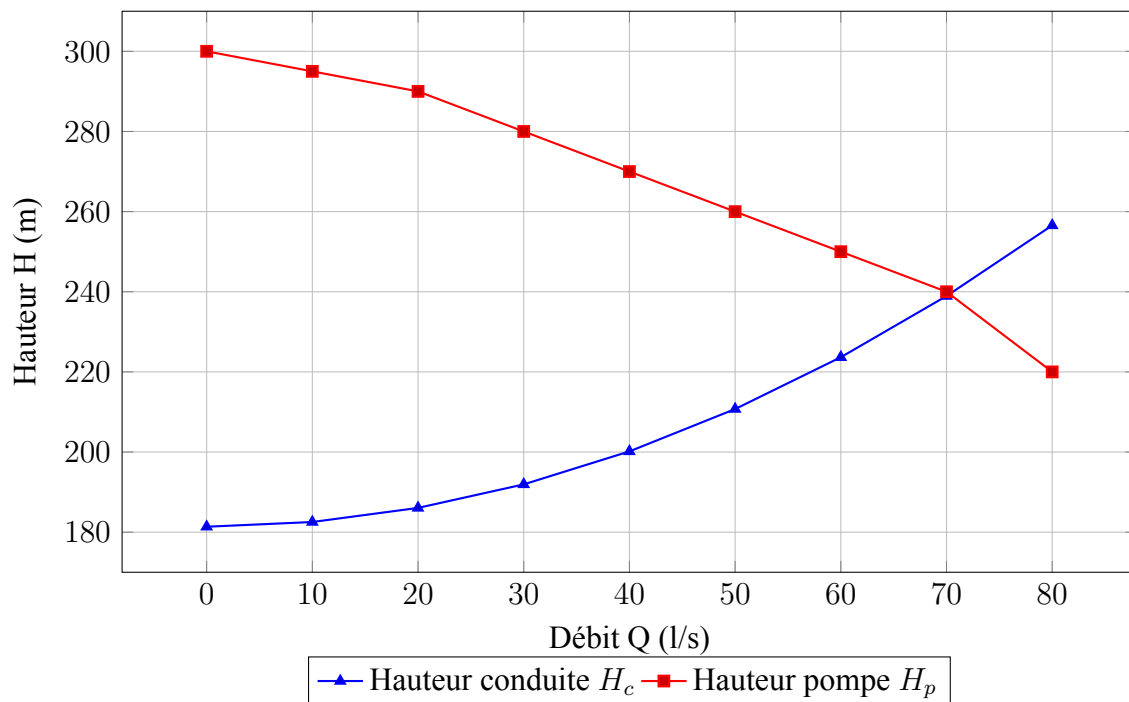


Fig. V.5 – Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.

✓ D'après le graphe, on peut déterminer la hauteur du point de fonctionnement H_p , ainsi que le débit correspondant Q_p :

$$H_p = 240 \text{ mCE} \quad \text{et} \quad Q_p = 70 \text{ L/s}$$

b) Plage de bon fonctionnement

La plage de bon fonctionnement est définie par l'intervalle :

$$[(-10\% + 1)Q_p; (+10\% + 1)Q_p]$$

où :

- Q_p est le débit au point de fonctionnement ;
- Q_{app} est le débit appelé par le réseau (égal à Q_f).

Si $Q_{app} \in [0,9 \cdot Q_p; 1,1 \cdot Q_p]$, alors la pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Dans notre cas, on a :

$$Q_p = 70 \text{ L/s}, \quad Q_{app} = Q_f = 64,36 \text{ L/s}$$

Donc :

$$Q_{app} \in [63 ; 77] \text{ L/s} \Rightarrow \text{Bon fonctionnement confirmé.}$$

V.3.1.8 Les frais annuels d'énergie

Tab. V.8 – Frais annuels totaux des installations

Station	Direction	Puissance du moteur (kW)	Temps de pompage (h)	E (kWh)	FA (DA)
SP1	Réservoir d'aspiration 2000 m ³	250	20	2 007 500	9 300 747,5

V.3.2 Station pompage Sidi Hammed (SP2)

V.3.2.1 Choix des pompes

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu, le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de 70,8 l/s et une hauteur manométrique totale de 227,91 m.

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tab. V.9 – Résultats du choix des pompes en fonction des débits à fournir

n _p	Type de pompe	Q (l/s)	Modèle	Q _p (l/s)	H _p (m)	η (%)	P _{abs} (kW)	N (tr/min)	(NPSH) _r (m)	N° étage
1	Monobloc	70,8	PM125/3C	74,5	231	76,3	226	2950	6,7	3
2		35,4	PM100/4C	33,4	225	77,6	96,8	2950	3,63	4
3		23,6	PM100/4C	28,4	239	76,2	89,7	2950	3,34	4
4		17,7	PM80/6C	20,1	235	74,2	62,6	2950	3.01	6
5		17,7	HMU 50-2/6A	14,8	230	72,2	46,5	1450	2,46	-

✓ Après les critères alors la meilleure variante est de 1 pompe a axe horizontale multicellulaire et une pompe en secours.

V.3.2.2 Caractéristique de la pompe choisie

Caractéristiques de la pompe choisie sont représentés dans le tableau suivant :

Tab. V.10 – Caractéristiques des pompes de la station de pompage

Données techniques	Caractéristiques
Débit Q (l/s)	72,2
Hauteur manométrique H (m)	234
Rendement (%)	76,4
Puissance absorbée (kW)	223
Vitesse de rotation (tr/min)	2950
(NPSH) _r (m)	6,29
Diamètre aspiration DN _a (mm)	DN 150
Diamètre refoulement DN _m (mm)	DN 125
Nombre de pompes	1 + 1 (pompe de secours)

V.3.2.3 Courbe caractéristique

les Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage sont représentés dans la figure suivante :

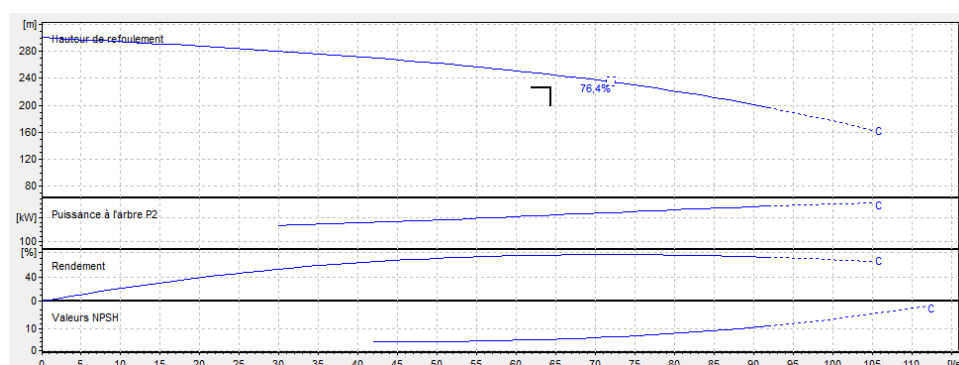


Fig. V.6 – Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.

V.3.2.4 Collecteur d'aspiration

Le nombre des conduites d'aspiration nombre de pompes installées.

✓ Dans notre cas, une seule pompe étant installée, le nombre des conduites d'aspiration est donc égal à 1.

Pour ce dimensionnement, on propose un diamètre d'aspiration D_a en fonction de la tubulure d'aspiration d_a , puis on calcule la vitesse d'aspiration V_a et on vérifie la condition suivante :

$$D_a > d_a \text{ (en mm)}$$

Avec ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (fourni par le fabricant de la pompe) ;

D_a : diamètre intérieur de la conduite d'aspiration.

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} \quad (V.8)$$

Tab. V.11 – Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration

Q (m³/s)	d _a (mm)	D _a (mm)	V _a (m/s)
0,0708	150	250	1,31

✓ alors $D_a = 250 \text{ mm}$.

V.3.2.5 Équipements en amont et en aval de la pompe

a) Équipements en amont de la pompe

$$D_e = (1,2 \div 1,5) \times D_a = 1,2 \times D_a = 1,2 \times 250 = 300 \text{ mm}$$

$$L_{ta} > 2D_a \quad L_{ta} = 500 \text{ mm}$$

$$L_c = (3,5 \div 4) \times (D_a - d_a) = 3,5 \times (250 - 150) = 350 \text{ mm}$$

$$Y = \begin{cases} 30 \text{ cm} & \text{si } D_a < 500 \text{ mm} \\ 1 \text{ m} & \text{si } D_a > 500 \text{ mm} \end{cases}$$

On a $D_a = 250 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \Rightarrow Y = 30 \text{ cm}$

Tel que ;

D_e : diamètre de la tulipe ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration ;

L_{ta} : longueur du tronçon d'aspiration (en mm) ;

L_c : longueur du convergent (en mm).

b) Équipements en aval de la pompe

$$L_{tref} > 2 \times D_r \Rightarrow L_{tref} = 500 \text{ mm}$$

$$d_{vidange} = \frac{D_r}{4} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ mm}$$

$$L_{div} = (3,5 \div 4)(D_r - d_r) = 3,5 \times (250 - 125) = 437,5 \text{ mm}$$

Avec ;

d_r : diamètre de la tubulure de refoulement = 125 mm ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement = 250 mm ;

L_{div} : longueur du divergeant (mm) ;

$d_{vidange}$: diamètre de la conduite de vidange (mm) ;

L_{tref} : longueur du tronçon de refoulement (mm).

Tab. V.12 – Équipements en amont et en aval des pompes

Pompe	D _a (mm)	L _{ta} (m)	L _c (m)	D _r (mm)	L _{tr} (m)	L _{div} (m)
SP2	250	0,5	0,35	250	0,5	0,4375

V.3.2.6 L'étude de fonctionnement

a) La courbe caractéristique de la conduite de la station de pompage

Tab. V.13 – Données de départ

Q (l/s)	L (m)	HMT (mce)	H _g (m)	D (mm)	λ
64,36	2190	227,91	203,32	204,6	0,010679685

✓ Selon la formule (V.6), on obtient : $R = 5929,09$

Alors :

$$H_c = 203,32 + 5929,09 \times Q^2 \quad (V.9)$$

Tab. V.14 – Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit

Q (l/s)	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110
ΔH (m)	0	0,59	2,37	5,34	9,49	14,82	21,34	29,06	37,95	48,02
H _c (m)	203,32	203,92	205,69	208,66	212,81	218,14	224,66	232,37	241,27	251,35
H _p (m)	300	290	285	280	270	260	250	240	220	200

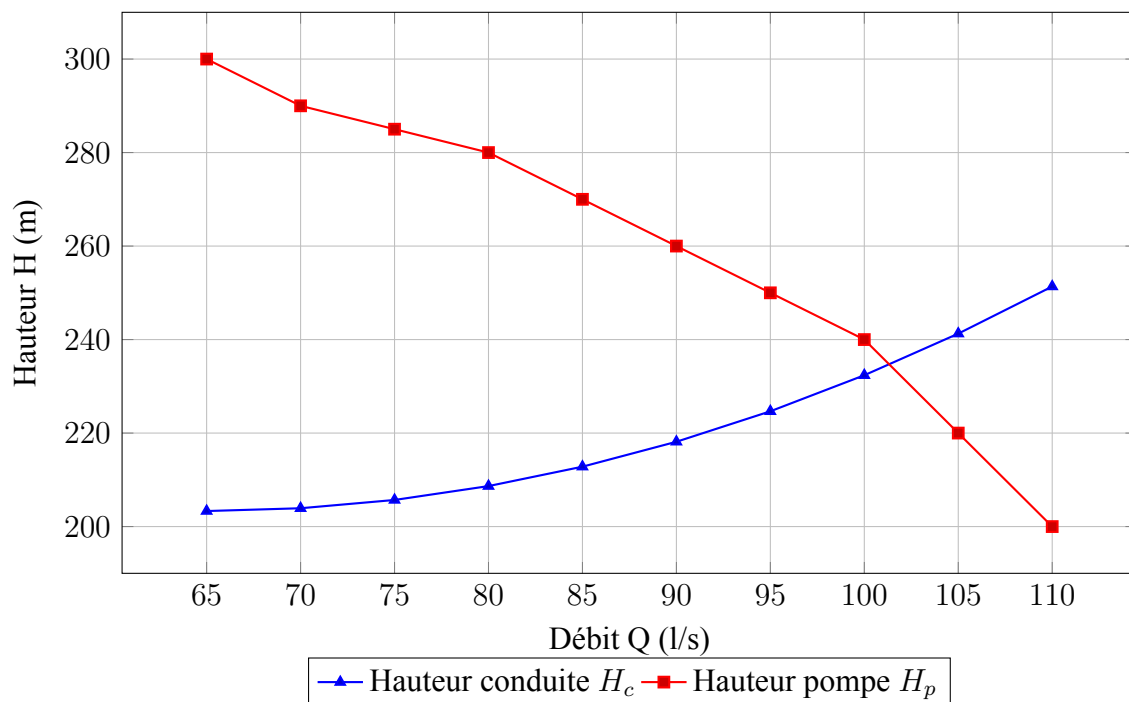


Fig. V.7 – Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.

✓ D'après le graphe, on peut déterminer la hauteur du point de fonctionnement H_p , ainsi que le débit correspondant Q_p :

$$H_p = 230 \text{ mCE} \quad \text{et} \quad Q_p = 71 \text{ L/s}$$

b) Plage de bon fonctionnement

La plage de bon fonctionnement est définie par l'intervalle :

$$[(-10\% + 1)Q_p; (+10\% + 1)Q_p]$$

où :

- Q_p est le débit au point de fonctionnement ;
- Q_{app} est le débit appelé par le réseau (égal à Q_f).

Si $Q_{app} \in [0,9 \cdot Q_p ; 1,1 \cdot Q_p]$, alors la pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Dans notre cas, on a :

$$Q_p = 71 \text{ L/s}, \quad Q_{app} = Q_f = 64,36 \text{ L/s}$$

Donc :

$$Q_{app} \in [63,9 ; 78,1] \text{ L/s} \Rightarrow \text{Bon fonctionnement confirmé.}$$

V.3.2.7 Les frais annuels d'énergie

Tab. V.15 – Frais annuels totaux des installations

Station	Direction	Puissance du moteur (kW)	Temps de pompage (h)	E (kWh)	FA (DA)
SP2	Réservoir distribution 5000 m ³	250	22	2 007 500	9 300 747,5

V.3.3 Station de pompage du Safsaf (SP2)

V.3.3.1 Choix des pompes

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu, le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de 84,2 l/s et une hauteur manométrique totale de 203,65 m.

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tab. V.16 – Résultat de choix des pompes d'après Caprari

n _p	Type de pompe	Q (l/s)	La pompe	Q _p (l/s)	H _p (m)	η (%)	P _{abs} (kW)	N (tr/min)	(NPSH) _r (m)	N° étage
1	Monobloc	84,2	PM 150/7 A	78,5	201	79,7	195	1450	6,66	7
2		42,1	PM 100/3 A	40,3	202	77,4	102	2950	4,48	3
3		28,07	PM 100/4 D	29	205	76,1	78,4	2950	3,37	4
4		21,05	PM 100/5 E	27,9	221	75,4	80,4	2950	3,32	5
5		16,84	PM 100/11 A	16,7	203	75,6	44,1	1450	1,91	11

✓ Après les critères, alors on choisit d'abord pour la premier variante, 3 pompes à axe horizontale multicellulaire et une pompe en secours.

V.3.3.2 Caractéristique de la pompe choisie

Tab. V.17 – Caractéristiques de la pompe de la station de pompage

Caractéristiques techniques	Caractéristiques
Débit Q (l/s)	29
Hauteur manométrique H (m)	205
Rendement (%)	76,1
Puissance absorbée (kW)	78,4
Vitesse de rotation (tr/min)	2950
Hauteur NPSH _r (m)	3,37
Diamètre nominal refoulement DN _m (mm)	DN 100
Diamètre nominal aspiration DN _a (mm)	DN 125
Nombre de pompes installées	3 + 1 (pompe de secours)

V.3.3.3 Courbe caractéristique

les Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage sont représentés dans la figure suivante :

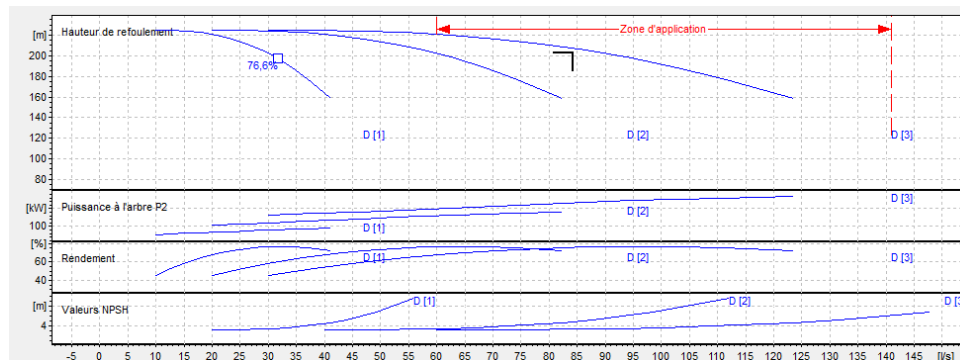


Fig. V.8 – Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.

V.3.3.4 Collecteur d'aspiration

Le nombre des conduites d'aspiration, nombre de pompes installées.

✓ Dans notre cas, 3 pompes étant installées, le nombre des conduites d'aspiration est donc égal à 3.

Pour ce dimensionnement, on propose un diamètre d'aspiration D_a en fonction de la tubulure d'aspiration d_a , puis on calcule la vitesse d'aspiration V_a et on vérifie la condition suivante :

$$D_a > d_a \text{ (en mm)}$$

Avec ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (fourni par le fabricant de la pompe) ;

D_a : diamètre intérieur de la conduite d'aspiration.

Il faut également vérifier que la vitesse d'écoulement de l'aspiration pour la conduite en PEHD respecte l'intervalle admissible suivant :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V_{\text{adm}} \leq 1,5 \text{ m/s}$$

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2} \quad (\text{V.10})$$

Tab. V.18 – Calcul de la vitesse dans la conduite d'aspiration

Q (m³/s)	d _a (mm)	D _a (mm)	V _a (m/s)
0,0842	125	200	0,893

✓ On a : $0,5 \text{ m/s} \leq V_a = 0,893 \text{ m/s} \leq 1,5 \text{ m/s}$, alors la condition est vérifiée, donc $D_a = 200 \text{ mm}$.

V.3.3.5 Équipements en amont et en aval de la pompe

a) Équipements en amont de la pompe

$$D_e = (1,2 \div 1,5) \times D_a = 1,2 \times D_a = 1,2 \times 200 = 240 \text{ mm}$$

$$L_{ta} > 2D_a \quad L_{ta} = 400 \text{ mm}$$

$$L_c = (3,5 \div 4) \times (D_a - d_a) = 3,5 \times (200 - 125) = 262,5 \text{ mm}$$

$$Y = \begin{cases} 30 \text{ cm} & \text{si } D_a < 500 \text{ mm} \\ 1 \text{ m} & \text{si } D_a > 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{On a } D_a = 200 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \Rightarrow Y = 30 \text{ cm}$$

Tel que ;

D_e : diamètre de la tulipe ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration ;

L_{ta} : longueur du tronçon d'aspiration (en mm) ;

L_c : longueur du convergent (en mm).

b) Équipements en aval de la pompe

$$L_{\text{tref}} > 2 \times D_r \Rightarrow L_{\text{tref}} = 500 \text{ mm}$$

$$d_{\text{vidange}} = \frac{D_r}{4} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ mm}$$

$$L_{\text{div}} = (3,5 \div 4)(D_r - d_r) = 3,5 \times (250 - 100) = 525 \text{ mm}$$

Avec ;

d_r : diamètre de la tubulure de refoulement = 100 mm ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement = 250 mm ;

L_{div} : longueur du divergeant (mm) ;

d_{vidange} : diamètre de la conduite de vidange (mm) ;

L_{tref} : longueur du tronçon de refoulement (mm).

Tab. V.19 – Équipements en amont et en aval des pompes

Pompe	D _a (mm)	L _{ta} (m)	L _c (m)	D _r (mm)	L _{tr} (m)	L _{div} (m)
SP2	200	0,4	0,262	250	0,5	0,525

V.3.3.6 L'étude de fonctionnement

a) La courbe caractéristique de la conduite de la station de pompage

Tab. V.20 – Données de départ

Q (l/s)	L (m)	HMT (mce)	H _g (m)	D (mm)	λ
84,2	1190	203,65	180,79	204,6	0,010679685

✓ Selon la formule (V.6), on obtient : $R = 3225,014164$

Alors :

$$H_c = 180,79 + 3225,014164 \times Q^2 \quad (V.11)$$

Tab. V.21 – Variation de la courbe caractéristique en fonction du débit de 3 pompes en parallèle

H (m)	225	220	200	180	170	160
Q ₁ (l/s)	10	20	31,4	35,9	37,2	41
Q ₂ (l/s)	20	40	61,3	72,7	67,3	81,5
Q ₃ (l/s)	30	60	91,6	110	102	123
Q _t (l/s)	60	120	184,3	218,6	206,5	245,5
H _p (m)	225	220	200	180	170	160
H _c (m)	215,26	250,09	313,19	357,76	341,17	398,02
ΔH (m)	11,61	46,44	109,54	154,11	137,52	194,37

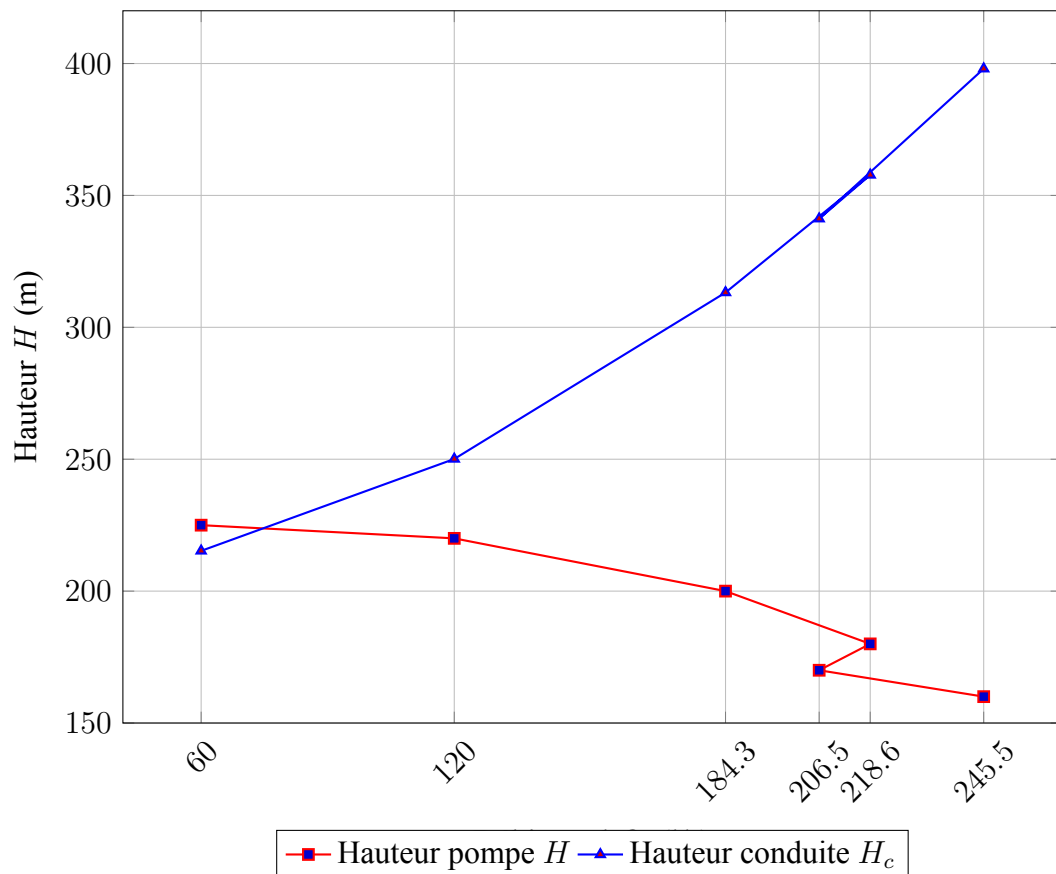


Fig. V.9 – Courbes de comparaison entre la hauteur fournie par la pompe (H) et la hauteur requise par la conduite (H_c)

✓ D'après le graphe, on peut déterminer la hauteur du point de fonctionnement H_p , ainsi que le débit correspondant Q_p :

$$H_p = 223 \text{ mCE} \quad \text{et} \quad Q_p = 80 \text{ L/s}$$

b) Plage de bon fonctionnement

La plage de bon fonctionnement est définie par l'intervalle :

$$[(-10\% + 1)Q_p; (+10\% + 1)Q_p]$$

où :

- Q_p est le débit au point de fonctionnement ;
- Q_{app} est le débit appelé par le réseau (égal à Q_f).

Si $Q_{app} \in [0,9 \cdot Q_p; 1,1 \cdot Q_p]$, alors la pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Dans notre cas, on a :

$$Q_p = 80 \text{ L/s}, \quad Q_{app} = Q_f = 84,2 \text{ L/s}$$

Donc :

$$Q_{app} \in [72; 88] \text{ L/s} \Rightarrow \text{Bon fonctionnement confirmé.}$$

V.3.3.7 Les frais annuels d'énergie

Tab. V.22 – Frais annuels totaux des installations

Station	Direction	P (kW)	T (h)	Nb pompes	E (kWh)	FA (DA)
SP2	Réservoir distribu- tion 5000 m ³	90	22	3	2 168 100	10 044 807,30

V.4 conclusion

L'analyse des stations de pompage dans ce chapitre a permis d'explorer à manière approfondie les aspects techniques et énergétiques associés au transport de l'eau des divers points de prélèvement aux réservoirs de distribution. Chaque station de pompage a été dimensionnée de manière précise et adaptée à sa fonction dans le réseau global, en prenant en considération les hauteurs manométriques, les débits à maintenir, les pertes de charge et les caractéristiques des pompes disponibles. Cette étude a également pris en compte l'analyse des performances, des débits d'aspiration, de l'hydraulique opérationnelle et des coûts d'exploitation, dans le but d'optimiser l'efficacité et la durabilité technique des équipements. Les options choisies reflètent un compromis judicieux entre l'efficacité hydraulique, la fiabilité de l'approvisionnement et la rentabilité économique. Ces résultats servent de base solide pour la mise en place de solutions opérationnelles dans le cadre d'un projet d'adduction structuré, durable et efficace.

Chapitre VI :Dimensionnement hydraulique du réseau distribution.

Chapitre VI :Dimensionnement hydraulique du réseau distribution.

VI.1 Introduction

Dans le cadre du développement urbain du centre Haouch Errih, la mise en place d'un réseau de distribution eau potable performant constitue un enjeu majeur pour répondre aux besoins croissants en eau des habitants et garantir une desserte fiable et continue. Ce chapitre s'attache à étudier en détail le dimensionnement hydraulique du réseau de distribution, une étape déterminante qui conditionne la qualité de service, la durabilité des installations et l'efficacité de la gestion de l'eau. A travers ce chapitre, nous aborderons les principes fondamentaux du calcul hydraulique appliqué aux réseaux en charge, le choix des diamètres de conduites, l'analyse des pertes de charge, ainsi que les critères techniques permettant d'assurer un fonctionnement optimal de l'ensemble du système.

VI.2 Notions générales sur les réseaux de distribution d'eau potable

Dans un système d'alimentation en eau, le réseau de distribution joue un rôle clé puisqu'il assure le transport de l'eau potable depuis les réservoirs principaux jusqu'aux habitations, services publics et infrastructures urbaines. Ce réseau doit être conçu de manière à garantir une pression suffisante à tous les points de consommation, à toute heure, et à limiter les pertes tout en maintenant une qualité d'eau optimale.

VI.2.1 Classification des réseaux de distribution

En ingénierie hydraulique, on distingue plusieurs types de réseaux de distribution selon leur configuration et leur mode de fonctionnement. Chacun présente des avantages et des limites, à adapter selon la topographie, la densité de la population et le niveau de service recherché [SUEZ Environnement, 2012].

VI.2.1.1 Réseau ramifié

C'est la configuration la plus simple : l'eau circule dans des conduites qui se divisent comme les branches d'un arbre. Ce type de réseau est économique à installer, mais il reste vulnérable. Une seule rupture peut priver tout un secteur d'eau.

VI.2.1.2 Réseau maillé

Ce réseau fonctionne en boucle : les canalisations sont interconnectées, ce qui permet à l'eau de continuer à circuler même en cas d'incident sur une conduite. Cela renforce la sécurité d'alimentation et stabilise la pression, bien que les coûts d'installation soient plus élevés [STRPE, 2020].

VI.2.1.3 Réseau combiné (mixte)

Il s'agit d'un mélange des deux précédents. En générale, les zones centrales bénéficient d'un réseau maillé pour plus de fiabilité, tandis que les zones périphériques ou peu peuplées sont desservies par un système ramifié. Ce compromis permet une bonne gestion technique et économique.

VI.2.1.4 Réseau étagé

Ce type est utilisé lorsque le terrain est irrégulier ou présente des différences d'altitude importantes. Il divise le réseau en plusieurs zones de pression distinctes (étages hydrauliques), assurant une pression stable dans chaque secteur, quelles que soient les variations de niveau [Darras, 2010].

VI.2.2 Choix du type de réseau

Compte tenu de la répartition homogène des équipements au sein du pôle urbain de Haouch Errih, le choix s'est orienté vers un réseau de distribution mixte et étagé. Ce réseau se divise en deux zones distinctes :

- Une zone haute, comprenant environ 4 000 logements, structurée autour de trois mailles principales avec leurs ramifications respectives.
- Une zone basse, desservie par quatre mailles principales accompagnées également de leurs ramifications.

Dans le cadre de l'étude de conception, trois variantes de schémas de distribution ont été envisagées :

a) Variante 1 Une seule conduite principale sortant du réservoir de distribution, alimentant l'ensemble du site en un seul étage. Le réseau proposé est de type mixte, constitué de cinq mailles principales complétées par des ramifications assurant la desserte jusqu'aux bâtiments.

b) Variante 2 Deux conduites de sortie à partir du réservoir, avec une alimentation étagée en deux niveaux. Le réseau reste de type mixte, combinant mailles principales et ramifications.

c) Variante 3 Deux conduites de sortie depuis le réservoir, également avec une alimentation étagée sur deux niveaux, mais cette fois-ci, le réseau est entièrement ramifié, sans structure en mailles.

VI.2.3 Principe du tracé d'un réseau maillé

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés), pour notre projet, on n'a pas de consommateurs importants.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) [SUEZ Environnement, 2012].

VI.3 Calcul hydraulique du réseau

Le dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable repose sur une série de calculs visant à assurer une alimentation stable, adaptée aux besoins de la population, tout en maintenant une pression et débit suffisants dans toutes les zones. Les paramètres essentiels à déterminer sont le débit en route, le débit spécifique, et le débit aux nœuds. Ces éléments permettent de modéliser le comportement hydraulique du réseau et d'ajuster les diamètres des conduites [Lino, 2006].

VI.3.1 Débit en route

Il est défini comme étant reparti uniformément au début d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante [Darras, 2010] :

$$Q_{ri} = Q_{pt} - \sum Q_{conc} \quad (VI.1)$$

où :

Q_{ri} : débit en régime permanent du tronçon (L/s),

Q_{pt} : débit de pointe (L/s),

Q_{conc} : débit concentré (L/s).

Dans notre cas, la somme des débits concentrés est nulle, soit : $\sum Q_{conc} = 0$ L/s .

VI.3.2 Débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons. Il est défini par la relation suivante [Lino, 2006] :

$$q_{sp} = \frac{Q_{ri}}{\sum L_i} \quad (VI.2)$$

Avec ;

q_{sp} : débit spécifique (L/s/m),

Q_{ri} : débit en régime permanent du tronçon (L/s),

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

VI.3.3 Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante [Darras, 2010] :

$$Q_{ri} = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc} \quad (VI.3)$$

Avec,

Q_{ni} : débit au nœud i (L/s),

Q_{ri} : débit en route du tronçon (L/s),

Q_{conc} : débit concentré (L/s).

Pour notre cas : $\sum Q_{conc} = 0$ L/s .

VI.3.4 Calcul des débits

Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans deux cas :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie .

Pour cela, nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

VI.3.4.1 Condition sur la vitesse

- La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution varie entre 0,3 et 2,5 m/s.
- Les vitesses inférieures à 0,3 m/s favorisent les dépôts solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile d'évacuer.
- Les vitesses supérieures à 2 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'usager n'en souffre [Darras, 2010].

VI.3.4.2 Condition sur la Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 10 m.c.e doit être prévue sur l'ensemble du réseau, en vue de garantir une pression minimale. Dans notre cas spécifique, étant donné la hauteur des bâtiments (R+9 étages), et en supposant une hauteur moyenne d'étage de 3,5 mètres, la pression minimale nécessaire en pied d'immeuble est estimée à 36 m.c.e.
- Il faut éviter des pressions supérieures à 60 m.c.e qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés, si néanmoins, de telles pressions devraient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer : soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression [SUEZ Environnement, 2012].

VI.3.4.3 Conditions spéciales d'incendie

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s. Les appareils hydrauliques utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie de (0,08 à 0,1 m), soit des poteaux d'incendie. Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et être répartis suivant l'importance des risques à défendre. Si le risque est faible, l'écartement pourra être porté à 400 m. Cette condition est souvent difficile à satisfaire dans les petites agglomérations et oblige parfois à prévoir des diamètres surabondants pour les besoins normaux, en conséquence, la vitesse de l'eau, en distribution normale, risque d'être faible dans certains tronçons [STRPE, 2020].

VI.3.5 Variante 1

Une seule conduite principale sortant du réservoir de distribution, alimentant l'ensemble du site en un seul étage. Le réseau proposé est de type mixte, constitué de cinq mailles principales complétées par des ramifications assurant la desserte jusqu'aux bâtiments.

VI.3.5.1 Tracé du réseau

la figure suivante représente le tracé du réseau de distribution variante 1 :



Fig. VI.1 – Vue en plan du tracé du réseau de distribution variante 1.

VI.3.5.2 Calcul des débits

a) Cas de pointe

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation horaire entre 8 heure du matin et jusqu'à midi. Avec :

Tab. VI.1 – Longueurs des tronçons entre nœuds du réseau

Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)
R_1	358,33	25_27	46,73	61_62	182,20
1_2	395,90	27_28	146,10	61_67	47,78
R_49	518,52	27_29	119,75	61_63	113,90
49_50	264,14	29_30	102,90	63_64	30,79
2_3	91,65	29_31	119,75	64_65	74,14
2_4	159,20	31_35	164,90	64_66	67,18
3_22	85,75	32_34	173,00	67_68	191,70
3_24	174,10	36_37	198,00	67_69	33,63
4_5	132,60	36_40	100,70	69_71	201,55
5_6	40,00	37_39	212,32	69_72	236,86
5_10	33,20	40_41	159,83	72_74	244,50
6_7	114,90	40_42	45,00	72_75	46,63
6_8	42,72	42_43	88,69	75_76	69,20
8_9	114,00	43_44	133,40	75_77	46,62
10_11	78,64	43_45	53,19	77_78	71,67
10_12	103,90	45_46	126,60	77_79	46,62
12_13	133,00	45_47	43,66	79_80	65,59
12_15	77,40	47_48	126,80	79_81	49,77
13_14	139,10	50_51	49,26	81_82	71,15
15_16	165,70	50_63	96,34	81_83	48,46
16_17	51,93	51_52	173,09	83_84	73,63
16_20	40,69	51_53	89,23	83_85	51,19
17_18	137,20	53_54	93,55	85_86	70,09
17_19	174,60	54_55	37,62	85_87	42,38
20_21	271,80	54_58	104,20	87_88	285,90
20_36	47,00	55_56	75,13	88_58	415,60
21_22	37,79	55_57	81,32	59_60	171,28
21_32	117,30	58_59	83,24	59_61	52,69
22_23	112,70	58_59	415,6		
24_25	50,74	59_60	171,28		
25_26	147,10	59_61	52,69		
Total $\sum L_i$					9 021,71

Le tableau suivant présente le récapitulatif des débits spécifiques calculés pour le cas de pointe, en fonction des tronçons étudiés :

Tab. VI.2 – Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe

Désignation	Q_{pt} (m ³ /h)	Q_{pt} (L/s)	$\sum L_i$ (m)	q_{sp} (L/s/m)
Site	735,372	204,27	9021,71	0,02264

✓ Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du

chaque nœud du réseau. Le tableau suivant présente les valeurs des débits de calculs du réseau du site :

Tab. VI.3 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	91,65	2,07514379	2,839879
	2_4	159,2	3,6046142	
3	2_3	91,65	2,07514379	3,97934011
	3_22	85,75	1,9415557	
	3_24	174,1	3,94198073	
4	2_4	159,2	3,6046142	3,30347495
	4_5	132,6	3,0023357	
5	4_5	132,6	3,0023357	2,32986684
	5_6	40	0,90568196	
	5_10	33,2	0,75171603	
6	5_6	40	0,90568196	2,23726086
	6_7	114,9	2,60157143	
	6_8	42,72	0,96726833	
7	6_7	114,9	2,60157143	1,30078572
8	6_8	42,72	0,96726833	1,77423096
	8_9	114	2,58119359	
9	8_9	114	2,58119359	1,29059679
10	5_10	33,2	0,75171603	2,44239783
	10_11	78,64	1,78057073	
	10_12	103,9	2,35250889	
11	10_11	78,64	1,78057073	0,89028537
12	10_12	103,9	2,35250889	3,558198
	12_13	133	3,01139252	
	12_15	77,4	1,75249459	
13	12_13	133	3,01139252	3,08045077
	13_14	139,1	3,14950902	
14	13_14	139,1	3,14950902	1,57475451
15	15_16	165,7	3,75178752	2,75214106
	12_15	77,4	1,75249459	
16	15_16	165,7	3,75178752	2,92444705
	16_17	51,93	1,17580161	
	16_20	40,69	0,92130497	
17	16_17	51,93	1,17580161	4,11779624
	17_18	137,2	3,10648912	
	17_19	174,6	3,95330176	
18	17_18	137,2	3,10648912	1,55324456
19	17_19	174,6	3,95330176	1,97665088
20	20_21	271,8	6,15410892	4,0697951
	20_36	47	1,0641763	
	16_20	40,69	0,92130497	
21	20_21	271,8	6,15410892	4,83283215
	21_22	37,79	0,85564303	
	21_32	117,3	2,65591235	
22	3_22	85,75	1,9415557	2,67447883
	21_22	37,79	0,85564303	
	22_23	112,7	2,55175892	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

23	22_23	112,7	2,55175892	1,27587946
24	24_25	50,74	1,14885757	2,54541915
	3_24	174,1	3,94198073	
25	24_25	50,74	1,14885757	2,76878296
	25_26	147,1	3,33064541	
	25_27	46,73	1,05806295	
26	25_26	147,1	3,33064541	1,6653227
27	25_27	46,73	1,05806295	3,53872584
	27_28	146,1	3,30800336	
	27_29	119,75	2,71138537	
28	27_28	146,1	3,30800336	1,65400168
29	27_29	119,75	2,71138537	3,87631879
	29_30	102,9	2,32986684	
	29_31	119,75	2,71138537	
30	29_30	102,9	2,32986684	1,16493342
31	29_31	119,75	2,71138537	3,22252963
	31_35	164,9	3,73367388	
32	21_32	117,3	2,65591235	3,28649341
	32_34	173	3,91707448	
34	32_34	173	3,91707448	1,95853724
35	31_35	164,9	3,73367388	1,86683694
36	20_36	47	1,0641763	3,91367817
	36_37	198	4,4831257	
	36_40	100,7	2,28005434	
37	36_37	198	4,4831257	4,64524278
	37_39	212,32	4,80735985	
39	37_39	212,32	4,80735985	2,40367992
40	40_41	159,83	3,61887869	3,45891262
	40_42	45	1,01889221	
41	40_41	159,83	3,61887869	1,80943935
42	40_42	45	1,01889221	1,51350777
	42_43	88,69	2,00812333	
43	42_43	88,69	2,00812333	3,11645163
	43_44	133,4	3,02044934	
	43_45	53,19	1,20433059	
44	43_44	133,4	3,02044934	1,51022467
45	43_45	53,19	1,20433059	2,52968293
	45_46	126,6	2,86648341	
	45_47	43,66	0,98855186	
46	45_46	126,6	2,86648341	1,4332417
47	45_47	43,66	0,98855186	1,92978184
	47_48	126,8	2,87101181	
48	47_48	126,8	2,87101181	1,43550591
50	50_51	49,26	1,11534733	1,64834117
	50_63	96,34	2,181335	
51	50_51	49,26	1,11534733	3,52740482
	51_52	173,09	3,91911226	
	51_53	89,23	2,02035003	
52	51_52	173,09	3,91911226	1,95955613
53	51_53	89,23	2,02035003	2,06925686
	53_54	93,55	2,11816369	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

54	53_54	93,55	2,11816369	2,66462954
	54_55	37,62	0,85179388	
	54_58	104,2	2,35930151	
55	54_55	37,62	0,85179388	2,19707123
	55_56	75,13	1,70109714	
	55_57	81,32	1,84125143	
56	55_56	75,13	1,70109714	0,85054857
57	55_57	81,32	1,84125143	0,92062571
58	54_58	104,2	2,35930151	6,82703062
	58_59	83,24	1,88472416	
	58_88	415,6	9,41003557	
59	58_59	83,24	1,88472416	3,47793194
	59_60	171,28	3,87813015	
	59_61	52,69	1,19300956	
60	59_60	171,28	3,87813015	1,93906508
61	59_61	52,69	1,19300956	4,48957869
	61_62	182,2	4,12538133	
	61_67	47,78	1,0818371	
62	61_62	182,2	4,12538133	2,06269067
63	50_63	96,34	2,181335	2,72870654
	61_63	113,9	2,57892938	
64	63_64	30,79	0,69714869	1,94846153
	64_65	74,14	1,67868151	
	64_66	67,18	1,52109285	
65	64_65	74,14	1,67868151	0,83934076
66	64_66	67,18	1,52109285	0,76054643
67	61_67	47,78	1,0818371	3,091885
	67_68	191,7	4,3404808	
	67_69	33,63	0,76145211	
68	67_68	191,7	4,3404808	2,1702404
69	67_69	33,63	0,76145211	5,34397641
	69_71	201,55	4,56350498	
	69_72	236,86	5,36299573	
71	69_71	201,55	4,56350498	2,28175249
72	69_72	236,86	5,36299573	5,97738773
	72_74	244,5	5,53598098	
	72_75	46,63	1,05579875	
74	72_74	244,5	5,53598098	2,76799049
75	72_75	46,63	1,05579875	1,83910043
	75_76	69,2	1,56682979	
	75_77	46,62	1,05557232	
76	75_76	69,2	1,56682979	0,7834149
77	75_77	46,62	1,05557232	1,86695015
	77_78	71,67	1,62275565	
	77_79	46,62	1,05557232	
78	77_78	71,67	1,62275565	0,81137783
79	77_79	46,62	1,05557232	1,83377955
	79_80	65,59	1,48509199	
	79_81	49,77	1,12689478	
80	79_80	65,59	1,48509199	0,742546
81	79_81	49,77	1,12689478	1,91755513

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	81_82	71,15	1,61098179	
	81_83	48,46	1,0972337	
82	81_82	71,15	1,61098179	0,80549089
83	81_83	48,46	1,0972337	1,96170713
	83_84	73,63	1,66713407	
	83_85	51,19	1,15904649	
84	83_84	73,63	1,66713407	0,83356703
85	83_85	51,19	1,15904649	1,85279887
	85_86	70,09	1,58698122	
	85_87	42,38	0,95957004	
86	85_86	70,09	1,58698122	0,79349061
87	85_87	42,38	0,95957004	3,71646592
	87_88	285,9	6,47336181	
88	58_88	415,6	9,41003557	7,94169869
	87_88	285,9	6,47336181	

b) Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précède, mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donne par le réservoir (17 l/s), se trouve au point le plus défavorable, qui est :

Tab. VI.4 – Points les plus défavorables pour la défense incendie

Désignation	N° de nœud	Altitude (m)
Site	58	258

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab. VI.5 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	91,65	2,07514379	3,04719607
	2_4	159,2	3,6046142	
3	2_3	91,65	2,07514379	4,18665719
	3_22	85,75	1,9415557	
	3_24	174,1	3,94198073	
4	2_4	159,2	3,6046142	3,51079202
	4_5	132,6	3,0023357	
5	4_5	132,6	3,0023357	2,53718392
	5_6	40	0,90568196	
	5_10	33,2	0,75171603	
6	5_6	40	0,90568196	2,44457794
	6_7	114,9	2,60157143	
	6_8	42,72	0,96726833	
7	6_7	114,9	2,60157143	1,50810279
8	6_8	42,72	0,96726833	1,98154803
	8_9	114	2,58119359	
9	8_9	114	2,58119359	1,49791387
10	5_10	33,2	0,75171603	2,6497149
	10_11	78,64	1,78057073	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	10_12	103,9	2,35250889	
11	10_11	78,64	1,78057073	1,09760244
12	10_12	103,9	2,35250889	3,76551508
	12_13	133	3,01139252	
	12_15	77,4	1,75249459	
13	12_13	133	3,01139252	3,28776784
	13_14	139,1	3,14950902	
14	13_14	139,1	3,14950902	1,78207158
15	15_16	165,7	3,75178752	2,95945813
	12_15	77,4	1,75249459	
16	15_16	165,7	3,75178752	3,13176412
	16_17	51,93	1,17580161	
	16_20	40,69	0,92130497	
17	16_17	51,93	1,17580161	4,32511332
	17_18	137,2	3,10648912	
	17_19	174,6	3,95330176	
18	17_18	137,2	3,10648912	1,76056164
19	17_19	174,6	3,95330176	2,18396795
20	20_21	271,8	6,15410892	4,27711217
	20_36	47	1,0641763	
	16_20	40,69	0,92130497	
21	20_21	271,8	6,15410892	5,04014922
	21_22	37,79	0,85564303	
	21_32	117,3	2,65591235	
22	3_22	85,75	1,9415557	2,8817959
	21_22	37,79	0,85564303	
	22_23	112,7	2,55175892	
23	22_23	112,7	2,55175892	1,48319654
24	24_25	50,74	1,14885757	2,75273622
	3_24	174,1	3,94198073	
25	24_25	50,74	1,14885757	2,97610004
	25_26	147,1	3,33064541	
	25_27	46,73	1,05806295	
26	25_26	147,1	3,33064541	1,87263978
27	25_27	46,73	1,05806295	3,74604291
	27_28	146,1	3,30800336	
	27_29	119,75	2,71138537	
28	27_28	146,1	3,30800336	1,86131875
29	27_29	119,75	2,71138537	4,08363586
	29_30	102,9	2,32986684	
	29_31	119,75	2,71138537	
30	29_30	102,9	2,32986684	1,37225049
31	29_31	119,75	2,71138537	3,4298467
	31_35	164,9	3,73367388	
32	21_32	117,3	2,65591235	3,49381049
	32_34	173	3,91707448	
34	32_34	173	3,91707448	2,16585431
35	31_35	164,9	3,73367388	2,07415401
36	20_36	47	1,0641763	4,12099525
	36_37	198	4,4831257	
	36_40	100,7	2,28005434	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

37	36_37 37_39	198 212,32	4,4831257 4,80735985	4,85255985
39	37_39	212,32	4,80735985	2,610997
40	40_41 40_42	159,83 45	3,61887869 1,01889221	3,66622969
41	40_41	159,83	3,61887869	2,01675642
42	40_42	45	1,01889221	1,72082484
43	42_43 43_44 43_45	88,69 133,4 53,19	2,00812333 3,02044934 1,20433059	3,3237687
44	43_44	133,4	3,02044934	1,71754174
45	43_45 45_46 45_47	53,19 126,6 43,66	1,20433059 2,86648341 0,98855186	2,737
46	45_46	126,6	2,86648341	1,64055878
47	45_47 47_48	43,66 126,8	0,98855186 2,87101181	2,13709891
48	47_48	126,8	2,87101181	1,64282298
50	50_51 50_63	49,26 96,34	1,11534733 2,181335	1,85565824
51	50_51 51_52 51_53	49,26 173,09 89,23	1,11534733 3,91911226 2,02035003	3,73472189
52	51_52	173,09	3,91911226	2,1668732
53	51_53 53_54	89,23 93,55	2,02035003 2,11816369	2,27657393
54	53_54 54_55 54_58	93,55 37,62 104,2	2,11816369 0,85179388 2,35930151	2,87194661
55	54_55 55_56 55_57	37,62 75,13 81,32	0,85179388 1,70109714 1,84125143	2,4043883
56	55_56	75,13	1,70109714	1,05786564
57	55_57	81,32	1,84125143	1,12794279
58	54_58 58_59 58_88	104,2 83,24 415,6	2,35930151 1,88472416 9,41003557	7,03434769
59	58_59 59_60 59_61	83,24 171,28 52,69	1,88472416 3,87813015 1,19300956	3,68524901
60	59_60	171,28	3,87813015	2,14638215
61	59_61 61_62 61_67 61_63	52,69 182,2 47,78 113,9	1,19300956 4,12538133 1,0818371 2,57892938	4,69689576
62	61_62	182,2	4,12538133	2,27000774
63	50_63 61_63	96,34 113,9	2,181335 2,57892938	2,93602361
64	63_64 64_65 64_66	30,79 74,14 67,18	0,69714869 1,67868151 1,52109285	2,1557786

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

65	64_65	74,14	1,67868151	1,04665783
66	64_66	67,18	1,52109285	0,9678635
67	61_67	47,78	1,0818371	3,29920208
	67_68	191,7	4,3404808	
	67_69	33,63	0,76145211	
68	67_68	191,7	4,3404808	2,37755747
69	67_69	33,63	0,76145211	5,55129348
	69_71	201,55	4,56350498	
	69_72	236,86	5,36299573	
71	69_71	201,55	4,56350498	2,48906956
72	69_72	236,86	5,36299573	6,1847048
	72_74	244,5	5,53598098	
	72_75	46,63	1,05579875	
74	72_74	244,5	5,53598098	2,97530756
75	72_75	46,63	1,05579875	2,0464175
	75_76	69,2	1,56682979	
	75_77	46,62	1,05557232	
76	75_76	69,2	1,56682979	0,99073197
77	75_77	46,62	1,05557232	2,07426722
	77_78	71,67	1,62275565	
	77_79	46,62	1,05557232	
78	77_78	71,67	1,62275565	1,0186949
79	77_79	46,62	1,05557232	2,04109662
	79_80	65,59	1,48509199	
	79_81	49,77	1,12689478	
80	79_80	65,59	1,48509199	0,94986307
81	79_81	49,77	1,12689478	2,1248722
	81_82	71,15	1,61098179	
	81_83	48,46	1,0972337	
82	81_82	71,15	1,61098179	1,01280797
83	81_83	48,46	1,0972337	2,1690242
	83_84	73,63	1,66713407	
	83_85	51,19	1,15904649	
84	83_84	73,63	1,66713407	1,04088411
85	83_85	51,19	1,15904649	2,06011594
	85_86	70,09	1,58698122	
	85_87	42,38	0,95957004	
86	85_86	70,09	1,58698122	1,00080768
87	85_87	42,38	0,95957004	3,923783
	87_88	285,9	6,47336181	
88	58_88	415,6	9,41003557	8,14901576
	87_88	285,9	6,47336181	

VI.3.5.3 Calcul du réseau

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET.

a) Cas de pointe

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 1). On constate que 83 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 17 % présentent des valeurs plus faibles, entre 10 et 35 mCE.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de

pression pour cette variante :

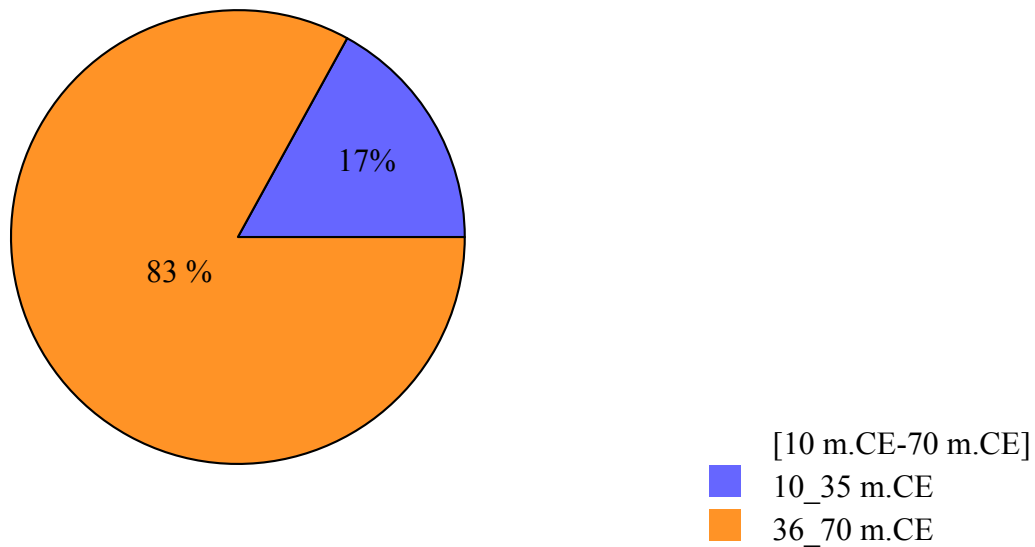


Fig. VI.2 – Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 1

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 1), indique que les vitesses dans le reseau varient entre 0,3 m/s et 2 m/s, avec la majorité comprises entres 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

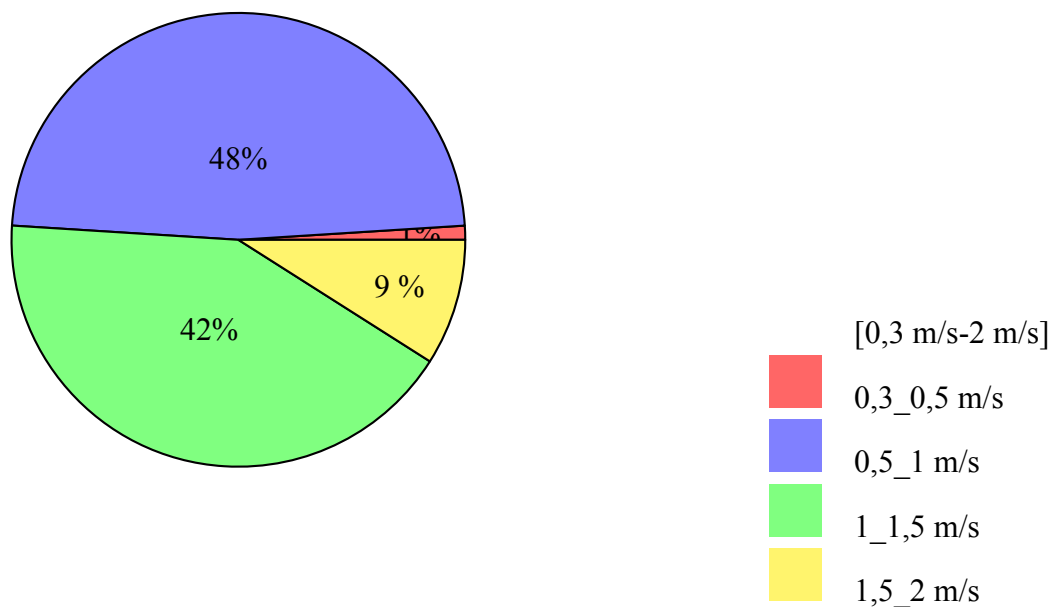


Fig. VI.3 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe (Variante 1).

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe :

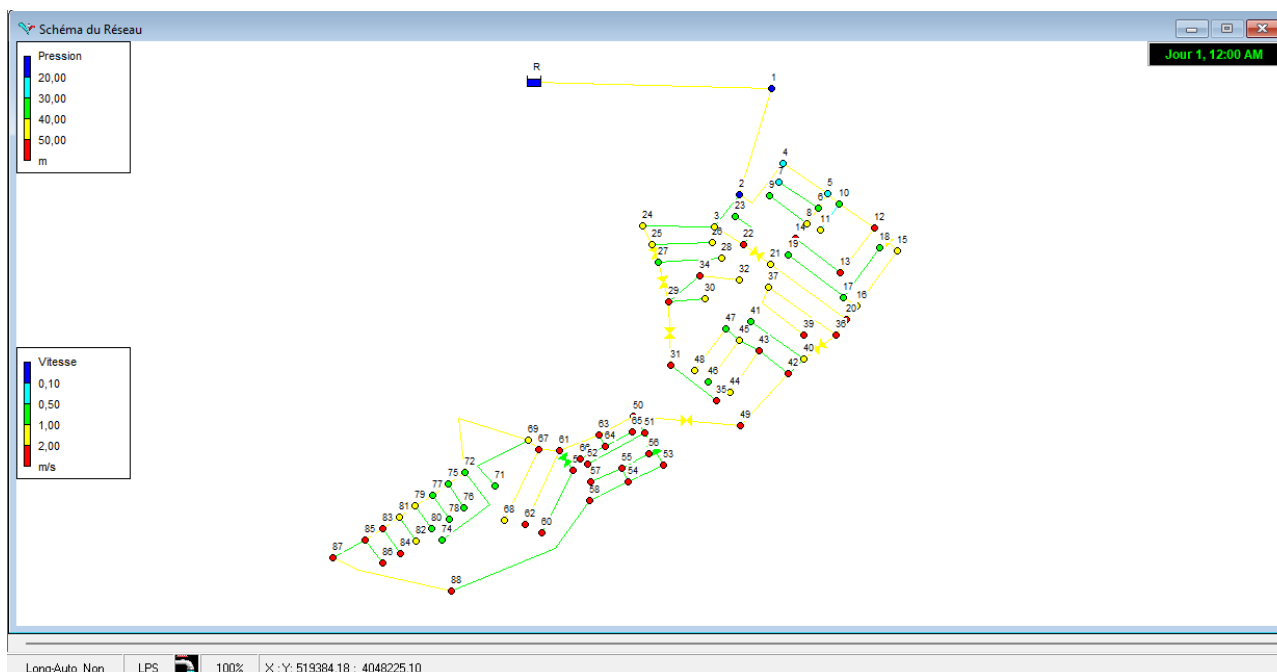


Fig. VI.4 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 1).

b) Cas de pointe + incendie

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 1). On constate que 80 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 20 % présentent des valeurs plus faibles, entre 10 et 35 mCE.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de pression pour cette variante :

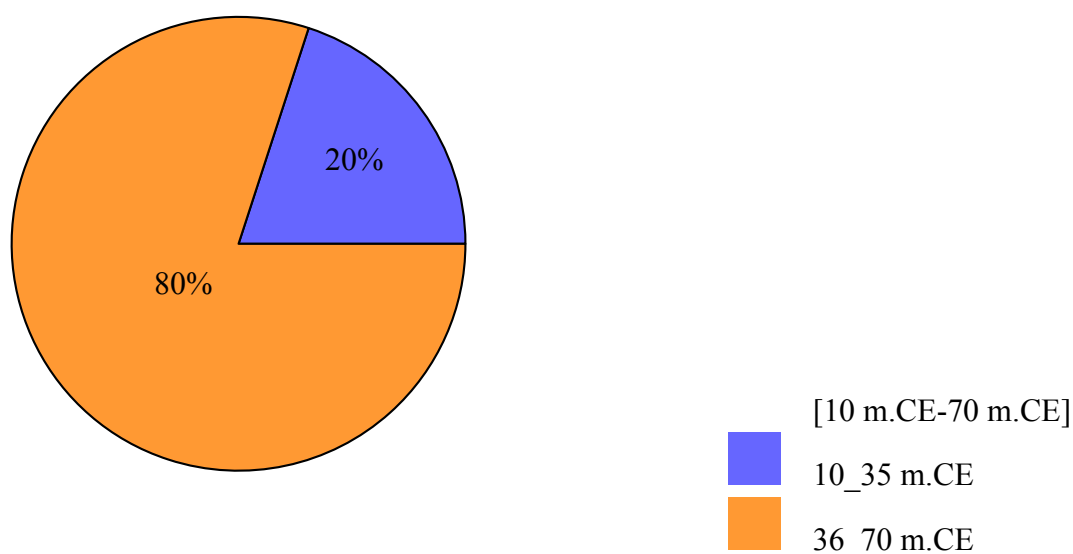


Fig. VI.5 – Répartition des pressions dans le réseau de distribution (Cas de pointe + incendie – Variante 1)

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 1), indique que les vitesses dans le reseau varient entre 0,5 m/s

et 2 m/s, avec la majorité comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

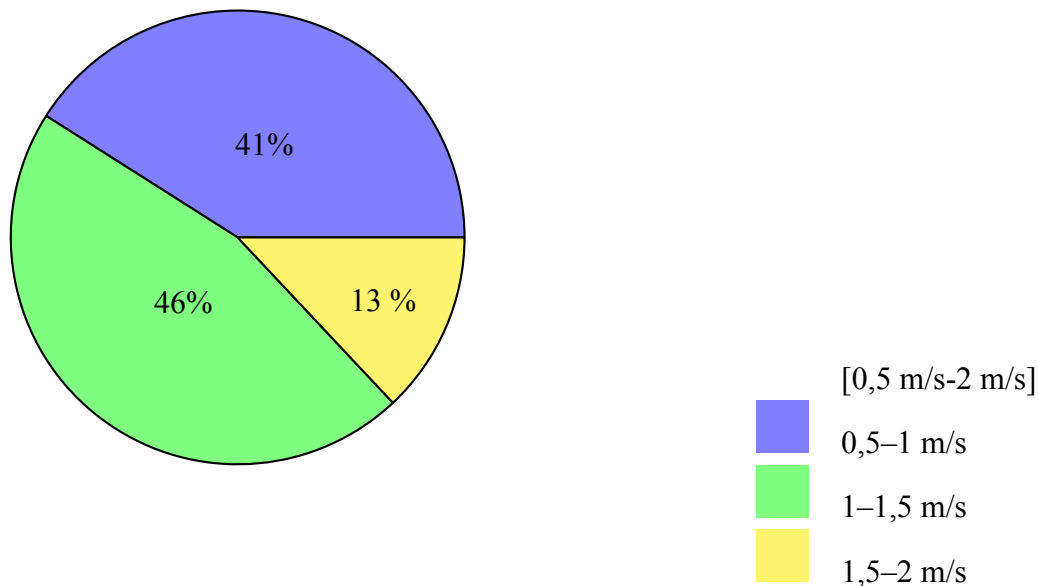


Fig. VI.6 – Répartition des vitesses dans le réseau de distribution en cas de pointe + incendie (Variante 1).

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe + incendie :

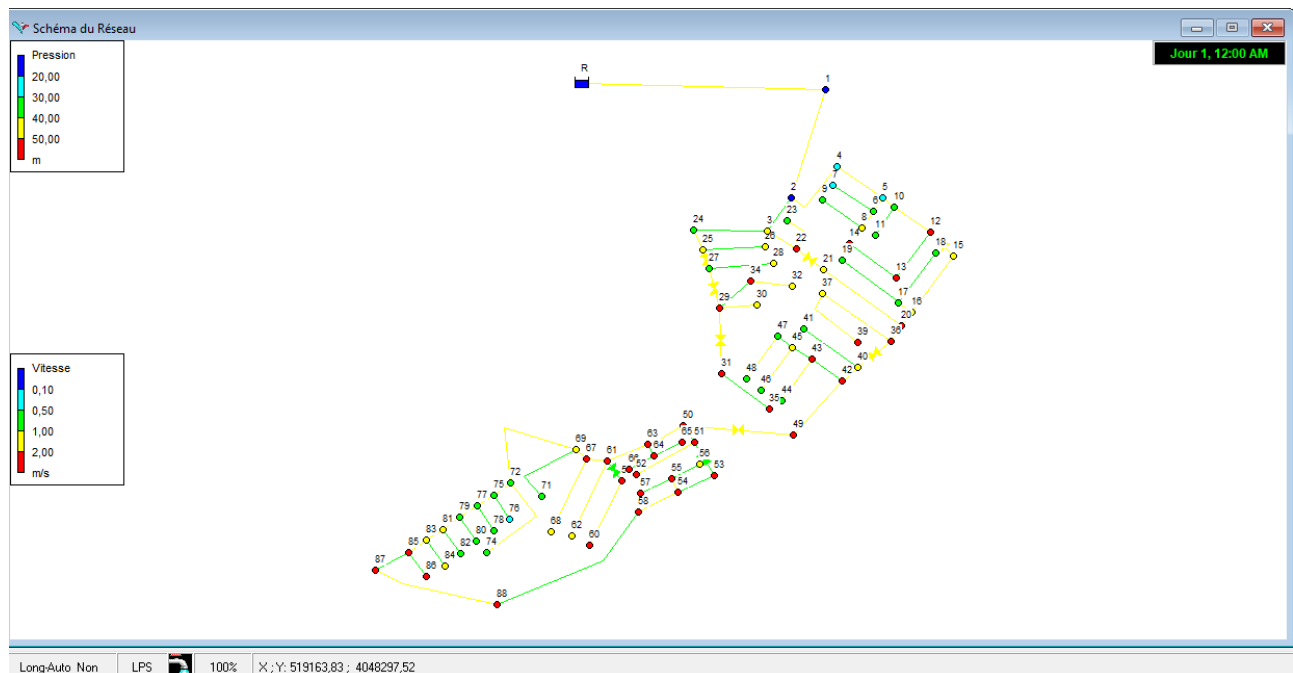


Fig. VI.7 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 1).

VI.3.6 Variante 2

Deux conduites de sortie à partir du réservoir, avec une alimentation étagée en deux niveaux. Le réseau reste de type mixte, combinant mailles principales et ramifications.

VI.3.6.1 Tracé du réseau

la figure suivante représente le tracé du réseau de distribution variante 2:



Fig. VI.8 – Tracé du réseau de distribution variante 2.

VI.3.6.2 Calcul des débits

a) Cas de pointe

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation horaire entre 8 heure du matin et jusqu'à midi. Avec :

Tab. VI.6 – Longueurs des tronçons – Étages 1 et 2

Étage 1				Étage 2			
Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)
R_1	358,33	21_22	37,79	R_49	312,8	69_72	141
1_2	395,9	21_32	117,3	49_50	312,8	72_74	66
2_3	91,65	22_23	112,7	50_51	220,2	72_75	123,4
2_4	159,2	24_25	50,74	50_63	220,2	75_76	44
3_22	85,75	25_26	147,1	51_52	55,4	75_77	123,4
3_24	174,1	25_27	46,73	51_53	198,2	77_78	44
4_5	132,6	27_28	146,1	53_54	198,2	77_79	123,4
5_6	40	27_29	119,75	54_55	79,2	79_80	44
5_10	33,2	29_30	102,9	54_58	176,2	79_81	110,2
6_7	114,9	29_31	119,75	55_56	44	81_82	44
6_8	42,72	31_35	164,9	55_57	44	81_83	79,2
8_9	114	32_34	173	58_59	123,4	83_84	44
10_11	78,64	36_37	198	58_88	123,4	83_85	55,4
10_12	103,9	36_40	100,7	59_60	55,4	85_86	44
12_13	133	37_39	212,32	59_61	123,4	85_87	44
12_15	77,4	40_41	159,83	61_62	55,4	87_88	79,2

Étage 1 (suite)				Étage 2 (suite)			
Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)
13_14	139,1	40_42	45	61_67	198,2	$\sum L_i = 3985,68$	
15_16	165,7	42_43	88,69	61_63	198,2		
16_17	51,93	43_44	133,4	63_64	79,2		
16_20	40,69	43_45	53,19	64_65	44		
17_18	137,2	45_46	126,6	64_66	44		
17_19	174,6	45_47	43,66	67_68	55,4		
20_21	271,8	47_48	126,8	67_69	176,2		
20_36	47	$\sum L_i = 5036,03$		69_71	55,4		

Le tableau suivant présente le récapitulatif des débits spécifiques calculés pour le cas de pointe, en fonction des tronçons étudiés :

Tab. VI.7 – Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe

Désignation	$Q_{pt} (m^3/h)$	$Q_{pt} (L/s)$	$\sum L_i (m)$	$q_{sp} (L/s/m)$
Étage 1	414,933	115,26	5036,03	0,022887
Étage 2	320,439	89,01	3985,68	0,02233266

✓ Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau. Le tableau suivant présente les valeurs des débits de calculs du réseau du site :

Tab. VI.8 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 1.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	91,65	2,09760049	2,87061147
	2_4	159,2	3,64362246	
3	2_3	91,65	2,09760049	4,02240356
	3_22	85,75	1,96256674	
	3_24	174,1	3,98463988	
4	2_4	159,2	3,64362246	3,33922435
	4_5	132,6	3,03482624	
5	4_5	132,6	3,03482624	2,35508009
	5_6	40	0,91548303	
	5_10	33,2	0,75985091	
6	5_6	40	0,91548303	2,26147195
	6_7	114,9	2,629725	
	6_8	42,72	0,97773588	
7	6_7	114,9	2,629725	1,3148625
8	6_8	42,72	0,97773588	1,79343125
	8_9	114	2,60912663	
9	8_9	114	2,60912663	1,30456332
10	5_10	33,2	0,75985091	2,46882886
	10_11	78,64	1,79983964	
	10_12	103,9	2,37796717	
11	10_11	78,64	1,79983964	0,89991982
12	10_12	103,9	2,37796717	3,59670395
	12_13	133	3,04398107	
	12_15	77,4	1,77145966	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

13	12_13	133	3,04398107	3,11378665
	13_14	139,1	3,18359223	
14	13_14	139,1	3,18359223	1,59179612
	15_16	165,7	3,79238845	
15	12_15	77,4	1,77145966	2,78192406
	15_16	165,7	3,79238845	
16	16_17	51,93	1,18852584	2,9560947
	16_20	40,69	0,93127511	
	16_17	51,93	1,18852584	
17	17_18	137,2	3,14010679	4,16235803
	17_19	174,6	3,99608342	
	17_18	137,2	3,14010679	
18	17_18	137,2	3,14010679	1,5700534
	17_19	174,6	3,99608342	
	17_19	174,6	3,99608342	
19	20_21	271,8	6,22070718	4,11383743
	20_36	47	1,07569256	
	16_20	40,69	0,93127511	
20	20_21	271,8	6,22070718	4,88513188
	21_22	37,79	0,86490259	
	21_32	117,3	2,68465398	
21	3_22	85,75	1,96256674	2,70342139
	21_22	37,79	0,86490259	
	22_23	112,7	2,57937344	
22	22_23	112,7	2,57937344	1,28968672
	24_25	50,74	1,16129022	
	3_24	174,1	3,98463988	
23	24_25	50,74	1,16129022	2,79874606
	25_26	147,1	3,36668884	
	25_27	46,73	1,06951305	
24	25_26	147,1	3,36668884	1,68334442
	25_27	46,73	1,06951305	
	27_28	146,1	3,34380176	
25	27_29	119,75	2,74072732	3,57702107
	27_28	146,1	3,34380176	
	27_29	119,75	2,74072732	
26	27_28	146,1	3,34380176	1,67190088
	27_29	119,75	2,74072732	
	29_30	102,9	2,35508009	
27	29_31	119,75	2,74072732	3,91826737
	29_30	102,9	2,35508009	
	29_31	119,75	2,74072732	
28	29_30	102,9	2,35508009	1,17754005
	29_31	119,75	2,74072732	
	31_35	164,9	3,77407879	
29	21_32	117,3	2,68465398	3,32205904
	32_34	173	3,9594641	
	32_34	173	3,9594641	
30	32_34	173	3,9594641	1,97973205
	31_35	164,9	3,77407879	
	31_35	164,9	3,77407879	
31	20_36	47	1,07569256	3,95603104
	36_37	198	4,53164099	
	36_40	100,7	2,30472853	
32	36_37	198	4,53164099	4,69551246
	37_39	212,32	4,85938392	
	37_39	212,32	4,85938392	
33	37_39	212,32	4,85938392	2,42969196
	40_41	159,83	3,65804131	
	40_42	45	1,02991841	
34	40_41	159,83	3,65804131	3,49634412
	40_42	45	1,02991841	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	36_40	100,7	2,30472853	
41	40_41	159,83	3,65804131	1,82902066
42	40_42	45	1,02991841	1,52988658
	42_43	88,69	2,02985475	
43	42_43	88,69	2,02985475	3,1501771
	43_44	133,4	3,0531359	
	43_45	53,19	1,21736356	
44	43_44	133,4	3,0531359	1,52656795
	43_45	53,19	1,21736356	2,55705854
45	45_46	126,6	2,89750379	
	45_47	43,66	0,99924973	
46	45_46	126,6	2,89750379	1,44875189
47	45_47	43,66	0,99924973	1,95066546
	47_48	126,8	2,9020812	
48	47_48	126,8	2,9020812	1,4510406

Le tableau suivant présente le Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site étage 2:

Tab. VI.9 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site étage 2.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r (l/s)	Q n (l/s)
50	50_51	49,26	1,1000965	1,6258024
	50_63	96,34	2,1515082	
51	50_51	49,26	1,1000965	3,4791724
	51_52	173,09	3,8655238	
	51_53	89,23	1,9927245	
52	51_52	173,09	3,8655238	1,9327619
53	51_53	89,23	1,9927245	2,0409626
	53_54	93,55	2,0892007	
54	53_54	93,55	2,0892007	2,6281944
	54_55	37,62	0,8401468	
	54_58	104,2	2,3270413	
55	54_55	37,62	0,8401468	2,1670293
	55_56	75,13	1,677837	
	55_57	81,32	1,8160748	
56	55_56	75,13	1,677837	0,8389185
57	55_57	81,32	1,8160748	0,9080374
58	54_58	104,2	2,3270413	6,7336804
	58_59	83,24	1,8589532	
	58_88	415,6	9,2813663	
59	58_59	83,24	1,8589532	3,430376
	59_60	171,28	3,8251021	
	59_61	52,69	1,1766968	
60	59_60	171,28	3,8251021	1,912551
61	59_61	52,69	1,1766968	4,4281899
	61_62	182,2	4,0689724	
	61_67	47,78	1,0670445	
	61_63	113,9	2,5436661	
62	61_62	182,2	4,0689724	2,0344862
63	50_63	96,34	2,1515082	2,6913952
	63_64	30,79	0,6876161	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	61_63	113,9	2,5436661	
64	63_64	30,79	0,6876161	1,921819
	64_65	74,14	1,6557279	
	64_66	67,18	1,500294	
65	64_65	74,14	1,6557279	0,8278639
66	64_66	67,18	1,500294	0,750147
67	61_67	47,78	1,0670445	3,0496077
	67_68	191,7	4,2811307	
	67_69	33,63	0,7510403	
68	67_68	191,7	4,2811307	2,1405653
69	67_69	33,63	0,7510403	5,2709049
	69_71	201,55	4,5011053	
	69_72	236,86	5,2896641	
71	69_71	201,55	4,5011053	2,2505527
72	69_72	236,86	5,2896641	5,8956552
	72_74	244,5	5,4602841	
	72_75	46,63	1,0413622	
74	72_74	244,5	5,4602841	2,730142
75	72_75	46,63	1,0413622	1,8139533
	75_76	69,2	1,5454056	
	75_77	46,62	1,0411388	
76	75_76	69,2	1,5454056	0,7727028
77	75_77	46,62	1,0411388	1,8414222
	77_78	71,67	1,6005667	
	77_79	46,62	1,0411388	
78	77_78	71,67	1,6005667	0,8002834
79	77_79	46,62	1,0411388	1,8087051
	79_80	65,59	1,4647854	
	79_81	49,77	1,111486	
80	79_80	65,59	1,4647854	0,7323927
81	79_81	49,77	1,111486	1,8913352
	81_82	71,15	1,5889538	
	81_83	48,46	1,0822305	
82	81_82	71,15	1,5889538	0,7944769
83	81_83	48,46	1,0822305	1,9348835
	83_84	73,63	1,6443383	
	83_85	51,19	1,1431981	
84	83_84	73,63	1,6443383	0,8221692
85	83_85	51,19	1,1431981	1,8274644
	85_86	70,09	1,5652814	
	85_87	42,38	0,9464492	
86	85_86	70,09	1,5652814	0,7826407
87	85_87	42,38	0,9464492	3,6656484
	87_88	285,9	6,3848475	
88	58_88	415,6	9,2813663	7,8331069
	87_88	285,9	6,3848475	

b) Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précède, mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donne par le réservoir (17 L/s), se trouve au point le plus défavorable, qui est :

Tab. VI.10 – Points les plus défavorables pour la défense incendie

Désignation	N° de nœud	Altitude (m)
Étage 1	48	321
Étage 2	62	276

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab. VI.11 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 1.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	91.65	2.0976005	3.2483893
	2_4	159.2	3.6436225	
3	2_3	91.65	2.0976005	4.4001813
	3_22	85.75	1.9625667	
	3_24	174.1	3.9846399	
4	2_4	159.2	3.6436225	3.7170021
	4_5	132.6	3.0348262	
5	4_5	132.6	3.0348262	2.7328579
	5_6	40.00	0.9154830	
	5_10	33.20	0.7598509	
6	5_6	40.00	0.9154830	2.6392497
	6_7	114.9	2.6297250	
	6_8	42.72	0.9777359	
7	6_7	114.9	2.6297250	1.6926403
8	6_8	42.72	0.9777359	2.1712090
	8_9	114.0	2.6091266	
9	8_9	114.0	2.6091266	1.6823411
10	5_10	33.20	0.7598509	2.8466066
	10_11	78.64	1.7998396	
	10_12	103.9	2.3779672	
11	10_11	78.64	1.7998396	1.2776976
12	10_12	103.9	2.3779672	3.9744817
	12_13	133.0	3.0439811	
	12_15	77.40	1.7714597	
13	12_13	133.0	3.0439811	3.4915644
	13_14	139.1	3.1835922	
14	13_14	139.1	3.1835922	1.9695739
15	15_16	165.7	3.7923884	3.1597018
	12_15	77.40	1.7714597	
16	15_16	165.7	3.7923884	3.3338725
	16_17	51.93	1.1885258	
	16_20	40.69	0.9312751	
17	16_17	51,93	1,1885258	4,5401358
	17_18	137,2	3,1401068	
	17_19	174,6	3,9960834	
18	17_18	137,2	3,1401068	1,9478312
19	17_19	174,6	3,9960834	2,3758195
20	20_21	271,8	6,2207072	4,4916152
	20_36	47	1,0756926	
	16_20	40,69	0,9312751	
	20_21	271,8	6,2207072	5,2629097

... suite du tableau

	21_22	37,79	0,8649026	
	21_32	117,3	2,684654	
22	3_22	85,75	1,9625667	3,0811992
	21_22	37,79	0,8649026	
	22_23	112,7	2,5793734	
23	22_23	112,7	2,5793734	1,6674645
24	24_25	50,74	1,1612902	2,9507428
	3_24	174,1	3,9846399	
25	24_25	50,74	1,1612902	3,1765238
	25_26	147,1	3,3666888	
	25_27	46,73	1,069513	
26	25_26	147,1	3,3666888	2,0611222
27	25_27	46,73	1,069513	3,9547988
	27_28	146,1	3,3438018	
	27_29	119,75	2,7407273	
28	27_28	146,1	3,3438018	2,0496787
29	27_29	119,75	2,7407273	4,2960451
	29_30	102,9	2,3550801	
	29_31	119,75	2,7407273	
30	29_30	102,9	2,3550801	1,5553178
31	29_31	119,75	2,7407273	3,6351808
32	21_32	117,3	2,684654	3,6998368
34	32_34	173	3,9594641	2,3575098
35	31_35	164,9	3,7740788	2,2648172
36	20_36	47	1,0756926	4,3338088
	36_37	198	4,531641	
	36_40	100,7	2,3047285	
37	36_37	198	4,531641	5,0732902
	37_39	212,32	4,8593839	
39	37_39	212,32	4,8593839	2,8074697
17	16_17	51,93	1,1885258	4,5401358
	17_18	137,2	3,1401068	
	17_19	174,6	3,9960834	
18	17_18	137,2	3,1401068	1,9478312
19	17_19	174,6	3,9960834	2,3758195
20	20_21	271,8	6,2207072	4,4916152
	20_36	47	1,0756926	
	16_20	40,69	0,9312751	
21	20_21	271,8	6,2207072	5,2629097
	21_22	37,79	0,8649026	
	21_32	117,3	2,684654	
22	3_22	85,75	1,9625667	3,0811992
	21_22	37,79	0,8649026	
	22_23	112,7	2,5793734	
23	22_23	112,7	2,5793734	1,6674645
24	24_25	50,74	1,1612902	2,9507428
	3_24	174,1	3,9846399	
25	24_25	50,74	1,1612902	3,1765238
	25_26	147,1	3,3666888	
	25_27	46,73	1,069513	
26	25_26	147,1	3,3666888	2,0611222

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

27	25_27	46,73	1,069513	3,9547988
	27_28	146,1	3,3438018	
	27_29	119,75	2,7407273	
28	27_28	146,1	3,3438018	2,0496787
29	27_29	119,75	2,7407273	4,2960451
	29_30	102,9	2,3550801	
	29_31	119,75	2,7407273	
30	29_30	102,9	2,3550801	1,5553178
31	29_31	119,75	2,7407273	3,6351808
32	21_32	117,3	2,684654	3,6998368
34	32_34	173	3,9594641	2,3575098
35	31_35	164,9	3,7740788	2,2648172
36	20_36	47	1,0756926	4,3338088
	36_37	198	4,531641	
	36_40	100,7	2,3047285	
37	36_37	198	4,531641	5,0732902
39	37_39	212,32	4,8593839	2,8074697
40	40_41	159,83	3,6580413	3,8741219
	40_42	45	1,0299184	
	36_40	100,7	2,3047285	
41	40_41	159,83	3,6580413	2,2067984
42	40_42	45	1,0299184	1,9076644
	42_43	88,69	2,0298547	
43	42_43	88,69	2,0298547	3,5279549
	43_44	133,4	3,0531359	
	43_45	53,19	1,2173636	
44	43_44	133,4	3,0531359	1,9043457
45	43_45	53,19	1,2173636	2,9348363
	45_46	126,6	2,8975038	
	45_47	43,66	0,9992497	
46	45_46	126,6	2,8975038	1,8265297
47	45_47	43,66	0,9992497	2,3284432
	47_48	126,8	2,9020812	
48	47_48	126,8	2,9020812	1,8288184

Le tableau suivant présente le Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2:

Tab. VI.12 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
50	50_51	49,26	1,1001	2,0853
	50_63	96,34	2,1515	
51	50_51	49,26	1,1001	3,9386
	51_52	173,09	3,8655	
	51_53	89,23	1,9927	
52	51_52	173,09	3,8655	2,3922
53	51_53	89,23	1,9927	2,5004
	53_54	93,55	2,0892	
54	53_54	93,55	2,0892	3,0877
	54_55	37,62	0,8401	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	54_58	104,2	2,3270	
55	54_55	37,62	0,8401	2,6265
	55_56	75,13	1,6778	
	55_57	81,32	1,8161	
56	55_56	75,13	1,6778	1,2984
57	55_57	81,32	1,8161	1,3675
58	54_58	104,2	2,3270	7,1931
	58_59	83,24	1,8590	
	58_88	415,6	9,2814	
59	58_59	83,24	1,8590	3,8898
	59_60	171,28	3,8251	
	59_61	52,69	1,1767	
60	59_60	171,28	3,8251	2,3720
61	59_61	52,69	1,1767	4,8876
	61_62	182,2	4,0690	
	61_67	47,78	1,0670	
	61_63	113,9	2,5437	
62	61_62	182,2	4,0690	2,4939
63	50_63	96,34	2,1515	3,1509
	63_64	30,79	0,6876	
	61_63	113,9	2,5437	
64	63_64	30,79	0,6876161	2,3812785
65	64_65	74,14	1,6557279	1,2873234
	64_65	74,14	1,6557279	
66	64_66	67,18	1,5002940	1,2096065
67	61_67	47,78	1,0670445	3,5090672
	67_68	191,7	4,2811307	
	67_69	33,63	0,7510403	
68	67_68	191,7	4,2811307	2,6000248
69	67_69	33,63	0,7510403	5,7303643
	69_71	201,55	4,5011053	
	69_72	236,86	5,2896641	
71	69_71	201,55	4,5011053	2,7100121
72	69_72	236,86	5,2896641	6,3551146
	72_74	244,5	5,4602841	
	72_75	46,63	1,0413622	
74	72_74	244,5	5,4602841	3,1896015
75	72_75	46,63	1,0413622	2,2734127
	75_76	69,2	1,5454056	
	75_77	46,62	1,0411388	
76	75_76	69,2	1,5454056	1,2321622
77	75_77	46,62	1,0411388	2,3008816
	77_78	71,67	1,6005667	
	77_79	46,62	1,0411388	
78	77_78	71,67	1,6005667	1,2597428
79	77_79	46,62	1,0411388	2,2681646
	79_80	65,59	1,4647854	
	79_81	49,77	1,1114860	
80	79_80	65,59	1,4647854	1,1918522
81	79_81	49,77	1,1114860	2,3507947
	81_82	71,15	1,5889538	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

	81_83	48,46	1,0822305	
82	81_82	71,15	1,5889538	1,2539364
83	81_83	48,46	1,0822305	2,3943429
	83_84	73,63	1,6443383	
	83_85	51,19	1,1431981	
84	83_84	73,63	1,6443383	1,2816286
85	83_85	51,19	1,1431981	2,2869239
	85_86	70,09	1,5652814	
	85_87	42,38	0,9464492	
86	85_86	70,09	1,5652814	1,2421002
87	85_87	42,38	0,9464492	4,1251078
	87_88	285,9	6,3848475	
88	58_88	415,6	9,2813663	8,2925664
	87_88	285,9	6,3848475	

VI.3.6.3 Calcul du réseau

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET.

a) Cas de pointe

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 2). On constate que 43 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 57 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 1, et que 49 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 51 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 2,

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de pression pour cette variante :

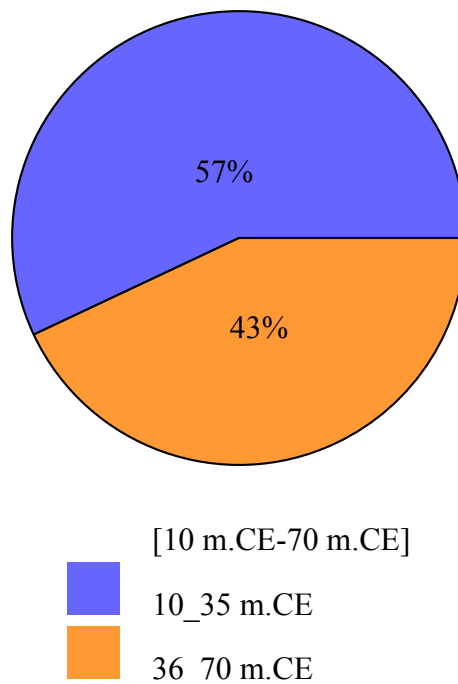


Fig. VI.9 – Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 – Étage 1

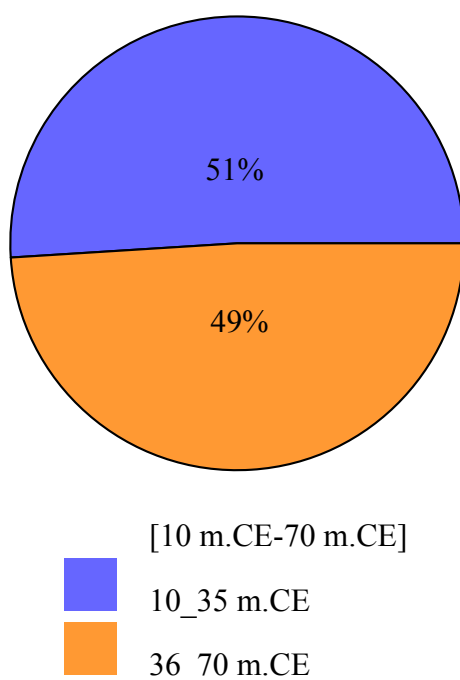


Fig. VI.10 – Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 – Étage 2

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 2), indique que les vitesses dans le reseau des deux étages varient entre 0,5 m/s et 2 m/s, avec la majorité comprises entres 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

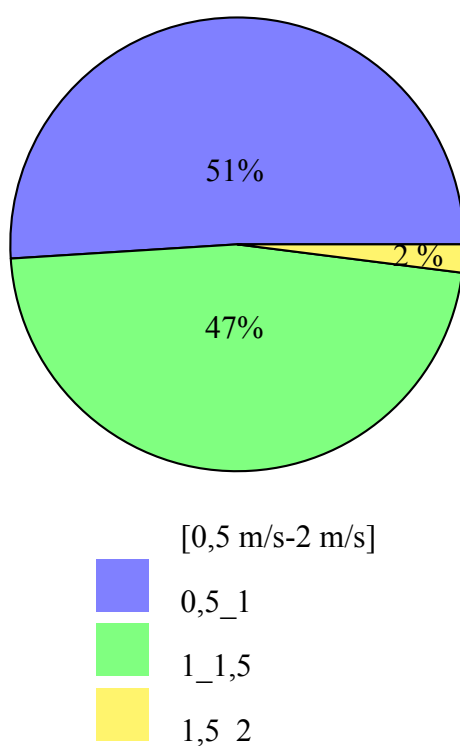


Fig. VI.11 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 2 – Étage 1

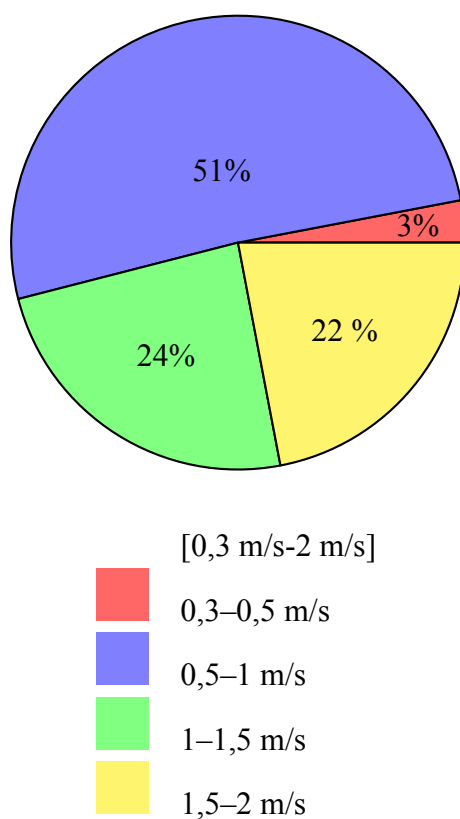


Fig. VI.12 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 2 - Étage 2

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe :

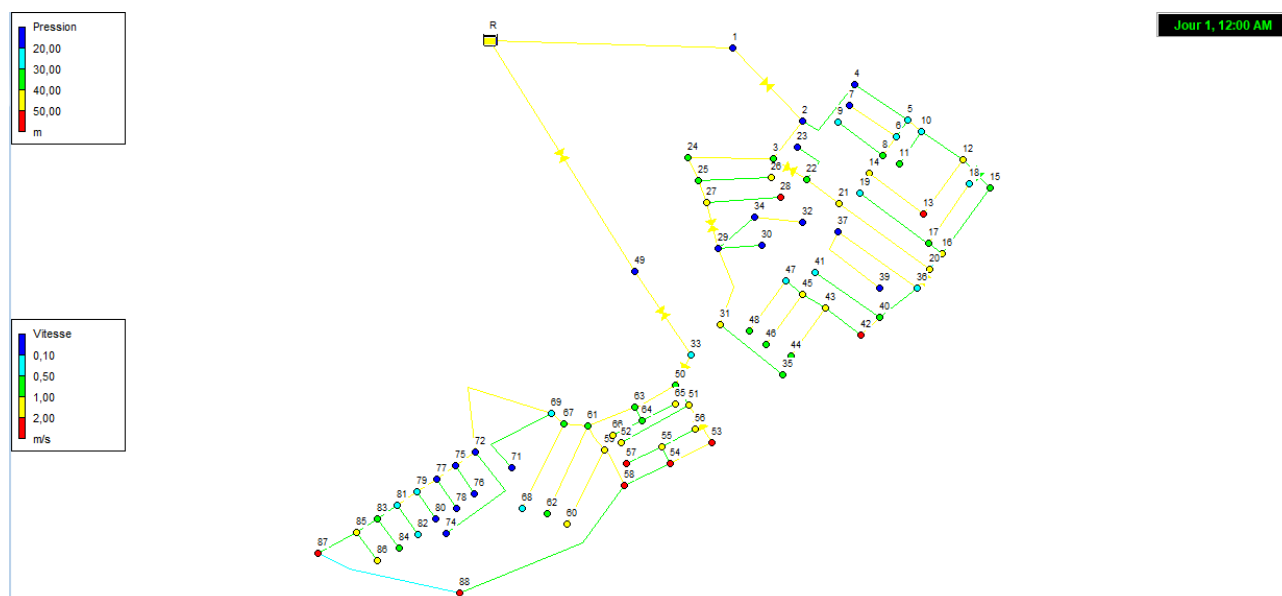


Fig. VI.13 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 2).

b) Cas de pointe + incendie

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 2). On constate que 41 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 59 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE

pour l'étage 1, et que 49 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 51 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 2,

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de pression pour cette variante :

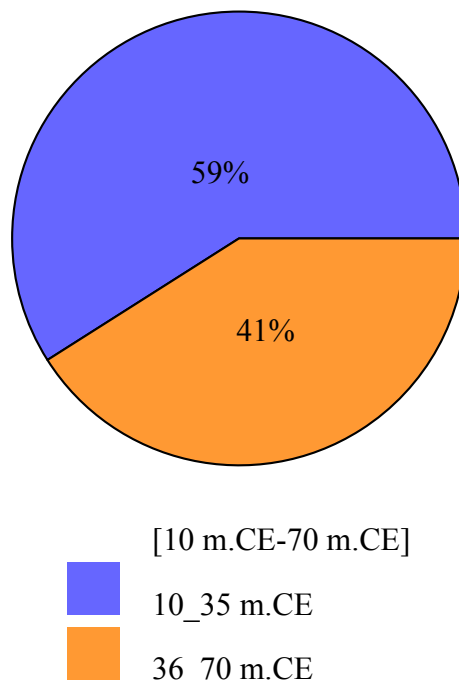


Fig. VI.14 – Répartition des pressions – Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 1

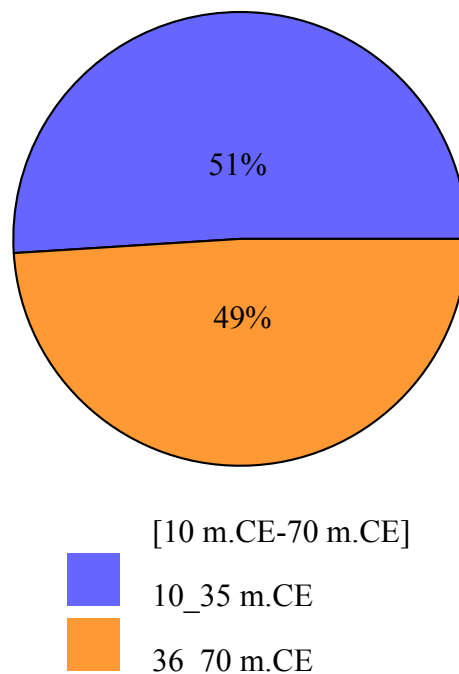


Fig. VI.15 – Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 2

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 2), indique que les vitesses dans le réseau des deux étages varient entre 0,5 m/s et 2 m/s, avec la majorité comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

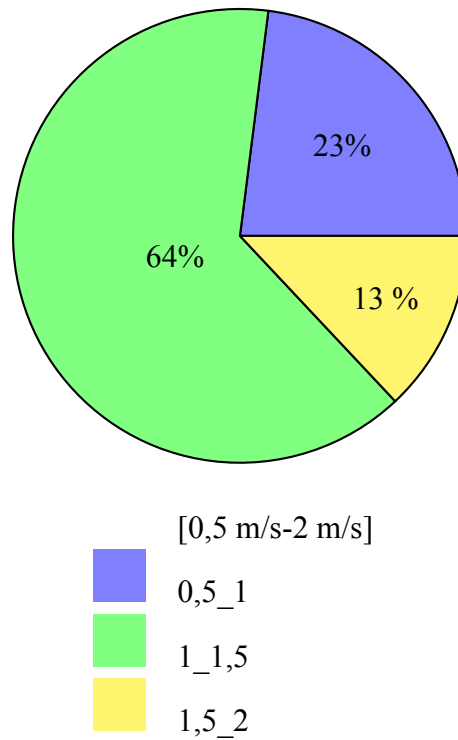


Fig. VI.16 – Répartition des vitesses dans le réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 2 – Étage 1

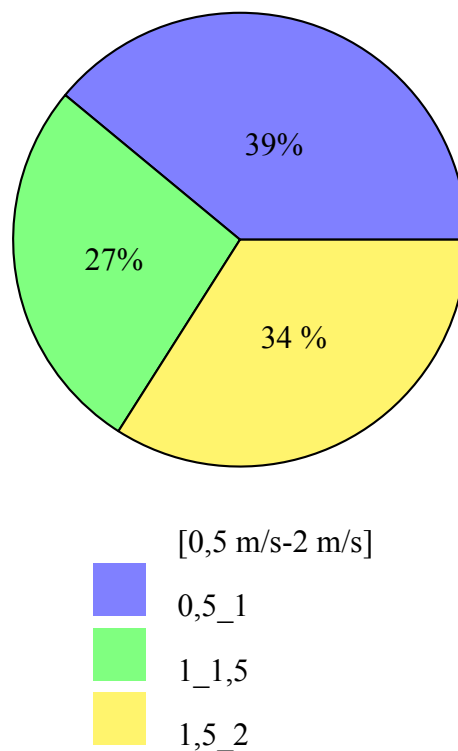


Fig. VI.17 – Répartition des vitesses du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie, Variante 2, Étage 2.

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe + incendie :

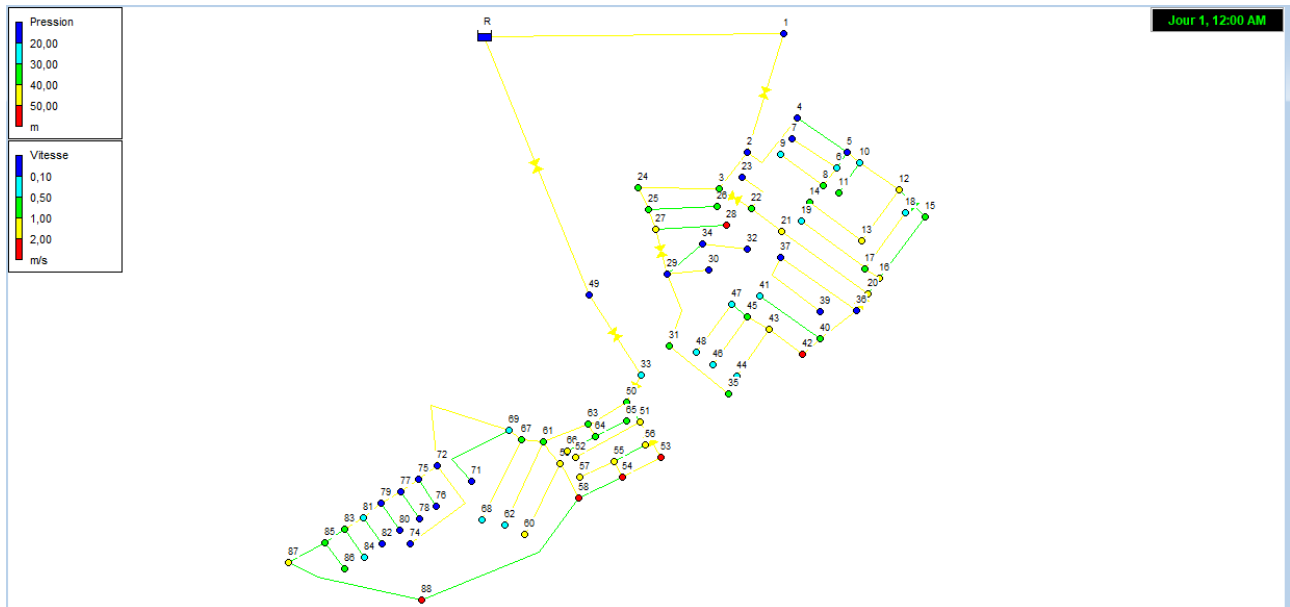


Fig. VI.18 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 2).

VI.3.7 Variante 3

Deux conduites de sortie depuis le réservoir, également avec une alimentation étagée sur deux niveaux, mais cette fois-ci, le réseau est entièrement ramifié, sans structure en mailles.

VI.3.7.1 Tracé du réseau

la figure suivante représente le tracé du réseau de distribution variante 3 :



Fig. VI.19 – Tracé du réseau de distribution variante 3.

VI.3.7.2 Calcul des débits

a) Cas de pointe

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation horaire entre 8 heure du matin et jusqu'à midi. Avec :

Tab. VI.13 – Longueurs des tronçons par étage

Étage 1				Étage 2			
Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)	Nœud	L (m)
R_1	335.3	28_29	109	R_1	518.5	27_28	244.5
1_2	253.9	28_30	39.56	1_2	471.7	27_29	47.58
2_3	210.71	30_31	154.14	2_3	130.1	29_30	69.2
2_19	131.1	30_33	45.68	3_4	76.5	29_31	45.59
3_4	83.93	31_32	112.2	3_15	96.34	31_32	71.67
3_9	209.5	33_34	152	4_5	179.3	31_33	49.99
4_5	35.9	33_35	54.34	4_6	61.98	33_34	65.59
5_6	72.11	35_36	159.7	6_7	93.55	33_35	49.77
5_7	18.26	36_37	198.1	7_8	37.62	35_36	71.15
7_8	69.33	36_38	78.29	7_11	127.2	35_37	48.46
9_10	134.4	38_39	193.5	8_9	75.13	37_38	73.63
9_11	48.26	38_40	48.43	8_10	81.32	37_39	51.19
11_12	134.8	40_41	164.97	11_12	120.7	39_40	70.09
11_13	45.68	40_42	46.3	11_13	390.2	$\sum L_i = 3881.25$	
13_14	138.6	42_43	145.8	13_14	167.5		
13_15	52.97	42_44	66.19	15_16	30.79		
15_16	125.3	44_45	95.06	15_19	118.8		
15_17	45.12	44_51	61.87	16_17	74.14		
17_18	174.7	45_46	133.4	16_18	67.18		
19_20	27.7	45_47	46.73	19_20	192.9		
19_26	35.01	47_48	126.6	19_21	52.92		
20_21	110.2	47_49	43.66	19_23	53.78		
20_22	46.17	49_50	126.8	21_22	175.2		
22_23	111.2	51_52	28.25	23_24	189.6		
22_24	38.67	51_53	126.59	23_25	19.89		
24_25	112.4	53_54	130.2	25_26	201.5		
26_27	84.18	$\sum L_i = 5018.56$		25_27	238.8		
26_28	35						

Le tableau suivant présente le récapitulatif des débits spécifiques calculés pour le cas de pointe, en fonction des tronçons étudiés :

Tab. VI.14 – Récapitulatif des débits spécifiques pour le cas de pointe

Désignation	Q pt (m ³ /h)	Q pt (L/s)	$\sum L_i$ (m)	q _{sp} (L/s/m)
Étage 1	414,933	115,26	5018,56	0,02296675
Étage 2	320,439	89,01	3881,25	0,02293333

✓ Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du

chaque nœud du réseau. Le tableau suivant présente les valeurs des débits de calculs du réseau du site :

Tab. VI.15 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 1.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	210,71	4,8393234	3,925132
	2_19	131,1	3,0109406	
3	2_3	210,71	4,8393234	5,789228
	3_4	83,93	1,9275991	
	3_9	209,5	4,8115336	
4	3_4	83,93	1,9275991	1,3760527
	4_5	35,9	0,8245062	
5	4_5	35,9	0,8245062	1,4500056
	5_6	72,11	1,6561322	
	5_7	18,26	0,4193728	
6	5_6	72,11	1,6561322	0,8280661
7	5_7	18,26	0,4193728	1,0058287
	7_8	69,33	1,5922846	
8	7_8	69,33	1,5922846	0,7961423
9	3_9	209,5	4,8115336	4,5033198
	9_10	134,4	3,0867309	
	9_11	48,26	1,1083752	
10	9_10	134,4	3,0867309	1,5433654
11	9_11	48,26	1,1083752	2,6267069
	11_12	134,8	3,0959176	
	11_13	45,68	1,049121	
12	11_12	134,8	3,0959176	1,5479588
13	11_13	45,68	1,049121	2,7244304
	13_14	138,6	3,1831912	
	13_15	52,97	1,2165486	
14	13_14	138,6	3,1831912	1,5915956
15	13_15	52,97	1,2165486	2,5652709
	15_16	125,3	2,8777335	
	15_17	45,12	1,0362596	
16	15_16	125,3	2,8777335	1,4388667
17	15_17	45,12	1,0362596	2,5242752
	17_18	174,7	4,0122908	
18	17_18	174,7	4,0122908	2,0061454
19	2_19	131,1	3,0109406	2,2255927
	19_20	27,7	0,6361789	
	19_26	35,01	0,8040658	
20	19_20	27,7	0,6361789	2,1137446
	20_21	110,2	2,5309356	
	20_22	46,17	1,0603747	
21	20_21	110,2	2,5309356	1,2654678
22	20_22	46,17	1,0603747	2,2512006
	22_23	111,2	2,5539023	
	22_24	38,67	0,8881241	
23	22_23	111,2	2,5539023	1,2769512
24	22_24	38,67	0,8881241	1,7347933
	24_25	112,4	2,5814624	
25	24_25	112,4	2,5814624	1,2907312

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

26	19_26	35,01	0,8040658	1,7706214
	26_27	84,18	1,9333408	
	26_28	35	0,8038362	
27	26_27	84,18	1,9333408	0,9666704
28	26_28	35	0,8038362	2,1078881
	28_29	109	2,5033755	
	28_30	39,56	0,9085645	
29	28_29	109	2,5033755	1,2516877
30	28_30	39,56	0,9085645	2,74889
	30_31	154,14	3,5400944	
	30_33	45,68	1,049121	
31	30_31	154,14	3,5400944	3,0584818
	31_32	112,2	2,5768691	
32	31_32	112,2	2,5768691	1,2884345
33	30_33	45,68	1,049121	2,8940398
	33_34	152	3,4909456	
	33_35	54,34	1,2480131	
34	33_34	152	3,4909456	1,7454728
35	33_35	54,34	1,2480131	2,4579013
	35_36	159,7	3,6677896	
36	35_36	159,7	3,6677896	5,0077844
	36_37	198,1	4,5497127	
	36_38	78,29	1,7980667	
37	36_37	198,1	4,5497127	2,2748563
38	36_38	78,29	1,7980667	3,6772059
	38_39	193,5	4,4440656	
	38_40	48,43	1,1122796	
39	38_39	193,5	4,4440656	2,2220328
40	40_41	159,83	3,6580413	3,8741219
	40_42	45	1,0299184	
	36_40	100,7	2,3047285	
41	40_41	159,83	3,6580413	2,2067984
42	40_42	45	1,0299184	1,9076644
	42_43	88,69	2,0298547	
43	42_43	88,69	2,0298547	3,5279549
	43_44	133,4	3,0531359	
	43_45	53,19	1,2173636	
44	43_44	133,4	3,0531359	1,9043457
45	43_45	53,19	1,2173636	2,9348363
	45_46	126,6	2,8975038	
	45_47	43,66	0,9992497	
46	45_46	126,6	2,8975038	1,8265297
47	45_47	43,66	0,9992497	2,3284432
	47_48	126,8	2,9020812	
48	47_48	126,8	2,9020812	1,8288184
49	47_49	43,66	1,0027282	1,9574559
	49_50	126,8	2,9121836	
50	49_50	126,8	2,9121836	1,4560918
51	44_51	61,87	1,4209527	2,4885619
	51_52	28,25	0,6488106	
	51_53	126,59	2,9073606	

Suite à la page suivante...

... suite du tableau

52	51_52	28,25	0,6488106	0,3244053
53	51_53	126,59	2,9073606	2,9488155
	53_54	130,2	2,9902705	
54	53_54	130,2	2,9902705	1,4951353

Le tableau suivant présente le Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 2:

Tab. VI.16 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe du site etage 2.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
3	3_4	76,5	1,7544	1,9818987
	3_15	96,34	2,2093973	
4	3_4	76,5	1,7544	3,6438773
	4_5	179,3	4,1119467	
	4_6	61,98	1,421408	
5	4_5	179,3	4,1119467	2,0559733
6	4_6	61,98	1,421408	1,7834107
	6_7	93,55	2,1454133	
7	6_7	93,55	2,1454133	2,9626427
	7_8	37,62	0,862752	
	7_11	127,2	2,91712	
8	7_8	37,62	0,862752	2,225336
	8_9	75,13	1,7229813	
	8_10	81,32	1,8649387	
9	8_9	75,13	1,7229813	0,8614907
10	8_10	81,32	1,8649387	0,9324693
11	7_11	127,2	2,91712	7,31688
	11_12	120,7	2,7680533	
	11_13	390,2	8,9485867	
12	11_12	120,7	2,7680533	1,3840267
13	11_13	390,2	8,9485867	6,39496
	13_14	167,5	3,8413333	
14	13_14	167,5	3,8413333	1,9206667
15	3_15	96,34	2,2093973	2,8199973
	15_16	30,79	0,7061173	
	15_19	118,8	2,72448	
16	15_16	30,79	0,7061173	1,973528
	16_17	74,14	1,7002773	
	16_18	67,18	1,5406613	
17	16_17	74,14	1,7002773	0,8501387
18	16_18	67,18	1,5406613	0,7703307
19	15_19	118,8	2,72448	4,7976533
	19_20	192,9	4,42384	
	19_21	52,92	1,213632	
	19_23	53,78	1,2333547	
20	19_20	192,9	4,42384	2,21192
21	19_21	52,92	1,213632	2,615776
	21_22	175,2	4,01792	
22	21_22	175,2	4,01792	2,00896
23	19_23	53,78	1,2333547	3,0188293
	23_24	189,6	4,34816	

Suite à la page suivante...

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
	23_25	19,89	0,456144	
24	23_24	189,6	4,34816	2,17408
25	23_25	19,89	0,456144	5,2768453
	25_26	201,5	4,6210667	
	25_27	238,8	5,47648	
26	25_26	201,5	4,6210667	2,3105333
27	25_27	238,8	5,47648	6,087424
	27_28	244,5	5,6072	
	27_29	47,58	1,091168	
28	27_28	244,5	5,6072	2,8036
29	27_29	47,58	1,091168	1,8618427
	29_30	69,2	1,5869867	
	29_31	45,59	1,0455307	
30	29_30	69,2	1,5869867	0,7934933
31	29_31	45,59	1,0455307	1,9178
	31_32	71,67	1,643632	
	31_33	49,99	1,1464373	
32	31_32	71,67	1,643632	0,821816
33	31_33	49,99	1,1464373	1,8960133
	33_34	65,59	1,5041973	
	33_35	49,77	1,141392	
34	33_34	65,59	1,5041973	0,7520987
35	33_35	49,77	1,141392	1,942224
	35_36	71,15	1,6317067	
	35_37	48,46	1,1113493	
36	35_36	71,15	1,6317067	0,8158533
37	35_37	48,46	1,1113493	1,986944
	37_38	73,63	1,6885813	
	37_39	51,19	1,1739573	
38	37_38	73,63	1,6885813	0,8442907
39	37_39	51,19	1,1739573	1,3906773
	39_40	70,09	1,6073973	
40	39_40	70,09	1,6073973	0,8036987

b) Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précède, mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donne par le réservoir (17 L/s), se trouve au point le plus défavorable, qui est :

Tab. VI.17 – Point le plus défavorable pour le débit d'incendie (17 L/s)

Désignation	N° de nœud	Altitude (m)
Étage 1	54	319
Étage 2	40	272

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab. VI.18 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site étage 1.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
------	---------	-------	-----	-----

Suite à la page suivante...

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
2	2_3	210,71	4,8393234	4,2458867
	2_19	131,1	3,0109406	
3	2_3	210,71	4,8393234	6,1099827
	3_4	83,93	1,9275991	
	3_9	209,5	4,8115336	
4	3_4	83,93	1,9275991	1,6968074
	4_5	35,9	0,8245062	
5	4_5	35,9	0,8245062	1,7707603
	5_6	72,11	1,6561322	
	5_7	18,26	0,4193728	
6	5_6	72,11	1,6561322	1,1488208
7	5_7	18,26	0,4193728	1,3265834
	7_8	69,33	1,5922846	
8	7_8	69,33	1,5922846	1,116897
9	3_9	209,5	4,8115336	4,8240746
	9_10	134,4	3,0867309	
	9_11	48,26	1,1083752	
10	9_10	134,4	3,0867309	1,8641201
11	9_11	48,26	1,1083752	2,9474616
	11_12	134,8	3,0959176	
	11_13	45,68	1,049121	
12	11_12	134,8	3,0959176	1,8687135
13	11_13	45,68	1,049121	3,0451851
	13_14	138,6	3,1831912	
	13_15	52,97	1,2165486	
14	13_14	138,6	3,1831912	1,9123503
15	13_15	52,97	1,2165486	2,8860256
	15_16	125,3	2,8777335	
	15_17	45,12	1,0362596	
16	15_16	125,3	2,8777335	1,7596214
17	15_17	45,12	1,0362596	2,8450299
	17_18	174,7	4,0122908	
18	17_18	174,7	4,0122908	2,3269001
19	2_19	131,1	3,0109406	2,5463474
	19_20	27,7	0,6361789	
	19_26	35,01	0,8040658	
20	19_20	27,7	0,6361789	2,4344993
	20_21	110,2	2,5309356	
	20_22	46,17	1,0603747	
21	20_21	110,2	2,5309356	1,5862225
22	20_22	46,17	1,0603747	2,5719553
	22_23	111,2	2,5539023	
	22_24	38,67	0,8881241	
23	22_23	111,2	2,5539023	1,5977059
24	22_24	38,67	0,8881241	2,055548
	24_25	112,4	2,5814624	
25	24_25	112,4	2,5814624	1,6114859
26	19_26	35,01	0,8040658	2,0913761
	26_27	84,18	1,9333408	
	26_28	35	0,8038362	
27	26_27	84,18	1,9333408	1,2874251

Suite à la page suivante...

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
28	26_28	35	0,8038362	2,4286428
	28_29	109	2,5033755	
	28_30	39,56	0,9085645	
29	28_29	109	2,5033755	1,5724425
30	28_30	39,56	0,9085645	3,0696447
	30_31	154,14	3,5400944	
	30_33	45,68	1,049121	
31	30_31	154,14	3,5400944	3,3792365
	31_32	112,2	2,5768691	
32	31_32	112,2	2,5768691	1,6091892
33	30_33	45,68	1,049121	3,2147946
	33_34	152	3,4909456	
	33_35	54,34	1,2480131	
34	33_34	152	3,4909456	2,0662275
35	33_35	54,34	1,2480131	2,778656
	35_36	159,7	3,6677896	
36	35_36	159,7	3,6677896	5,3285392
	36_37	198,1	4,5497127	
	36_38	78,29	1,7980667	
37	36_37	198,1	4,5497127	2,5956111
38	36_38	78,29	1,7980667	3,9979606
	38_39	193,5	4,4440656	
	38_40	48,43	1,1122796	
39	38_39	193,5	4,4440656	2,5427875
40	38_40	48,43	1,1122796	3,3029869
	40_41	164,97	3,7888243	
	40_42	46,3	1,0633604	
41	40_41	164,97	3,7888243	2,2151669
42	40_42	46,3	1,0633604	3,2867953
	42_43	145,8	3,3485518	
	42_44	66,19	1,520169	
43	42_43	145,8	3,3485518	1,9950306
44	42_44	66,19	1,520169	2,8829251
	44_45	95,06	2,183219	
	44_51	61,87	1,4209527	
45	44_45	95,06	2,183219	3,4808643
	45_46	133,4	3,0637641	
	45_47	46,73	1,0732361	
46	45_46	133,4	3,0637641	1,8526368
47	45_47	46,73	1,0732361	2,812532
	47_48	126,6	2,9075902	
	47_49	43,66	1,0027282	
48	47_48	126,6	2,9075902	1,7745498
49	47_49	43,66	1,0027282	2,2782106
	49_50	126,8	2,9121836	
50	49_50	126,8	2,9121836	1,7768465
51	44_51	61,87	1,4209527	2,8093166
	51_52	28,25	0,6488106	
	51_53	126,59	2,9073606	
52	51_52	28,25	0,6488106	0,64516
53	51_53	126,59	2,9073606	3,2695703

Suite à la page suivante...

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
	53_54	130,2	2,9902705	
54	53_54	130,2	2,9902705	1,81589

Le tableau suivant présente le Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2:

Tab. VI.19 – Récapitulatif des débits de calculs pour le cas de pointe + incendie du site etage 2.

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
3	3_4	76,5	1,7544	2,4292671
	3_15	96,34	2,2093973	
4	3_4	76,5	1,7544	4,0912458
	4_5	179,3	4,1119467	
	4_6	61,98	1,421408	
5	4_5	179,3	4,1119467	2,5033418
6	4_6	61,98	1,421408	2,2307791
	6_7	93,55	2,1454133	
7	6_7	93,55	2,1454133	3,4100111
	7_8	37,62	0,862752	
	7_11	127,2	2,91712	
8	7_8	37,62	0,862752	2,6727044
	8_9	75,13	1,7229813	
	8_10	81,32	1,8649387	
9	8_9	75,13	1,7229813	1,3088591
10	8_10	81,32	1,8649387	1,3798378
11	7_11	127,2	2,91712	7,7642484
	11_12	120,7	2,7680533	
	11_13	390,2	8,9485867	
12	11_12	120,7	2,7680533	1,8313951
13	11_13	390,2	8,9485867	6,8423284
	13_14	167,5	3,8413333	
14	13_14	167,5	3,8413333	2,3680351
15	3_15	96,34	2,2093973	3,2673658
	15_16	30,79	0,7061173	
	15_19	118,8	2,72448	
16	15_16	30,79	0,7061173	2,4208964
	16_17	74,14	1,7002773	
	16_18	67,18	1,5406613	
17	16_17	74,14	1,7002773	1,2975071
18	16_18	67,18	1,5406613	1,2176991
19	15_19	118,8	2,72448	5,2450218
	19_20	192,9	4,42384	
	19_21	52,92	1,213632	
	19_23	53,78	1,2333547	
20	19_20	192,9	4,42384	2,6592884
21	19_21	52,92	1,213632	3,0631444
	21_22	175,2	4,01792	
22	21_22	175,2	4,01792	2,4563284
23	19_23	53,78	1,2333547	3,4661978
	23_24	189,6	4,34816	
	23_25	19,89	0,456144	

Suite à la page suivante...

Nœud	Tronçon	L (m)	Q r	Q n
24	23_24	189,6	4,34816	2,6214484
25	23_25	19,89	0,456144	5,7242138
	25_26	201,5	4,6210667	
	25_27	238,8	5,47648	
26	25_26	201,5	4,6210667	2,7579018
27	25_27	238,8	5,47648	6,5347924
	27_28	244,5	5,6072	
	27_29	47,58	1,091168	
28	27_28	244,5	5,6072	3,2509684
29	27_29	47,58	1,091168	2,3092111
	29_30	69,2	1,5869867	
	29_31	45,59	1,0455307	
30	29_30	69,2	1,5869867	1,2408618
31	29_31	45,59	1,0455307	2,3651684
	31_32	71,67	1,643632	
	31_33	49,99	1,1464373	
32	31_32	71,67	1,643632	1,2691844
33	31_33	49,99	1,1464373	2,3433818
	33_34	65,59	1,5041973	
	33_35	49,77	1,141392	
34	33_34	65,59	1,5041973	1,1994671
35	33_35	49,77	1,141392	2,3895924
	35_36	71,15	1,6317067	
	35_37	48,46	1,1113493	
36	35_36	71,15	1,6317067	1,2632218
37	35_37	48,46	1,1113493	2,4343124
	37_38	73,63	1,6885813	
	37_39	51,19	1,1739573	
38	37_38	73,63	1,6885813	1,2916591
39	37_39	51,19	1,1739573	1,8380458
	39_40	70,09	1,6073973	
40	39_40	70,09	1,6073973	1,2510671

VI.3.7.3 Calcul du réseau

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET.

a) Cas de pointe

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 3). On constate que 76 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 24 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 1, et que 95 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 5 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 2,

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de pression pour cette variante :

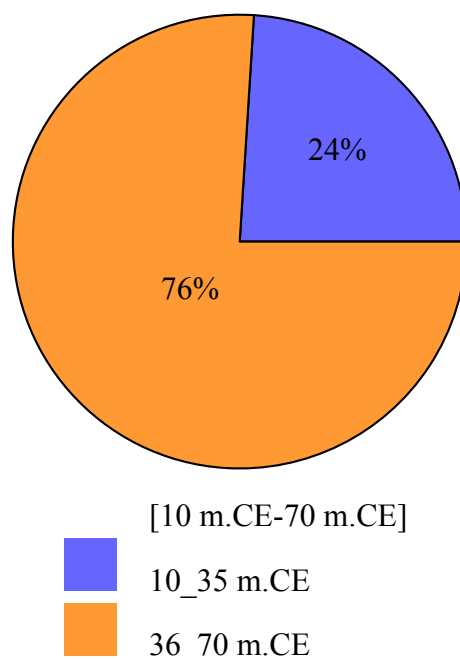


Fig. VI.20 – Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 3 – Étage 1

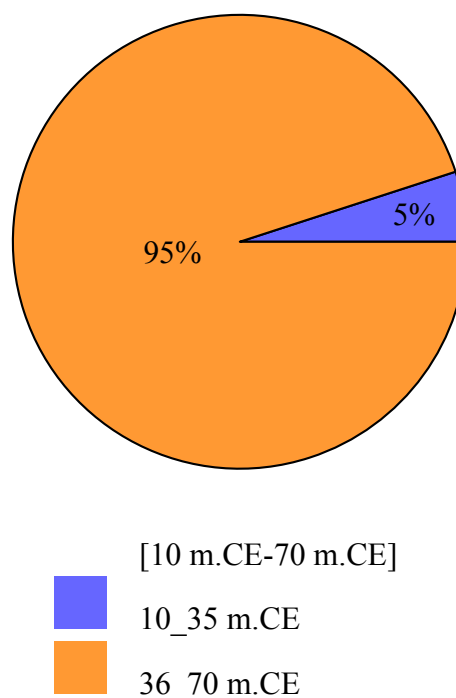


Fig. VI.21 – Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe, Variante 3, Étage 2.

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 3), indique que les vitesses dans le réseau des deux étages varient entre 0,3 m/s et 2 m/s, avec la majorité comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

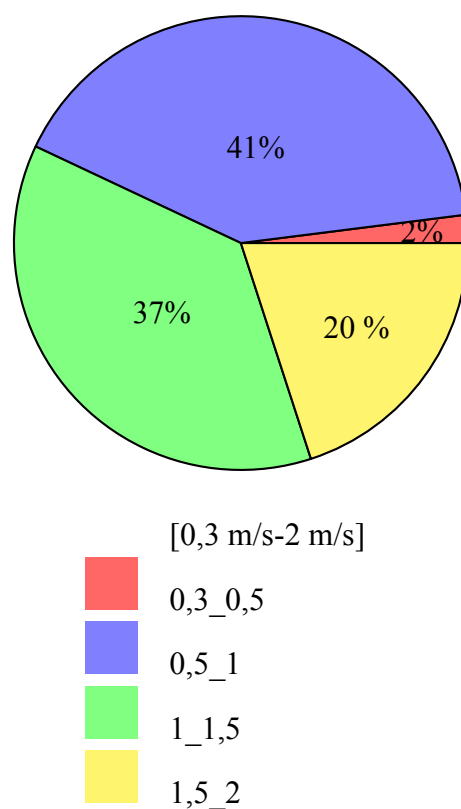


Fig. VI.22 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe – Variante 3 – Étage 1

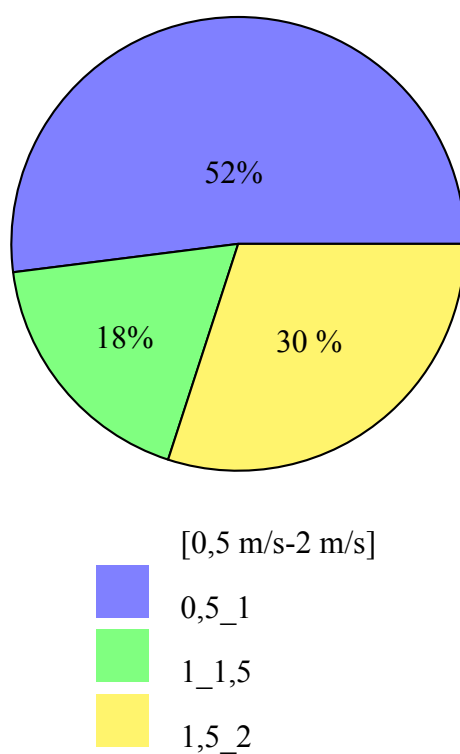


Fig. VI.23 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe, Variante 3, Étage 2

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe :

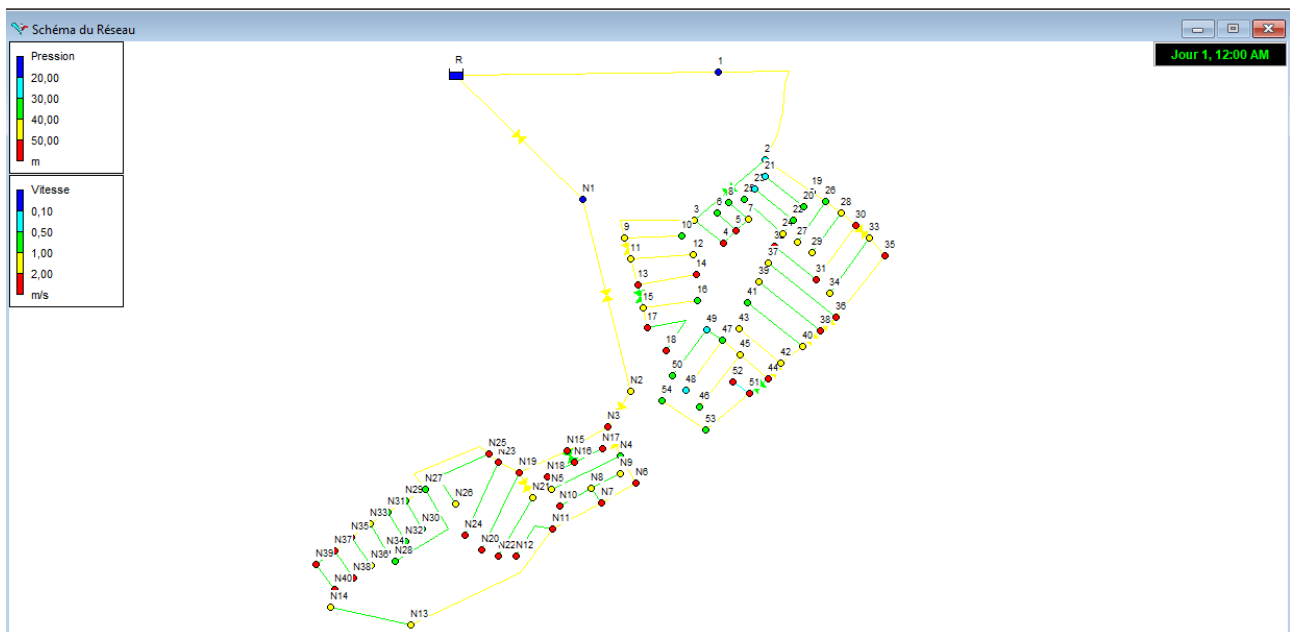


Fig. VI.24 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe du réseau d'AEP du site (variante 3).

b) Cas de pointe + incendie

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 2). On constate que 72 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 28 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 1, et que 90 % des nœuds affichent des pressions comprises entre 36 et 70 mCE, tandis que 10 % présentent des valeurs plus faibles entre 10 et 35 mCE pour l'étage 2,

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement les pourcentages de pression pour cette variante :

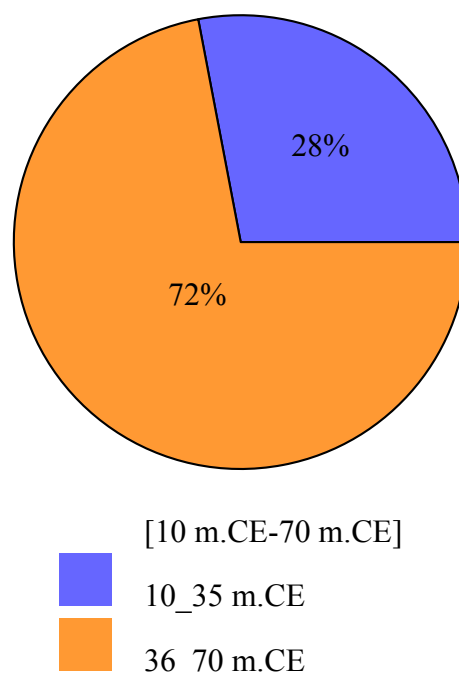


Fig. VI.25 – Répartition des pressions du réseau de distribution — Cas de pointe + incendie, Variante 3, Étage 1.

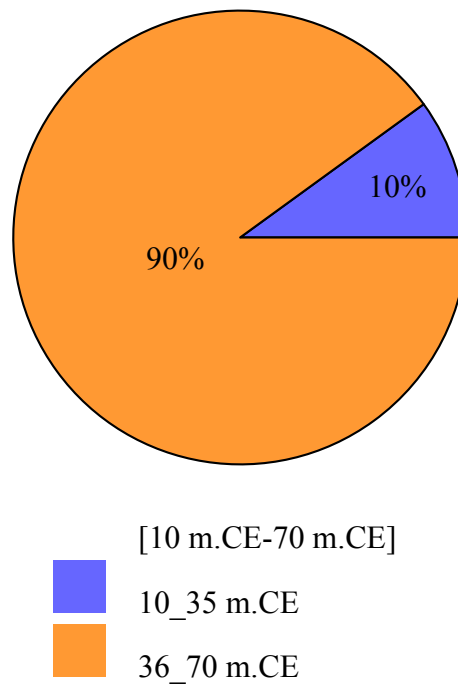


Fig. VI.26 – Répartition des pressions du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 3 – Étage 2

Les résultats de la simulation du réseau projeté en cas de pointe + incendie du site urbain Haouch Errih sont représentés dans l'annexe F (VI. 3), indique que les vitesses dans le réseau des deux étages varient entre 0,3 m/s et 2 m/s, avec la majorité comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

Ces résultats sont synthétisés dans la figure ci-après, qui illustre graphiquement la répartition des vitesses observées dans le réseau pour cette variante :

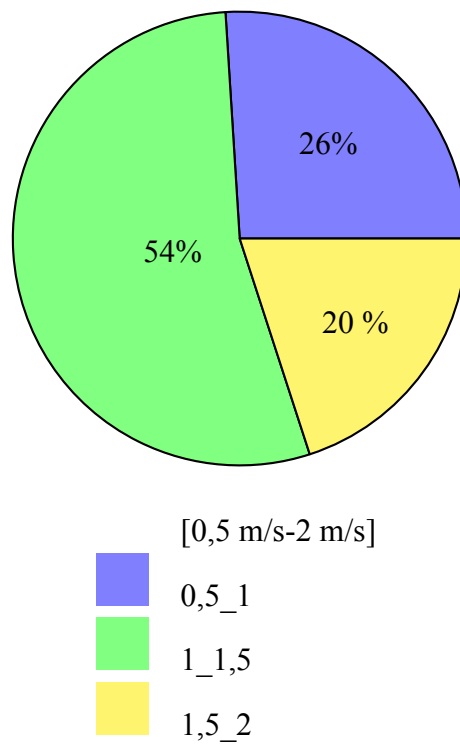


Fig. VI.27 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie – Variante 3 – Étage 1

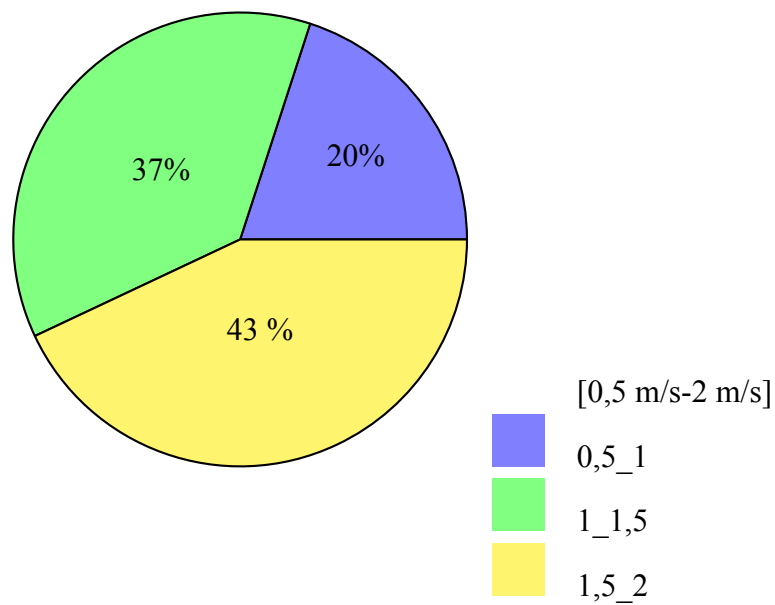


Fig. VI.28 – Répartition des vitesses du réseau de distribution – Cas de pointe + incendie (Variante 3 – Étage 2).

Cette figure représente état hydraulique des tronçons et nœuds dans le cas de pointe + incendie :

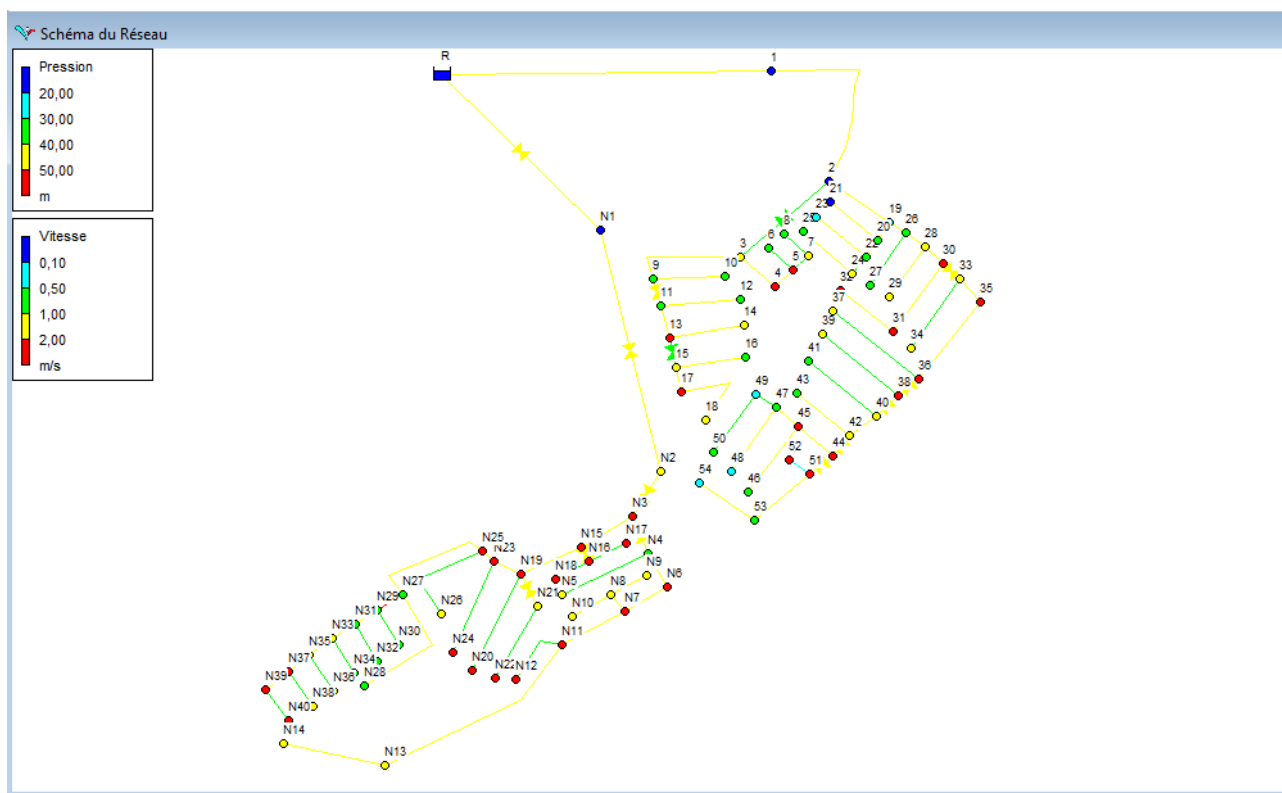


Fig. VI.29 – Simulation du réseau d'AEP en cas de pointe + incendie du réseau d'AEP du site (variante 3).

VI.4 Évaluation hydraulique et économique des trois configurations du réseau

Le choix d'un schéma de distribution adapté constitue une étape essentielle dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, notamment lorsqu'il s'agit d'un site à topographie accidentée abritant des immeubles de neuf étages.

Dans le cadre de cette étude, trois variantes de conception ont été retenues afin d'identifier la solution offrant le meilleur équilibre entre fiabilité hydraulique et optimisation des coûts :

1. **Variante 1** : une seule conduite principale, réseau mixte à cinq mailles, alimenté en un seul étage hydraulique ;
2. **Variante 2** : deux conduites principales, réseau mixte, avec une alimentation étagée sur deux niveaux ;
3. **Variante 3** : deux conduites principales, réseau entièrement ramifié, également en deux niveaux.

La comparaison de ces variantes s'appuie sur plusieurs volets complémentaires :

- **Performances hydrauliques** : pressions disponibles aux nœuds, vitesses d'écoulement et respect du seuil minimal de 36 mCE pour alimenter les bâtiments R+9 sans recours systématique aux surpresseurs ;
- **Aspects techniques et économiques** : nombre de réducteurs de pression, besoins en surpresseurs, coût relatif et flexibilité du réseau ;
- **Contraintes d'exploitation** : sécurité d'alimentation, facilité de maintenance et adaptabilité au relief accidenté du site.

L'objectif final est de déterminer la configuration offrant le meilleur compromis entre performance hydraulique, coût global et simplicité d'exploitation, afin de guider le choix vers la solution la plus durable et fiable.

VI.4.1 Analyse des pressions et identification des besoins en surpresseurs

Le tableau VI.20 ci-après présente la comparaison des différentes variantes en fonction de la pression minimale requise (36 mCE) pour les deux scénarios hydrauliques étudiés :

Tab. VI.20 – Comparaison des variantes selon la pression minimale requise (36 mCE) pour les deux scénarios hydrauliques

Variante	Scénario	≥36 mCE	<36 mCE	Surpresseurs
Variante 1	Cas de pointe	83%	17%	~18%
	Cas de pointe + incendie	80%	20%	
Variante 2	Cas de pointe	46%	54%	~37%
	Cas de pointe + incendie	45%	55%	
Variante 3	Cas de pointe	85%	15%	~6%
	Cas de pointe + incendie	81%	19%	

Remarque :

✓ Sur la base de l'analyse des pressions, la Variante 3 se démarque comme la plus fiable pour alimenter les bâtiments R+9, même en situation d'incendie, avec environ 81--85% des nœuds respectant le seuil de 36 mCE.

✓ La Variante 1 reste une solution économique acceptable (~80% de conformité), tandis que la Variante 2 nécessite un renforcement massif de pression, la rendant moins adaptée sans équipements supplémentaires.

VI.4.2 Analyse de la répartition des vitesses dans le réseau de distribution

Pour simplifier la lecture, les vitesses ont été regroupées en trois classes :

- 0,3 -- 1 m/s : vitesse faible (risque de dépôts);
- 1 -- 1,5 m/s : plage optimale (fonctionnement stable et sûr);
- 1,5 -- 2 m/s : vitesse élevée (pertes de charge et risque d'érosion).

Le tableau VI.21 ci-après présente la comparaison des différentes variantes selon la répartition des vitesses :

Tab. VI.21 – Comparaison des variantes selon la répartition des vitesses

Variante	Scénario	0,3--1 m/s	1--1,5 m/s	1,5--2 m/s
Variante 1	Cas de pointe	49%	42%	9%
	Cas de pointe + incendie	41%	46%	13%
Variante 2	Cas de pointe (Étage 1)	51%	47%	2%
	Cas de pointe (Étage 2)	54%	24%	22%
	Cas de pointe + incendie (Étage 1)	23%	64%	13%
	Cas de pointe + incendie (Étage 2)	39%	27%	34%
Variante 3	Cas de pointe (Étage 1)	43%	37%	20%
	Cas de pointe (Étage 2)	52%	18%	30%
	Cas de pointe + incendie (Étage 1)	26%	54%	20%
	Cas de pointe + incendie (Étage 2)	37%	20%	43%

Petite remarque :

- ✓ Les vitesses dans les trois variantes restent dans la plage optimale (0,3--2 m/s).
- **Variante 1** : stable.
 - **Variante 3** : bonne répartition, avec quelques vitesses plus élevées à l'étage 2 en incendie.
 - **Variante 2** : stable.

Les conduites en **PEHD PN16** supportent ces vitesses et pressions sans risque pour l'exploitation du réseau.

VI.4.3 Évaluation qualitative des configurations de réseau face aux contraintes de relief

Le tableau VI.22 ci-après présente la comparaison des différentes variantes selon le terrain :

Tab. VI.22 – Comparaison qualitative des trois variantes en fonction du terrain accidenté

Variante	Type de réseau principal	Réseau secondaire	Points forts	Points faibles
Variante 1	Réseau mixte avec mailles principales	Ramifications	Bonne résilience grâce aux mailles (alimentation alternative en cas de rupture), simplicité, coût modéré	Peu adapté aux fortes différences de niveau : surpressions en zones basses, insuffisance en zones hautes, besoin de surpresseurs pour compenser
Variante 2	Réseau mixte étagé (deux conduites principales, une par étage)	Ramifications	Étagement améliorant la gestion du relief, redondance partielle entre les étages	Résilience moyenne (dépendance à un tronc par étage), couverture en pression faible sans renforcement
Variante 3	Réseau entièrement ramifié (deux conduites principales, une par étage)	Ramifications	Bonne couverture en pression (81--85%), adaptée aux R+9, étagement favorable au relief	Très vulnérable localement : rupture isole une zone, absence de mailles, complexité opérationnelle (14 réducteurs), surpressions en zones basses

remarque :

- ✓ Dans un terrain très accidenté ($\Delta H > 150\text{ m}$), la Variante 3 offre la meilleure couverture en pression et gère globalement le relief, mais elle est la plus fragile localement. La Variante 1, grâce à ses mailles, assure la meilleure résilience en cas de panne, tandis que la Variante 2 représente un compromis intermédiaire.

VI.4.4 Analyse professionnelle et recommandations

1. Gestion des pressions

La **variante 3** est clairement la plus performante : elle maintient une pression de plus de 80% des nœuds au-dessus de 36 mCE, même en cas d'incendie, ce qui la rend directement adaptée aux bâti-

ments R+9.

La variante 1 reste acceptable mais avec une couverture plus limitée : certaines zones en altitude nécessitent un renforcement.

La variante 2 présente une situation critique : plus de la moitié des nœuds nécessitent un surpresseur, ce qui entraîne une charge d'exploitation supplémentaire.

2. Gestion des vitesses

Concernant les vitesses pour l'ensemble des variantes, elles respectent globalement la plage optimale (0,3--2 m/s), ce qui est positif pour la durabilité du réseau en PEHD PN16.

3. Aspects Techno-économiques

Réducteurs de pression : Var1 et Var2 nécessitent 9, Var3 en exige 14, ce qui implique plus de complexité et de coût en exploitation.

Surpresseurs : besoin est modéré en Var1, très élevé en Var2, presque nul en Var3.

Estimation du coût global des variantes proposées :

- Var1 = coût initial réduit, exploitation simple.
- Var2 = coûts élevés (nombreux surpresseurs et consommation d'énergie).
- Var3 = coûts plus élevés en exploitation (réducteurs nombreux), mais moins d'énergie consommée grâce à la meilleure couverture en pression.

Conclusion et recommandations

En tenant compte des considérations :

- du relief très accidenté ($\Delta H > 150\text{ m}$),
- de la nécessité d'alimenter des bâtiments R+9,
- de la sécurité hydraulique et des coûts d'exploitation,

Il en ressort que :

- ✓ La variante 3 apparaît comme la plus adaptée techniquement car elle garantit la meilleure couverture en pression avec un recours minimal aux surpresseurs. Toutefois, elle nécessite une gestion opérationnelle rigoureuse (14 réducteurs, risque d'isolement local).
- ✓ La variante 1 constitue une alternative viable et économique, offrant une bonne résilience grâce aux mailles, mais nécessitant des renforcements ponctuels en pression.
- ✓ La variante 2 est la moins intéressante car elle cumule une couverture en pression faible et un recours massif aux surpresseurs, ce qui rend son exploitation plus coûteuse et plus contraignante.

La figure suivante illustre l'évolution de la pression et de la vitesse dans le réseau de distribution pour la variante retenue (étage 1) :

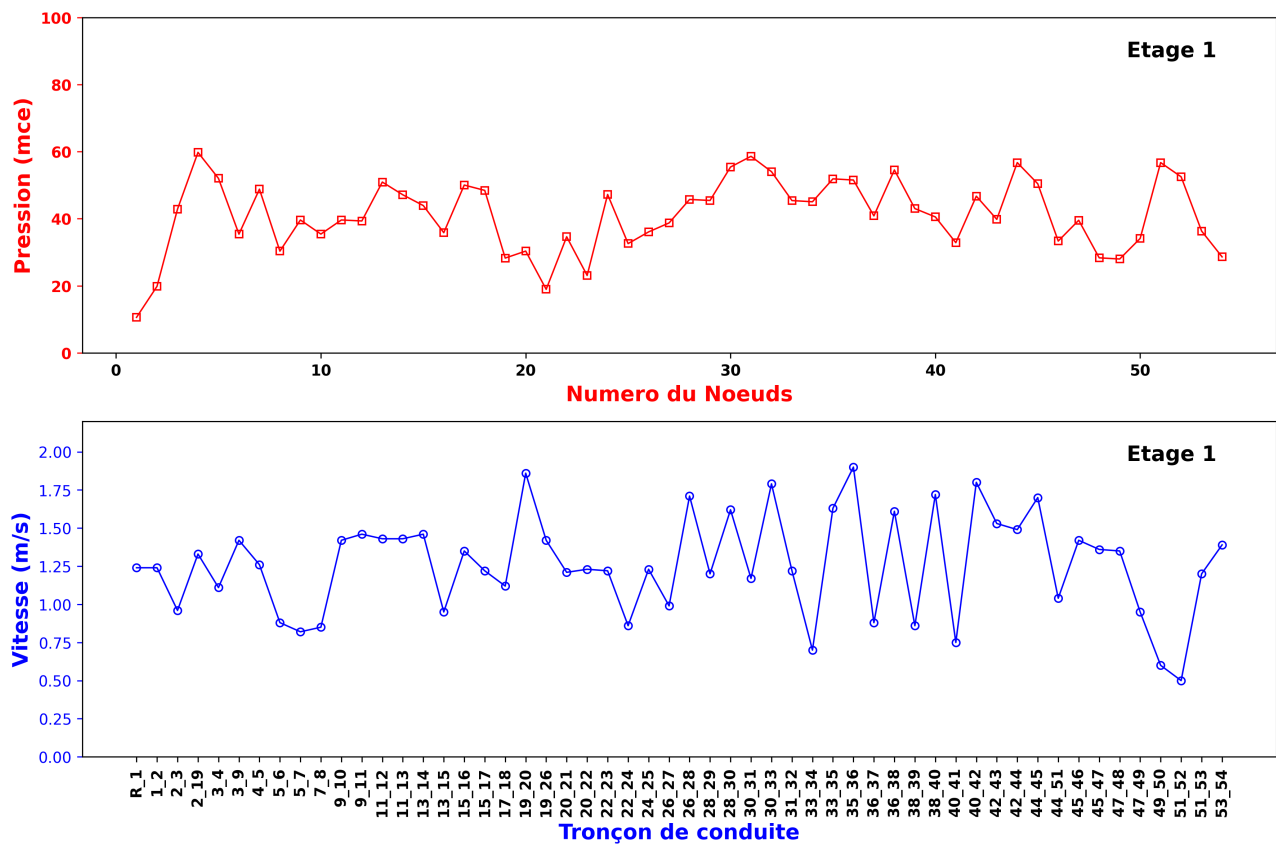


Fig. VI.30 – Évolution de la pression et la vitesse du réseau de distribution de variante 3 (étage 1)

La figure suivante illustre l'évolution de la pression et de la vitesse dans le réseau de distribution pour la variante retenue (étage 2) :

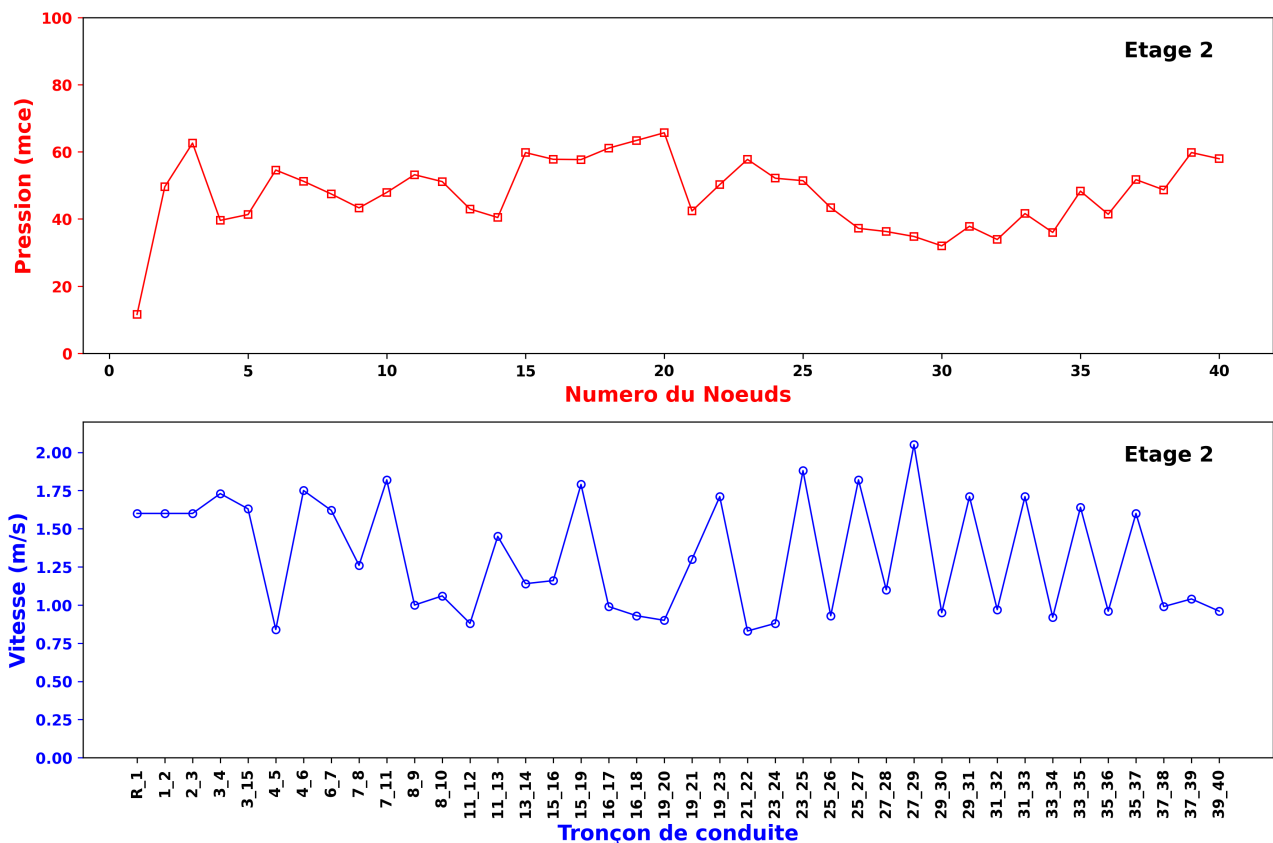


Fig. VI.31 – Évolution de la pression et la vitesse du réseau de distribution de variante 3 (étage 2)

VI.5 Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser en détail les trois variantes proposées pour le dimensionnement hydraulique du réseau de distribution, en tenant compte des contraintes spécifiques du site : un terrain fortement accidenté ($(\Delta H > 150 \text{ mCE})$) et la nécessité d'alimenter des bâtiments R+9.

L'étude des pressions a montré que la **variante 3** garantit la meilleure couverture (plus de 80% des nœuds $> 36 \text{ mCE}$), avec un recours très limité aux surpresseurs, tandis que la **variante 1** reste acceptable mais nécessite des renforcements ponctuels. En revanche, la **variante 2** se révèle insuffisante, plus de la moitié des nœuds présentant des pressions inférieures à 36 mCE.

La répartition des vitesses confirme que l'ensemble des variantes respecte globalement la plage optimale (0,3–2 m/s), avec une homogénéité remarquable dans la Variante 1. Les Variantes 2 et 3 montrent quelques vitesses plus élevées à l'étage 2, surtout en cas d'incendie, mais cela reste dans les limites d'acceptabilité pour des conduites en PEHD PN16.

Sur le plan structurel et opérationnel, la variante 1 se distingue par sa résilience hydraulique, grâce aux mailles qui assurent une continuité en cas de rupture, mais reste limitée dans l'alimentation des zones hautes. La variante 2, malgré son étagement, souffre d'une dépendance excessive aux surpresseurs et présente donc un coût d'exploitation élevé. La variante 3 combine une très bonne couverture en pression et un faible recours aux surpresseurs, mais au prix d'une complexité de gestion accrue (14 réducteurs de pression) et d'une vulnérabilité locale en cas de pannes.

En définitive, le choix de la configuration dépendra des priorités du projet. Toutefois, à la lumière de cette comparaison, la variante 3 est la plus adaptée pour garantir un bon service d'alimentation en eau potable pour desservir un centre urbain implanté sur un relief fortement accidenté, tout en assurant des pressions compatibles avec les exigences des bâtiments R+9.

Chapitre VII :Réservoir de stockage.

Chapitre VII :Réservoir de stockage.

VII.1 Introduction

Dans le cadre de notre projet, les réservoirs de stockage et de distribution constituent un élément fondamental du système d'alimentation en eau potable. Ils assurent à la fois la régulation entre la production et la consommation, et la continuité et la sécurité du service.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et de vérifier leur adéquation afin de garantir le bon fonctionnement du réseau de distribution, en tenant compte des besoins actuels et futurs ainsi que des contraintes d'exploitation. .

VII.2 Fonctions des réservoirs

Les réservoirs jouent un rôle fondamental dans les systèmes d'alimentation en eau potable. Leurs principales fonctions peuvent être résumées ainsi [American Water Works Association (AWWA), 2012] :

- **Régulation hydraulique** : équilibre entre une production continue et une consommation variable au cours de la journée, garantissant une pression plus stable dans le réseau.
- **Sécurité hydraulique** : maintien d'une réserve utilisable en cas de panne, d'interruption de production ou de pollution accidentelle. Ils assurent aussi une réserve spécifique pour la lutte contre l'incendie.
- **Implantation optimale** : situés en hauteur par rapport au réseau, les réservoirs favorisent la distribution gravitaire et réduisent les besoins en pompage. Leur proximité avec les zones de consommation limite les pertes de charge et améliore la régulation des pressions.
- **Protection sanitaire** : construits avec des matériaux adaptés, ils préservent la qualité de l'eau stockée et minimisent les risques de contamination.
- **Avantages techniques et économiques** : ils permettent de lisser la demande en pompant l'eau aux heures creuses (coût énergétique réduit), améliorent la continuité du service et facilitent l'exploitation du réseau.

VII.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable peuvent être classés selon différents critères, en fonction de leur implantation, de leur conception ou encore de leur rôle dans le réseau :

VII.3.1 Selon la position par rapport au sol

- Réservoirs posés sur le sol ;
- Réservoirs enterrés ou semi-enterrés, offrant une meilleure protection sanitaire et une intégration paysagère ;
- Réservoirs surélevés ou châteaux d'eau, permettant une distribution gravitaire avec pression constante ;
- Réservoirs souterrains, utilisés lorsque l'espace en surface est limité.

VII.3.2 Selon la forme

- Réservoirs circulaires, généralement les plus économiques et faciles à réaliser ;
- Réservoirs rectangulaires, carrés ou de formes irrégulières, choisis lorsque l'espace disponible impose des contraintes d'encombrement.

VII.3.3 Selon les matériaux de construction

- Maçonnerie traditionnelle ;
- Béton armé ou béton précontraint, très utilisés pour les grandes capacités ;
- Acier, adapté aux structures surélevées ;
- Plastiques renforcés, employés pour les petits réservoirs.

VII.3.4 Selon la situation hydraulique par rapport au réseau

- Réservoirs en charge directe sur le réseau ;
- Réservoirs nécessitant une surpression pour alimenter certaines zones.

VII.3.5 Selon la fonction ou l'usage

- Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre, régulant la différence entre production et consommation ;
- Réservoirs de transit, utilisés pour sécuriser l'alimentation entre plusieurs points du réseau.

Cette classification met en évidence la diversité des réservoirs existants et l'importance d'adapter le choix du type de réservoir aux conditions locales, qu'elles soient techniques, économiques ou environnementales [Twort et al., 2000].

VII.4 Choix du réservoir de stockage

Le choix du type et de l'implantation d'un réservoir dépend d'un ensemble de conditions techniques et contextuelles. Dans la mesure du possible, il est souvent préférable d'opter pour un réservoir enterré ou semi-enterré, voire légèrement surélevé avec radier en partie enterré, car ces solutions offrent une meilleure intégration au site, une protection accrue contre les variations de température et une réduction des risques de pollution externe.

De manière générale, la sélection d'un réservoir doit prendre en compte :

VII.4.1 conditions topographiques

en particulier l'altitude, qui conditionne la pression disponible dans le réseau. Un site élevé favorise la distribution gravitaire et limite le recours aux surpresseurs ;

VII.4.2 conditions géotechniques

comme la stabilité et la portance du sol, qui déterminent la faisabilité de l'ouvrage et sa durabilité ;

VII.4.3 conditions hydrauliques

relatives aux débits à stocker, à la régulation des pressions et à la proximité des zones de consommation pour limiter les pertes de charge ;

VII.4.4 conditions économiques

qui englobent le coût de construction, la facilité d'exploitation et les dépenses de maintenance.

Ces paramètres, combinés aux exigences sanitaires et sécuritaires (accessibilité, contrôle de la qualité de l'eau, protection contre les contaminations), permettent d'orienter le choix du type de réservoir le plus adapté à chaque contexte particulier [Labadie, 2004].

VII.5 Équipements du réservoir

Un réservoir d'eau potable doit être équipé de dispositifs garantissant sa fiabilité hydraulique, sa sécurité sanitaire et sa facilité d'exploitation. Les principaux équipements sont détaillés ci-dessous [Boutin and Tardieu, 2001, World Health Organization, 2011].

VII.5.1 Conduite d'arrivée

La conduite d'arrivée peut être en gravitaire ou en refoulement. Il est recommandé que l'alimentation se fasse par le bas (siphon noyé) ou en plongeant la conduite, idéalement à l'opposé de la conduite de départ, afin de favoriser un bon brassage et un renouvellement efficace de l'eau par création de rouleaux. Le dispositif d'arrêt automatique est assuré par un robinet flotteur en alimentation gravitaire, ou par l'arrêt du moteur en refoulement, lorsque le niveau maximal est atteint. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.2 Conduite de départ

La conduite de départ est positionnée en vis-à-vis de l'arrivée, à 15--20 cm au-dessus du radier, pour éviter l'aspiration des particules en suspension. Une crépine courbée est installée à son extrémité pour prévenir la formation de vortex et l'incursion d'air. Une vanne à survitesse (fermeture rapide) permet une réaction immédiate en cas de rupture localisée. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.3 Conduite de trop-plein

Elle protège contre le sur-remplissage en évacuant l'eau excédentaire. L'extrémité doit être munie d'un siphon ou dispositif anti-retour pour empêcher l'introduction de contaminants. Pour les réservoirs compartimentés, chaque cellule doit disposer de son propre trop-plein. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.4 Conduite de vidange

Située au point le plus bas du radier, cette conduite permet la vidange pour nettoyage ou réparation. Elle est équipée d'un robinet-vanne et, souvent, raccordée à la conduite de trop-plein. Il est essentiel de nettoyer et vérifier le robinet-vanne après chaque vidange pour éviter l'encrassement par des sédiments (sable, dépôts). [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.5 Conduite de by-pass

Dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté, une conduite de by-pass relie l'arrivée à la sortie afin d'assurer la continuité de la distribution lors des opérations d'entretien ou de mise hors service du réservoir. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.6 Robinets-vannes et tuyauterie

Chaque canalisation (arrivée, départ, vidange, trop-plein) doit pouvoir être isolée via des robinets-vannes appropriés. La tuyauterie est protégée contre la corrosion, typiquement par galvanisation ou traitement adapté, afin de garantir longévité et intégrité hydraulique. [World Health Organization, 2011]

VII.5.7 Chambre des vannes

La chambre des vannes est un local technique accolé à la cuve qui centralise les pénétrations (arrivée, départ, trop-plein, vidange). Elle facilite la surveillance de l'étanchéité, permet les prélèvements dans de bonnes conditions sanitaires et l'installation de dispositifs complémentaires (chloration, comptage) tout en évitant l'accès direct par le dessus. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.8 Équipements d'accès et de nettoyage

L'accès aux cuves pour inspection, entretien ou réparation doit être prévu : trappes de visite pour le personnel, trappes plus larges pour le matériel, dispositifs spécifiques de lavage et pompage pour nettoyage interne. [Boutin and Tardieu, 2001]

VII.5.9 Instrumentation et sécurité sanitaire

Des capteurs de niveau, de pression ou de débit permettent une gestion en temps réel. Des clapets anti-retour, dispositifs de chloration, systèmes de protection contre les intrusions et clôtures périphériques assurent la qualité et la sécurité sanitaire de l'eau stockée. [World Health Organization, 2011]

VII.5.10 Système de matérialisation d'incendie

Afin de réserver en permanence le volume d'eau destiné à la lutte contre l'incendie, différents dispositifs hydrauliques peuvent être mis en place. Ces systèmes permettent d'isoler la réserve incendie du volume de régulation tout en assurant une mise à disposition immédiate en cas de besoin.

- Le système à deux prises.
- Le système à siphon.

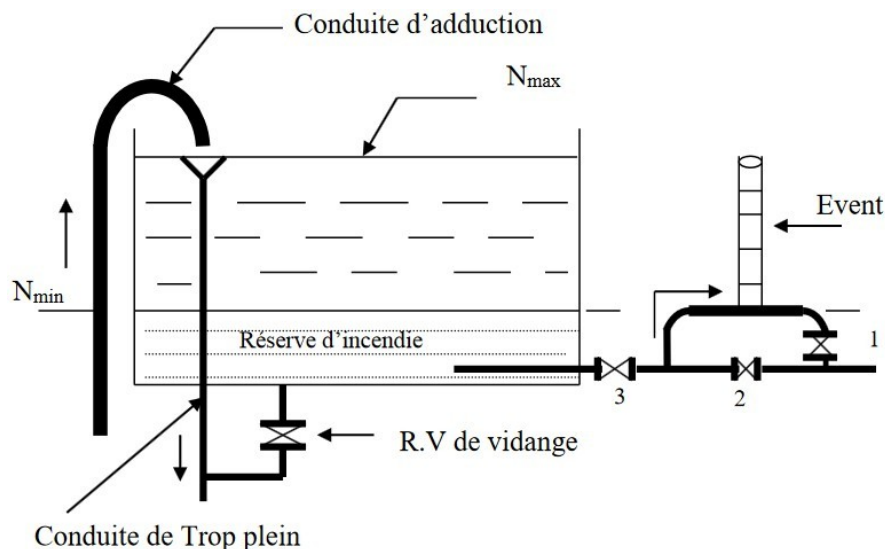


Fig. VII.1 – Système à siphon

VII.6 Calcul du volume du réservoir

Le calcul du volume nécessaire d'un réservoir d'eau potable est une étape cruciale pour garantir que le réservoir existant soit dimensionné pour répondre aux besoins actuels et futurs. Dans le cadre de cette étude, le réservoir de distribution existant a une capacité de 5000 m³. Il est situé à la cote **435,79 m NGA**. Cette position géographique joue un rôle important dans la pression du réseau, permettant

une distribution gravitaire plus efficace et réduisant le besoin de surpresseurs. Il est essentiel de vérifier si ce réservoir est suffisant pour couvrir les besoins de la population, en tenant compte de la consommation quotidienne ainsi que des besoins spécifiques pour les périodes de pointe et les situations d'urgence.



Fig. VII.2 – réservoir existant de Haouch Errih 5000 m³

VII.6.1 Estimation de la capacité du réservoir

Pour évaluer la capacité du réservoir existant, il est nécessaire de calculer les différents volumes de stockage requis : volume de régulation, volume de sécurité et volume d'incendie. Les volumes totaux sont déterminés en fonction des variations de la consommation et des débits d'approvisionnement [American Water Works Association (AWWA), 2012].

VII.6.1.1 Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer le volume de régulation (V_r) en fonction de la consommation maximale journalière $Q_{max,j}$, en prenant en compte la fraction horaire du débit maximal :

$$V_r = (a \times Q_{max,j})/100 \quad (\text{VII.1})$$

Où :

V_r : Capacité résiduelle du réservoir (m³);

a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%);

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

En ajoutant à ce volume le volume d'incendie V_{inc} , on obtient le volume total V_T :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (\text{VII.2})$$

Pour notre étude, le volume d'incendie estimé est de 120 m³ [World Health Organization, 2011].

VII.6.1.2 Méthode graphique

La méthode graphique repose sur le traçage des courbes de consommation et de débit pompé pour déterminer le résidu maximal journalier R_{max} . Ce résidu est calculé en ajoutant les écarts entre les deux courbes :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\text{VII.3})$$

Ensuite, le volume de régulation V_r est calculé en fonction de ce résidu. Le volume total du réservoir est ensuite donné par l'ajout du volume d'incendie à la capacité de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (\text{VII.4})$$

VII.6.2 Détermination des capacités du réservoir

En appliquant la méthode analytique, nous pouvons estimer la capacité nécessaire du réservoir pour notre étude de cas, qui concerne un réservoir de distribution existant, destiné à approvisionner un centre urbain. Ce réservoir, avec une capacité actuelle de 5000 m³, doit répondre aux besoins en eau actuels et futurs, tout en tenant compte des capacités d'approvisionnement des sources d'eau locales.

Le calcul de la capacité nécessaire du réservoir se base sur les variations de la consommation d'eau, les pannes éventuelles du réseau et la garantie d'une réserve suffisante pour faire face à des situations d'urgence, telles que les incendies.

Le tableau suivant récapitule le régime de fonctionnement du réservoir :

Tab. VII.1 – Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation.

Heure	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée (%)	Départ (%)	Reste dans le réservoir (%)
0--1	1,5	5	3,5		3,5
1--2	1,5	5	3,5		7,0
2--3	1,5	5	3,5		10,5
3--4	1,5	5	3,5		14,0
4--5	2,5	5	2,5		16,5
5--6	3,5	5	1,5		18,0
6--7	4,5	5	0,5		18,5
7--8	5,5	5		0,5	18,0
8--9	6,25	5		1,25	16,8
9--10	6,25	5		1,25	15,5
10--11	6,25	5		1,25	14,3
11--12	6,25	5		1,25	13,0
12--13	5,0	5	0	0	13,0
13--14	5,0	5	0	0	13,0
14--15	5,5	5		0,5	12,5
15--16	6,0	5		1	11,5
16--17	6,0	5		1	10,5
17--18	5,5	5		0,5	10,0
18--19	5,0	5	0	0	10,0
19--20	4,5	5	0,5		10,5
20--21	4,0	0		4,0	6,5
21--22	3,0	0		3,0	3,5

22--23	2,0	0		2,0	1,5
23--24	1,5	0		1,5	0,0
Total	100,0	100			

La détermination de la capacité du réservoir par cette méthode analytique se divise en deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération, représenté par la courbe horaire de la demande en eau.
- Le régime d'apport en provenance de la source vers le réservoir.

La capacité du réservoir est calculée à partir des résidus, obtenus en faisant la différence entre le cumul des apports et le cumul des départs d'eau pour chaque heure sur une période de 24 heures. À cette valeur, il convient d'ajouter la réserve minimale pour la lutte contre l'incendie, estimée à 120 m³.

Le volume utile est donné par la relation :

$$V_u = |\max(\text{reste dans réservoir}(\%))| \times Q_{\max j} = \frac{|18,5|}{100} \times 11765,975 = 2176,71 \text{ m}^3 \quad (\text{VII.5})$$

Le volume total du réservoir est alors :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}} \quad (\text{VII.6})$$

$$V_t = 2176,71 + 120 = 2296,71 \text{ m}^3 \quad (\text{VII.7})$$

La capacité normalisée adoptée est :

$$V_n = 2500 \text{ m}^3 \quad (\text{VII.8})$$

Remarque : Dans notre étude, la capacité de stockage nécessaire est estimée à 2500 m³, ce qui reste inférieure à la capacité du réservoir au sol existant, qui est de 5000 m³.

Conclusion

L'estimation de la capacité du réservoir constitue une étape essentielle pour évaluer la pertinence d'un projet de construction ou d'extension d'ouvrage de stockage. Dans le cadre de notre étude, l'application de la méthode analytique a permis de déterminer un volume nécessaire de **2 500 m³**, valeur équivalente à la capacité effective du réservoir de distribution existant (5 000 m³).

Ainsi, la capacité actuelle est largement suffisante pour satisfaire la demande en eau de la zone desservie, y compris en tenant compte des besoins de sécurité incendie. Il n'est donc pas nécessaire de projeter la réalisation d'un nouveau réservoir, la priorité devant plutôt être accordée à l'entretien préventif et à l'optimisation de l'exploitation de l'ouvrage existant.

Chapitre VIII :Pose et protection des canalisations.

Chapitre VIII : Pose et protection des canalisations.

VIII.1 Introduction

La performance d'un réseau d'adduction d'eau potable dépend de la qualité de la pose des conduites, de leurs accessoires et de leur protection. Dans le cadre du notre projet, la pose des conduites doit être adaptée à la topographie, au tracé et aux contraintes locales. Ce chapitre présente les méthodes de pose, les équipements et les protections, notamment contre le coup de bélier, afin d'assurer la fiabilité et la durabilité du réseau.

VIII.2 Pose des conduites

VIII.2.1 Principes généraux

La pose des conduites constitue une étape essentielle dans la mise en œuvre d'un projet d'adduction d'eau potable, car elle conditionne la durabilité et la performance hydraulique du réseau [AFNOR, 2015, American Water Works Association, 2017]. Dans le cadre du présent projet, portant sur le renforcement du système d'alimentation en eau potable du centre urbain de Haouch Errih à partir de la nouvelle Station de Dessalement d'Eau de Mer (SDEM) de Fouka II, le tracé des conduites a été étudié de manière à optimiser le transport de l'eau tout en minimisant les pertes de charge et les risques de défaillance [Ministère des Ressources en Eau, Algérie, 2019].

Le choix du mode de pose dépend principalement :

- De la topographie du terrain traversé (terrain ordinaire, en pente, zone humide, traversée d'oued, etc.) ;
- De la nature géotechnique du sol (sol stable, peu consistant, rocheux, sablonneux, etc.) ;
- Des contraintes physiques et techniques présentes sur le tracé (infrastructures existantes, croisements de réseaux, voies de circulation, ouvrages d'art) ;
- Des exigences de protection mécanique et hydraulique des conduites.

Pour assurer un fonctionnement optimal, les conduites sont posées en respectant certaines distances minimales vis-à-vis des autres réseaux [World Health Organization, 2011] :

- Éloignement d'au moins 10 cm de tout élément dur (roche, béton, etc.) ;
- Distance minimale de 30 cm par rapport aux câbles électriques ;
- Distance minimale de 60 cm par rapport aux conduites de gaz.

Un soin particulier est apporté à la préparation du fond de fouille, à la mise en place du lit de pose, ainsi qu'à l'alignement et au calage des conduites, afin de garantir une continuité hydraulique et une protection efficace contre les contraintes externes. Enfin, l'intégration d'accessoires hydrauliques (vannes, ventouses, clapets, etc.) est planifiée dès cette étape pour faciliter l'exploitation, la maintenance et la sécurité du réseau.

VIII.2.2 Méthodes de pose selon la nature du terrain

La technique utilisée pour installer une conduite d'eau dépend directement de la configuration du terrain, de la qualité du sol et des contraintes rencontrées sur le tracé. L'objectif est de garantir la solidité de l'ouvrage et sa durabilité, tout en minimisant les risques de déformation ou de rupture [Rodier et al., 2016, AFNOR, 2011].

VIII.2.2.1 Terrains ordinaires

Dans les sols compacts et stables, on creuse généralement une tranchée d'au moins 60 cm de large, assez profonde pour contenir le lit de pose, la canalisation et le remblai de protection. Le fond de la fouille est recouvert d'une couche de sable bien nivelée, épaisse de 10 à 20 cm, qui assure un appui homogène et évite tout contact direct avec des pierres ou objets coupants. Une fois la conduite alignée et calée, la tranchée est rebouchée par couches successives, soigneusement compactées [Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2004].

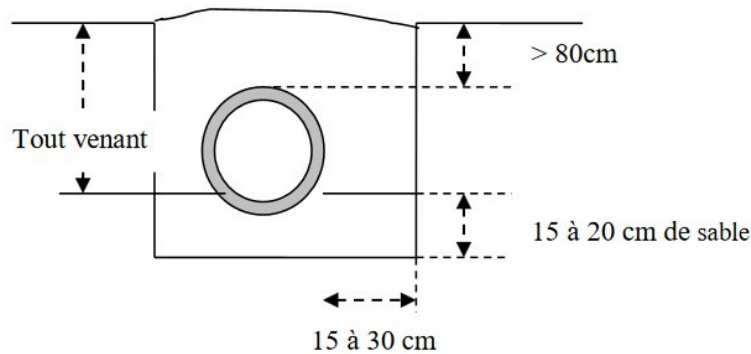


Fig. VIII.1 – Schéma de la pose de canalisations dans un terrain ordinaire

VIII.2.2.2 Terrains peu consistants

Lorsque le sol est instable ou sujet aux tassements, la conduite repose sur une semelle en béton, parfois armée, avec un lit de sable intermédiaire. Dans certains cas, des supports ponctuels (tasseaux) sont placés près des joints, eux-mêmes stabilisés par des pieux plantés jusqu'à atteindre le sol ferme [Rodier et al., 2016, Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2010].

VIII.2.2.3 Zones humides ou marécageuses

Pour éviter les affaissements, un système de drainage est installé au fond de la tranchée. Ce dispositif, recouvert de gravier, est surmonté d'un lit de béton armé servant de base à la conduite. Cette méthode permet de limiter les effets des sols gorgés d'eau et de maintenir l'ouvrage en place [Programme des Nations Unies Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2010].

VIII.2.2.4 Pose en galerie

Dans les zones urbaines ou les secteurs encombrés par d'autres réseaux, il peut être nécessaire de placer la canalisation dans une galerie technique. Cette structure est équipée d'un système d'évacuation des eaux infiltrées, et les conduites sont fixées sur supports. Des vannes de sectionnement sont installées aux extrémités pour faciliter l'entretien [Rodier et al., 2016].

VIII.2.2.5 Traversée d'oued ou de rivière

a) Sur pont

la conduite est suspendue au tablier au moyen de fixations robustes, avec une protection contre les vibrations et les chocs [AFNOR, 2011].

b) Par immersion

la canalisation (souvent en acier ou en PEHD) est soudée, lestée, puis immergée et ancrée au fond. Un recouvrement protecteur peut être ajouté pour prévenir les dommages liés au courant ou aux objets flottants [Rodier et al., 2016, Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2010].

VIII.2.2.6 Pose en pente

Lorsque la conduite suit une forte déclivité, des ancrages réguliers sont indispensables pour contrer la poussée exercée par le poids de l'eau. Les types de joints utilisés varient selon le matériau : verrouillés pour la fonte, auto-buttants pour le béton et soudés pour l'acier [AFNOR, 2011].

VIII.2.2.7 Pose sans ouverture de tranchée

Cette méthode est choisie pour franchir des obstacles comme des routes à fort trafic ou des voies ferrées. Les techniques les plus courantes sont le fonçage (pour les grands diamètres) et le forage dirigé (pour les diamètres plus petits). Elles réduisent les perturbations en surface et permettent une installation plus rapide

VIII.3 Accessoires et équipements du réseau

VIII.3.1 Vannes de sectionnement

Les vannes de sectionnement permettent d'isoler une portion du réseau afin de réaliser des travaux d'entretien, de réparation ou de gérer la distribution en cas d'incident. Elles peuvent être de type *robinet-vannes à opércule* ou *vannes papillon*. Les robinets-vannes à opércule sont souvent utilisés pour les diamètres faibles à moyens (jusqu'à 300 mm), offrant une fermeture fiable et étanche, tandis que les vannes papillon sont plus adaptées aux grands diamètres (supérieurs à 300 mm) grâce à leur maniabilité et leur faible perte de charge. Elles sont disposées à intervalles réguliers afin de limiter la longueur des conduites mises hors service, généralement tous les 200 à 350 mètres selon la configuration du réseau [AFNOR, 2018].

VIII.3.2 Clapets anti-retour

Les clapets anti-retour assurent un écoulement unidirectionnel de l'eau et empêchent tout reflux susceptible de provoquer des contaminations ou des dysfonctionnements hydrauliques. On les installe généralement en aval des pompes et sur certaines branches stratégiques du réseau. Les modèles peuvent être à battant ou à piston, avec un dimensionnement adapté au diamètre de la conduite et au débit nominal. Ces dispositifs réduisent les risques de coups de bélier et protègent les équipements en station de pompage [American Water Works Association, 2020].

VIII.3.3 Réducteurs de pression

Les réducteurs de pression maintiennent une pression stable dans une partie du réseau, indépendamment des variations amont. Ils protègent ainsi les installations domestiques et industrielles et évitent les surpressions pouvant endommager les canalisations. Leur fonctionnement repose sur une vanne régulée par un ressort ou une membrane, ajustant automatiquement l'ouverture en fonction de la pression aval. Le réglage tient compte des besoins de desserte tout en garantissant la sécurité des installations [World Health Organization, 2017].

VIII.3.4 Ventouses

Les ventouses sont conçues pour éliminer l'air accumulé dans les conduites et éviter la formation de poches d'air susceptibles de perturber l'écoulement ou de provoquer des coups de bélier. Les ventouses simples évacuent l'air lors du remplissage, tandis que les ventouses doubles ou automatiques assurent également l'admission d'air lors des vidanges, prévenant ainsi les dépressions internes. Elles sont placées aux points hauts du réseau et installées dans des regards visitables pour faciliter l'entretien [International Organization for Standardization, 2015].

VIII.3.5 Bouches et poteaux d'incendie

Les bouches et poteaux d'incendie permettent de prélever rapidement de l'eau pour la lutte contre l'incendie. Les poteaux d'incendie sont généralement placés le long des voies principales, tandis que les bouches d'incendie sont intégrées dans le sol en zone urbaine dense. Leur implantation respecte les normes locales de défense incendie, avec une distance maximale entre deux points d'eau fixée par la réglementation (par exemple 200 m en zone urbaine selon [AFNOR, 2012]). Leur débit nominal doit répondre aux besoins opérationnels tout en préservant la pression du réseau.

VIII.3.6 Pièces spéciales (coudes, Tés, manchons, cônes)

Les pièces spéciales assurent les raccordements, changements de direction, variations de diamètre ou branchements sur le réseau :

- **Coudes** : changent l'orientation de la conduite.
- **Tés** : permettent de créer une dérivation ou de raccorder un branchement.
- **Manchons** : assurent la jonction de deux tronçons, souvent pour maintenance.
- **Cônes** : facilitent la transition entre deux diamètres différents.

Ces pièces doivent être dimensionnées et installées avec des dispositifs de butée pour résister aux efforts dus à la pression interne et aux variations de débit [Ente Nazionale Italiano di Unificazione, 2000].

VIII.4 Boosters

Dans les réseaux d'alimentation en eau potable, en particulier dans les zones en altitude ou les immeubles de grande hauteur (par exemple R+9), la pression disponible dans le réseau gravitaire est parfois insuffisante pour garantir un approvisionnement adéquat à tous les points de soutirage.

Afin de remédier à ce déficit de pression, le recours à des groupes de surpression, appelés aussi boosters, s'impose. Ces systèmes permettent de rétablir et de maintenir une pression optimale dans le réseau intérieur, en tenant compte des contraintes de consommation, de hauteur et de confort des usagers.

VIII.4.1 Choix d'implantation

Dans le cadre de notre étude, dans certaines zones du réseau gravitaire, la pression disponible peut s'avérer insuffisante pour assurer un approvisionnement adéquat à tous les points de soutirage, notamment ceux situés aux altitudes les plus élevées ou aux extrémités du réseau.

L'intégration de boosters, en remplacement ou complément des surpresseurs traditionnels, est privilégiée pour leurs avantages techniques et énergétiques : pression stabilisée, réduction des pertes de charge, adaptation dynamique à la demande, diminution des risques de coups de bélier.

VIII.4.2 Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La Hauteur Manométrique Totale (*HMT*) à fournir par le booster représente la hauteur totale que la pompe doit vaincre pour assurer un débit suffisant avec une pression adéquate au point de livraison.

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (\text{VIII.1})$$

Avec ;

H_g : la hauteur géométrique, soit la différence d'altitude entre le point d'aspiration et le point de refoulement (m) ;

ΔH : perte de charge (m) ;

VIII.4.3 Puissance hydraulique de la pompe

La puissance hydraulique théorique nécessaire pour faire fonctionner un groupe de surpression est donnée par la relation suivante :

$$P_{th} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta \cdot 1000} \quad (\text{VIII.2})$$

Avec ;

P_{th} : puissance hydraulique théorique (kW) ;

ρ : masse volumique de l'eau, soit (1000 kg/m³) ;

g : accélération de la pesanteur, soit (9,81 m/s²) ;

Q : débit requis par le réseau (m³/s) ;

HMT : Hauteur Manométrique Totale (mce) ;

η : rendement global de l'installation, généralement compris entre 0,60 et 0,75.

Recommandation :

Il est conseillé de prévoir une marge de sécurité de 10 à 20 % sur la puissance calculée, afin de garantir une fiabilité optimale et éviter tout fonctionnement en surcharge.

VIII.4.4 Application

Dans le cadre de notre étude, il a été établi qu'une pression minimale équivalente à 36 mCE est nécessaire pour assurer une alimentation correcte jusqu'au dernier étage (R+9) des bâtiments desservis. Toutefois, les résultats présentés dans le chapitre VI révèlent que certaines zones du réseau ne permettent pas d'atteindre cette pression minimale. Afin de garantir une pression suffisante en tout point du réseau, notamment dans les secteurs les plus défavorisés, il est indispensable d'installer des boosters. Les tableaux suivants présentent les résultats du dimensionnement des différents boosters intégrés dans le réseau.

VIII.4.4.1 Données de base

Tab. VIII.1 – Données de base pour le dimensionnement des groupes de surpression

tronçon	cote amont (m)	cote aval (m)	H_g (m)	L (m)	D (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH (m)	P_{min} (m)
7_8	373	390	17	69,33	130,8	1,10	0,85	10,00	30,35
20_21	398	405	7	110,20	40,8	1,58	1,21	39,88	18,96
22_23	393	400	7	111,20	40,8	1,60	1,22	40,80	23,10
47_48	319	324	5	126,60	40,8	1,70	1,35	48,98	28,35
53_54	318	319	1	130,20	40,8	1,82	1,39	51,51	28,63

VIII.4.4.2 Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (HMT)

Tab. VIII.2 – Calcul de la Hauteur Manométrique Totale (HMT)

tronçon	cote amont (m)	cote aval (m)	H_g (m)	ΔH (m)	P_{min} (m)	HMT (m)
7_8	373	390	17	10,00	30,35	57,35
20_21	398	405	7	39,88	18,96	65,84
22_23	393	400	7	40,80	23,10	70,90
47_48	319	324	5	48,98	28,35	82,33
53_54	318	319	1	51,51	28,63	81,14

VIII.4.4.3 Calcul de la Puissance Théorique P_{th}

Tab. VIII.3 – Calcul de la puissance hydraulique théorique P_{th} des boosters

Tronçon	Cote amont (m)	Cote aval (m)	HMT (m)	Q (l/s)	η	P_{th} (W)	P_{th} avec 20% (W)
7_8	373	390	57,35	1,10	0,65	952,10	1142,52
20_21	398	405	65,84	1,58	0,65	1570,01	1884,01
22_23	393	400	70,90	1,60	0,65	1712,07	2054,49
47_48	319	324	82,33	1,70	0,65	2112,33	2534,80
53_54	318	319	81,14	1,82	0,65	2228,75	2674,50

✓ L'analyse des pressions disponibles aux différents points critiques du réseau montre que dans plusieurs cas, notamment aux nœuds 21, 23, 48 et 54, la pression gravitaire ne suffit pas à garantir une alimentation satisfaisante. Pour y remédier, des stations de surpression (boosters) ont été dimensionnées et positionnées aux emplacements stratégiques du réseau.

✓ Le tableau récapitulatif présenté dans cette section détaille les caractéristiques hydrauliques de chaque booster proposé : hauteur manométrique totale (HMT), débit requis, puissance nécessaire et choix des équipements. Les HMT varient entre 57,35 m et 82,33 m, et les puissances calculées vont jusqu'à 10,85 kW, confirmant les exigences en énergie pour compenser le déficit de pression dans ces zones.

✓ Ces résultats permettent non seulement de valider la nécessité de ces dispositifs, mais aussi de guider précisément leur dimensionnement et leur implantation dans le réseau, assurant ainsi une alimentation continue, fiable et conforme aux normes, notamment dans les zones en altitude ou en extrémité de desserte.

VIII.5 Protection des conduites contre le coup de bélier

VIII.5.1 Généralités sur le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui survient dans les conduites en charge lorsqu'une variation brutale de la vitesse d'écoulement (fermeture rapide d'une vanne, arrêt subit d'une pompe, etc.) génère une onde de pression se propageant rapidement dans le système. Cette onde engendre des surpressions et des dépressions successives qui peuvent dépasser les pressions de service prévues et provoquer des dommages tels que la rupture de conduite, le déboîtement de joints ou l'apparition de poches de cavitation [Chaudhry, 2014].

VIII.5.2 Causes et risques

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- L'ouverture ou la fermeture rapide d'une vanne de sectionnement.
- La mise en marche ou l'arrêt brusque d'une pompe.
- Le remplissage ou la vidange rapide d'une conduite.
- Une variation soudaine de la vitesse de rotation d'une pompe.
- La perte soudaine d'alimentation électrique dans une station de pompage.

Les risques induits sont de trois ordres principaux :

Surpression : Résulte d'un freinage brusque de la colonne d'eau (ex. fermeture instantanée d'une vanne). Si la pression totale (pression de service plus surpression transitoire) dépasse la résistance admissible de la conduite, il y a risque de rupture ou de déboîtement des liaisons. Ce mécanisme est détaillé dans les analyses transitoires de [Wylie et al., 1993].

Dépression : Apparaît lors d'un arrêt soudain d'une pompe ou d'une ouverture instantanée de vanne, pouvant faire chuter la pression en dessous de la valeur critique et générer des poches de cavitation, entraînant une implosion locale ou l'aspiration des joints. Ceci est une conséquence classique des transitoires, analysée dans [Chaudhry, 2014].

Fatigue du matériau : La répétition d'alternances de surpressions et de dépressions engendre une sollicitation cyclique qui affaiblit la structure de la conduite sur le long terme, réduisant sa durée de vie prévue. Ce phénomène est souligné par [?] comme particulièrement critique dans les réseaux à basse pression où les amplitudes peuvent être élevées.

VIII.5.3 Moyens de protection

Plusieurs dispositifs permettent de limiter les effets destructeurs du coup de bélier. Parmi les plus courants, on retrouve :

- **Réservoirs d'air :** Ils servent de coussin compressible et amortissent rapidement les variations de pression en absorbant ou restituant de l'eau. Leur conception repose sur les principes de la dynamique transitoire exposés dans [Wylie et al., 1993] et [Chaudhry, 2014].
- **Cheminées d'équilibre :** Réservoirs à eau libre qui permettent l'adaptation de la pression par déplacement d'eau et atténuent les ondes de pression.
- **Soupapes de décharge (ou décompression) :** Évacuent automatiquement une partie du débit en cas de surpression excessive afin de protéger la canalisation.
- **Volants d'inertie :** Prolongent la rotation d'une pompe après une perte d'énergie, réduisant ainsi la variation instantanée de vitesse et la génération d'ondes transitoires brutales.

VIII.5.4 Étude du réservoir d'air anti-bélier

VIII.5.4.1 Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air anti-bélier est une enceinte partiellement remplie d'eau et d'air. En régime permanent, l'air est comprimé à une pression d'équilibre qui stabilise la pression de la conduite. Lors de perturbations (arrêt brusque de pompe, inversion de flux), l'air compressible absorbe une partie de l'énergie de la colonne d'eau en mouvement, limitant la surpression, puis restitue de l'eau lorsque la pression chute, réduisant la dépression. Ce comportement amortisseur permet d'atténuer les oscillations de pression successives jusqu'à leur atténuation complète.

VIII.5.4.2 Calcul du volume (Méthode de Vibert)

La méthode de Vibert est souvent utilisée pour dimensionner les réservoirs d'air dans les petites et moyennes installations. Elle repose sur une relation entre les charges transitoires et les volumes stockés, en s'appuyant notamment sur la célérité de l'onde, la hauteur géométrique et la vitesse de l'eau.

Les grandes étapes sont :

a) Célérité de l'onde

En reprenant la formule d'Allivier :

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho} \left/ \left(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e} \right) \right.} \quad (\text{VIII.3})$$

a : célérité du coup de bélier (m/s);

K : module de compressibilité de l'eau (Pa);

ρ : masse volumique de l'eau (kg/m³);

D : diamètre intérieur de la conduite (m);

E : module d'élasticité du matériau de la conduite (Pa);

e : épaisseur de la conduite (m).

Salah.B (2001) propose la relation suivante, qui a vérifié les courbes expérimentales de Meunier :[Salah, 2002]

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot 2a \cdot (1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VIII.4})$$

Où ;

C : célérité de l'onde (m/s);

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

k : module de compressibilité volumique de l'eau (Pa);

D : diamètre intérieur de la conduite (m);

e : épaisseur de la paroi de la conduite (m);

E : module de Young du matériau de la conduite (Pa);

ν_m : coefficient de Poisson du matériau de la conduite;

E_s : module de Young du sol (Pa);

ν_s : coefficient de Poisson du sol.

Cette expression permet d'obtenir une valeur plus réaliste de la célérité pour les conduites plastiques (PEHD, PVC) ou métalliques flexibles enterrées, en tenant compte de la nature et de la rigidité du sol. Elle est largement utilisée dans les études hydrauliques modernes pour le dimensionnement des systèmes de protection contre le coup de bélier.

b) Charge tenant compte du coup de bélier

La charge dynamique est exprimée par :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VIII.5})$$

avec ;

Hg : hauteur géométrique (m) ;

C : célérité de l'onde (m/s) ;

V_0 : vitesse moyenne de l'eau (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

c) Charge statique absolue

La charge maximale à considérer intègre une marge additionnelle :

$$Z_{\max} = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} + 10 \quad (\text{VIII.6})$$

d) Relation volumes / charges .

La méthode exploite la proportionnalité entre volume d'air et charge :

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \quad (\text{VIII.7})$$

On déduit ainsi $U_{\max}$, volume nécessaire pour amortir les transitoires, auquel on applique généralement une majoration de sécurité de l'ordre de 30 % pour obtenir le volume final du réservoir d'air [Wylie et al., 1993].

Méthode de Peuch et Meunier

L'étude du coup de bélier est essentielle pour assurer la pérennité des installations hydrauliques en évitant les surpressions ou dépressions extrêmes susceptibles d'endommager les conduites. Parmi les différentes méthodes existantes, la méthode de **Peuch et Meunier** est largement utilisée en milieu industriel en raison de sa simplicité et de sa précision.

Les deux auteurs ont comparé plusieurs abaques et méthodes de calcul, et ont démontré que les résultats se situent dans une fourchette de ± 10 %. Une précision jugée suffisante pour un dimensionnement industriel, d'où leur proposition d'une méthode simplifiée fondée sur des grandeurs adimensionnelles.

a) Principes de la méthode.

Cette méthode repose sur l'utilisation de trois nombres adimensionnels :

— **K** : Paramètre caractérisant les pertes de charge dans la conduite.

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H} \quad (\text{VIII.8})$$

— **A** : Paramètre décrivant la conduite de refoulement.

$$A = \frac{a \cdot v_0}{g \cdot H} \quad (\text{VIII.9})$$

— **B** : Paramètre lié au volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$B = \frac{v_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \cdot \frac{L \cdot S}{U_0} \quad (\text{VIII.10})$$

Avec ;

a : célérité de l'onde de choc (m/s) ;

v_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

H : hauteur manométrique (m) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

S : section de la conduite (m²) ;

U_0 : volume d'air du réservoir anti-bélier (m³) ;

H_0 : pression statique absolue = $Hg + 10$ m ;

H_{abs} : pression de service absolue = $HMT + 10$ m ;

Hg : pression géodésique (hauteur entre l'aspiration et le refoulement).

b) Étapes de calcul

1. Calcul des grandeurs de base :

— Hauteur manométrique totale : $HMT = Hg + \Delta H$

— Pression absolue de service : $H_{\text{abs}} = HMT + 10$

2. Choix des paramètres K et A

Ces deux valeurs permettent de superposer les courbes de l'enveloppe de dépression - surpression absolue sur le profil en long de la conduite.

3. Détermination de B

L'objectif est de choisir une enveloppe qui reste au moins 5 m au-dessus du point le plus défavorable du profil, en termes de pression absolue.

4. Détermination du volume d'air U_0 :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \cdot \frac{L \cdot S}{B} \quad (\text{VIII.11})$$

5. Calcul du volume maximal du réservoir :

$$U_{\text{max}} = U_0 \times \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\text{min}}} \right)^{0.83} \quad (\text{VIII.12})$$

avec ;

P_{min} : la pression minimale admissible.

Pour vérifier la protection de la conduite contre les effets du coup de bélier, on trace le profil en long de la conduite et on y superpose l'enveloppe des pressions absolues. Si cette courbe ne coupe pas le profil (c'est-à-dire si la pression reste toujours au-dessus de la conduite), alors le dimensionnement est considéré comme satisfaisant.

VIII.5.5 calcul hydraulique

Données de départ :

Tab. VIII.4 – Données de départ avec vitesses et hauteurs géométriques

Départ	Arrivée	D (mm)	e (mm)	Type de matériau	V (m/s)	Hg (m)
Champ de captage (7 forages)						
forages	SP 1	250	22,7	PEHD PN16	2,15	11,61
SP 1	SP 2	250	22,7	PEHD PN16	2,15	181,36
SP 2	R 5000 m ³	250	22,7	PEHD PN16	2,15	202,82
Dessalement Fouka II						
R Sidi Serhane	R Bouinan	1400	90,8	fonte	1,55	108
R bouinan	P 1	1200	81,7	fonte	1,45	78
P 1	R Meftah	900	72,6	fonte	1,97	6
R Meftah	SP 2 Safsaf	710	64,5	PEHD PN16	2,1	161
SP 2 Safsaf	R 5000 m ³	250	22,7	PEHD PN16	2,56	180,97

VIII.5.5.1 conduites refoulements

Le tableau suivant présente les résultats du calcul du coup de bélier et analyse des pressions :

Tab. VIII.5 – Résultats du calcul du coup de bélier et analyse des pressions

Départ	Arrivée	C	b	Z _{max}	Z _{min}	Comparaison
Champ de captage (7 forages)						
forages	SP 1	351,56	70,24	91,85	-48,63	dépression
SP 1	SP 2	351,56	70,24	261,60	121,12	surpression
SP 2	R 5000 m ³	351,56	70,24	283,06	142,58	surpression
Dessalement Fouka II						
R Meftah	SP 2 Safsaf	172,29	36,88	197,88	124,12	protégée
SP 2 Safsaf	R 5000 m ³	351,56	91,74	272,71	89,23	surpression

Remarque : La présence de surpressions et de dépressions importantes dans les deux adductions impose la conception et le dimensionnement de dispositifs de protection, tels que les réservoirs anti-bélier, afin de limiter les variations de pression et prévenir tout dommage aux conduites et équipements.

Les calculs de volumes des réservoirs anti-bélier est une calcul direct par la méthode de Peuch et Meunier :

— Détermination des profils en long de chaque conduite :

Le tableau suivant reprisent les profil en long de la conduite (forages-SP1) :

Tab. VIII.6 – Caractéristiques du profil en long de la conduite (Forages – SP1)

Z (m)	48	49,97	52,71	52	59,61
Position	0L	0,25L	0,5L	0,75L	L
Distance (m)	0	337,75	675,5	1013,25	1351
DZ (m)	0	1,97	4,71	4	11,61
(dz+10)/(Hg+10)	0,4627	0,5539	0,6807	0,6478	1
x/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Le tableau suivant représente les profils en long de la conduite (SP1-SP2) :

Tab. VIII.7 – Caractéristiques du profil en long de la conduite (SP1–SP2)

Z (m)	55,61	66,1	76,79	118,29	236,97
Position	0L	0,25L	0,5L	0,75L	L
Distance (m)	0	1085	2170	3255	4340
DZ (m)	0	10,49	21,18	62,68	181,36
(dz+10)/(Hg+10)	0,0523	0,1071	0,1629	0,3798	1
x/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Le tableau suivant représente les profils en long de la conduite (SP 2-R 5000 m³ de distribution) :

Tab. VIII.8 – Caractéristiques de profil en long de la conduite (SP2-R 5000 m³ de distribution).

Z	232,47	274,26	321,5	377	435,79
Position	0L	0,25L	0,5L	0,75L	L
Distance (m)	0	547,5	1095	1642,5	2190
DZ	0	41,79	89,03	144,53	203,32
(dz+10)/(Hg+10)	0,047	0,243	0,465	0,726	1
x/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Le tableau suivant reprend les profils en long de la conduite (SP2 Sasaf-R5000 m³ de distribution) :

Tab. VIII.9 – Caractéristiques du profil en long de la conduite (SP2 Safsaf – Réservoir 5000 m³ de distribution)

Position (m)	0	297,5	595	892,5	1190
Z (m)	255	284	329	372	435,97
DZ (m)	0	29	74	117	180,97
(DZ + 10)/(H_g + 10)	0,052	0,204	0,440	0,665	1,000
x/L	0	0,25	0,50	0,75	1

— Les résultats de calcul par la méthode de Peuch et Meunier :

Le tableau suivant représente les résultats de calcul par la méthode de Peuch et Meunier :

Tab. VIII.10 – Résultats du calcul par la méthode de PEUCH et MEUNIER

Départ	Arrivée	k	C	A	B	L (m)	S	v ₀ (m/s)	P _{min}	U _{max}
Champ de captage (7 forages)										
Forages	SP 1	0,702	351,560	3,250	0,8	1351	0,033	0,594	15,127	1,242
SP 1	SP 2	0,255	351,560	0,367	4	4340	0,033	0,058	53,581	0,203
SP 2	R 5000 m ³	0,118	351,560	0,330	2	2190	0,033	0,060	106,410	0,116
Dessalement Fouka II										
SP 2 Safsaf	R 5000 m ³	0,119	351,560	0,480	2	1190	0,033	0,113	95,485	0,220

— volume total de réservoir d'air :

Le tableau suivant représente le volume total de réservoir d'air :

Tab. VIII.11 – Le volume total de chaque réservoir d'air.

conduite	F - SP1	SP1 - SP2	SP2 - R 5000 m ³	SP2 Safsaf - R 5000 m ³
Volume total (L)	1615,057	264,034	151,008	285,657

VIII.5.5.2 Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier

Pour protéger les conduites gravitaires contre les effets du coup de bélier, la solution la plus courante consiste à contrôler le temps de fermeture de la vanne terminale. Cette méthode repose sur le fait que si la fermeture s'effectue de manière progressive, l'amplitude de l'onde est réduite, et donc le risque est limité.

a) Calcul du temps aller-retour de l'onde

La durée nécessaire pour que l'onde de pression effectue un aller-retour complet dans la conduite est donnée par la relation :

$$t_r = \frac{2L}{C} \quad (\text{VIII.13})$$

où ;

t_r : durée de l'aller-retour de l'onde (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

C : célérité de l'onde (m/s).

Cette célérité dépend à la fois des caractéristiques mécaniques de la conduite (module d'élasticité, épaisseur, diamètre) et des propriétés du fluide. Elle peut être estimée par des formules classiques ou améliorées.

b) Estimation de la surpression maximale

Si la fermeture est plus rapide que le temps t_r , une surpression peut se produire. Elle peut être estimée empiriquement à l'aide de la formule de **Michaud** :

$$b = \frac{2L \cdot V}{g \cdot t} \quad (\text{VIII.14})$$

où ;

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

t : temps de fermeture du robinet-vanne (s).

c) Calcul de la charge maximale en surpression.

La charge maximale que la conduite doit supporter pendant le transitoire est donnée par :

$$H_s = H_g + b \quad (\text{VIII.15})$$

où :

H_s : charge totale en régime transitoire (mCE) ;

H_g : charge initiale en régime permanent (mCE) ;

b : surpression générée (mCE).

d) Vérification de la résistance du matériau

Une fois la charge H_s déterminée, il convient de la comparer à la pression admissible du matériau constituant la conduite. Si :

$$H_s \leq H_{\text{admissible}} \quad (\text{VIII.16})$$

e) application

Le tableau suivant représente les résultats de calcul :

Tab. VIII.12 – Résultats du calcul.

Départ	Arrivée	C (m/s)	b (m)	Hs (m)	Hs (bar)	Comparaison
R Sidi Serhane	R Bouinan	527,28	3,24	111,24	11,12	Protégée
R bouinan	P 1	516,06	3,17	81,17	8,12	Protégée
P 1	R Meftah	541,95	3,29	9,29	0,93	Protégée

alors les conduites sont considérées comme **protégées** contre le coup de bélier. Dans le cas contraire, des mesures correctives doivent être envisagées : allongement du temps de fermeture, ajout de dispositifs d'amortissement (chambres d'air, soupapes), ou renforcement du matériau.

Recommandation sur la protection contre le coup de bélier

La présence de surpressions et de dépressions importantes (Tableau VIII.2) impose le dimensionnement de dispositifs de protection adaptés, tels que les réservoirs anti-bélier, les soupapes de décharge ou les clapets. Avant leur installation, il est fortement recommandé de :

1. réaliser des calculs de référence simples basés sur l'équation de Joukowsky ;
2. effectuer des simulations transitoires détaillées afin de valider les choix de protection.

Outil de pré-dimensionnement

Pour estimer rapidement la surtension et identifier les scénarios critiques, un script Python peut être utilisé. Dans le corps du texte, on montre uniquement les paramètres principaux et la fonction clé ; le code complet est disponible en **Annexe I**.

```
import numpy as np
import math

# -----
# 1) Paramètres principaux
# -----
L = 4340.0          # longueur conduite (m)
D = 0.25            # diamètre intérieur (m)
Q_daily = 5097.6    # débit (m3/j)
a = 351.56          # célérité onde (m/s)
rho = 1000.0         # masse volumique eau (kg/m3)
g = 9.81            # gravité (m/s2)
Tc = 5.0            # temps de fermeture de la vanne (s)

# --- Calcul vitesse initiale et nombre de Reynolds ---
A_pipe = math.pi * (D**2) / 4.0
V0 = Q_daily/86400 / A_pipe
Re_initial = V0 * D / 1.0e-6 # viscosité cinématique
```

Remarques pratiques

- Utiliser une célérité d'onde (a) adaptée au matériau des conduites.
- Considérer l'arrêt progressif des pompes (commande) pour limiter la variation instantanée de vitesse (ΔV).
- Pour le dimensionnement définitif des réservoirs anti-bélier, recourir à une simulation transitoire complète incluant la longueur des tronçons, les réflexions d'onde et les dispositifs existants.

VIII.6 Conclusion

La réalisation d'un réseau d'adduction représente un projet d'envergure, nécessitant des investissements conséquents et une planification technique rigoureuse, en raison du rôle essentiel des ouvrages mis en œuvre dans l'alimentation en eau. Tout au long de ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de pose des conduites, en tenant compte des particularités du terrain et des obstacles éventuels, ainsi que les dispositifs de protection à mettre en œuvre pour garantir la pérennité de l'infrastructure.

Dans le cadre de notre étude, la conduite de refoulement a été protégée efficacement contre le coup de bélier par l'installation de réservoirs d'air antibélier, assurant une absorption progressive des surpressions transitoires. Quant aux conduites gravitaires, elles ont été sécurisées par un dimensionnement adapté du temps de fermeture des vannes terminales, permettant de maîtriser l'ampleur des ondes de pression et de rester en dessous des limites admissibles du matériau. Enfin, la réussite d'un tel projet repose également sur la mobilisation d'une main-d'œuvre qualifiée, ainsi qu'une bonne organisation du chantier. Ces deux facteurs sont déterminants pour garantir la qualité d'exécution, le respect des délais et la durabilité des ouvrages réalisés.

CHAPITRE IX : Organisation des Travaux de chantier et Devis estimatif du projet

CHAPITRE IX : Organisation de chantier et devis estimatif du projet

IX.1 Introduction

La réussite d'un projet d'infrastructure hydraulique repose en grande partie sur une organisation rigoureuse du chantier. Cette étape stratégique permet d'assurer une coordination efficace entre les différentes interventions, de mobiliser les ressources humaines et matérielles de manière optimale, et de respecter les délais impartis tout en maîtrisant les coûts.

Ce chapitre présente la structuration du chantier, les moyens techniques et humains mobilisés, la durée estimée des travaux, ainsi que l'évaluation financière prévisionnelle du projet. Il convient de préciser que l'analyse effectuée porte exclusivement sur les travaux relatifs au réseau de distribution. Les travaux d'adduction ne sont pas considérés dans cette estimation.

IX.2 Calcul des volumes des travaux

IX.2.1 Calcul des volumes relatifs au réseau

IX.2.1.1 Détermination de la profondeur de tranchée

La profondeur de la tranchée (H_{tr}) est estimée à partir de la formule suivante :

$$H_{tr} = d + e + H_{min} \quad (IX.1)$$

avec ;

H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m) ;

d : diamètre extérieur de la conduite (m) ;

e : épaisseur du lit de pose (en général 0,20 m) ;

H_{min} : hauteur minimale de recouvrement (prise ici à 1,00 m).

Ainsi :

$$H_{tr} = d + 0,20 + 1,00 \quad (IX.2)$$

IX.2.1.2 Détermination de la largeur de tranchée

La largeur de tranchée est calculée selon :

$$b = D + 2 \times 0,30 \quad (IX.3)$$

tel que ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

IX.2.1.3 Volume de déblai

$$V_d = b \times H_{tr} \times L \quad (\text{IX.4})$$

tel que ;

V_d : volume de déblai (m^3);

L : longueur du tronçon (m).

IX.2.1.4 Volume du lit de sable

$$V_s = \sum b_i \times e \times L_i \quad (\text{IX.5})$$

Tel que ;

V_s : volume de sable (m^3);

b_i : largeur de tranchée pour chaque tronçon (m);

e : épaisseur du lit de sable (0,20 m);

L_i : longueur du tronçon (m).

IX.2.1.5 Volume de remblai

$$V_R = V_d - V_c - V_s \quad (\text{IX.6})$$

avec ;

V_R : volume de remblai (m^3);

V_d : volume de déblai

V_c : volume occupée par les conduites;

V_s : volume de sable.

Le volume des conduites est donnée par :

$$V_c = \frac{\pi \times d^2}{4} \times L \quad (\text{IX.7})$$

tel que ;

d : diamètre intérieur de la conduite (m);

L : longueur du tronçon (m).

Les résultats détaillés de ces calculs peuvent être résumés dans les tableaux techniques ci-après : Les résultats détaillés de Calcul du volume de déblai du réseau peuvent être résumés dans les tableau ci-après :

Tab. IX.1 – Calcul du volume du déblai du réseau

D (mm)	Total L (m)	b (m)	H tr (m)	Str (m ²)	Vd (m ³)
Étage 1					
50	1877,97	0,65	1,25	0,8125	1525,850625
63	174,7	0,663	1,263	0,837369	146,2883643
75	853,63	0,675	1,275	0,860625	734,6553188
90	444,08	0,69	1,29	0,8901	395,275608
110	204,53	0,71	1,31	0,9301	190,233353
125	156,93	0,725	1,325	0,960625	150,7508813
140	98,65	0,74	1,34	0,9916	97,82134
160	48,26	0,76	1,36	1,0336	49,881536
180	112,49	0,78	1,38	1,0764	121,084236
200	257,93	0,8	1,4	1,12	288,8816
225	237,99	0,825	1,425	1,175625	279,7869938
250	100,02	0,85	1,45	1,2325	123,27465
280	285,27	0,88	1,48	1,3024	371,535648
315	35,01	0,915	1,515	1,386225	48,53173725
355	131,1	0,955	1,555	1,485025	194,6867775
450	589,2	1,05	1,65	1,7325	1020,789
Sous-total étage 1					5739,327669
Étage 2					
50	719,1	0,65	1,25	0,8125	584,26875
63	288,2	0,663	1,263	0,837369	241,3297458
75	1234,19	0,675	1,275	0,860625	1062,174769
90	169,79	0,69	1,29	0,8901	151,130079
110	439,97	0,71	1,31	0,9301	409,216097
125	49,99	0,725	1,325	0,960625	48,02164375
140	220,37	0,74	1,34	0,9916	218,518892
180	394,33	0,78	1,38	1,0764	424,456812
200	96,39	0,8	1,4	1,12	107,9568
225	53,78	0,825	1,425	1,175625	63,2251125
250	118,8	0,85	1,45	1,2325	146,421
280	96,34	0,88	1,48	1,3024	125,473216
355	1120,3	0,955	1,555	1,485025	1663,673508
Sous-total étage 2					5245,866424
Total général					10985,19409

Les résultats détaillés de Calcul du volume de lit de sable du réseau peuvent être résumés dans les tableau ci-après :

Tab. IX.2 – Calcul du volume de lit de sable du réseau

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	Vs (m ³)
Étage 1				
50	1877,97	0,65	0,2	244,1361
63	174,7	0,663	0,2	23,16522
75	853,63	0,675	0,2	115,24005

Suite à la page suivante

Tab. IX.2 -- suite de la page précédente

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	Vs (m³)
90	444,08	0,69	0,2	61,28304
110	204,53	0,71	0,2	29,04326
125	156,93	0,725	0,2	22,75485
140	98,65	0,74	0,2	14,6002
160	48,26	0,76	0,2	7,33552
180	112,49	0,78	0,2	17,54844
200	257,93	0,8	0,2	41,2688
225	237,99	0,825	0,2	39,26835
250	100,02	0,85	0,2	17,0034
280	285,27	0,88	0,2	50,20752
315	35,01	0,915	0,2	6,40683
355	131,1	0,955	0,2	25,0401
450	589,2	1,05	0,2	123,732
Sous-total étage 1				838,03368
Étage 2				
50	719,1	0,65	0,2	93,483
63	288,2	0,663	0,2	38,21532
75	1234,19	0,675	0,2	166,61565
90	169,79	0,69	0,2	23,43102
110	439,97	0,71	0,2	62,47574
125	49,99	0,725	0,2	7,24855
140	220,37	0,74	0,2	32,61476
180	394,33	0,78	0,2	61,51548
200	96,39	0,8	0,2	15,4224
225	53,78	0,825	0,2	8,8737
250	118,8	0,85	0,2	20,196
280	96,34	0,88	0,2	16,95584
355	1120,3	0,955	0,2	213,9773
Sous-total étage 2				761,02476
Total général				1599,05844

Les résultats détaillés de Calcul du volume de remblai du réseau peuvent être résumés dans les tableau ci-après :

Tab. IX.3 – Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	Sc (m²)	Vc (m³)	Vd (m³)	Vs (m³)	VR (m³)
Étage 1						
50	1877.97	0.0019625	3.6855	1525.8506	244.1361	1278.0290
63	174.70	0.0031157	0.5443	146.2884	23.1652	122.5788
75	853.63	0.0044156	3.7693	734.6553	115.2401	615.6460
90	444.08	0.0063585	2.8237	395.2756	61.2830	331.1689
110	204.53	0.0094985	1.9427	190.2334	29.0433	159.2474
125	156.93	0.0122656	1.9248	150.7509	22.7549	126.0712
140	98.65	0.0153860	1.5178	97.8213	14.6002	81.7033
160	48.26	0.0200960	0.9698	49.8815	7.3355	41.5762
180	112.49	0.0254340	2.8611	121.0842	17.5484	100.6747
200	257.93	0.0314000	8.0990	288.8816	41.2688	239.5138

Suite à la page suivante

D (mm)	L (m)	Sc (m²)	Vc (m³)	Vd (m³)	Vs (m³)	VR (m³)
225	237.99	0.0397406	9.4579	279.7870	39.2684	231.0608
250	100.02	0.0490625	4.9072	123.2747	17.0034	101.3640
280	285.27	0.0615440	17.5567	371.5356	50.2075	303.7715
315	35.01	0.0778916	2.7270	48.5317	6.4068	39.3979
355	131.10	0.0989296	12.9697	194.6868	25.0401	156.6770
450	589.20	0.1589625	93.6607	1020.7890	123.7320	803.3963
Sous-total étage 1						3928.48
Étage 2						
50	719.10	0.0019625	1.4112	584.2688	93.4830	489.3745
63	288.20	0.0031157	0.8979	241.3297	38.2153	202.2165
75	1234.19	0.0044156	5.4497	1062.1748	166.6157	890.1094
90	169.79	0.0063585	1.0796	151.1301	23.4310	126.6194
110	439.97	0.0094985	4.1791	409.2161	62.4757	342.5613
125	49.99	0.0122656	0.6132	48.0216	7.2486	40.1599
140	220.37	0.0153860	3.3906	218.5189	32.6148	182.5135
180	394.33	0.0254340	10.0294	424.4568	61.5155	352.9119
200	96.39	0.0314000	3.0266	107.9568	15.4224	89.5078
225	53.78	0.0397406	2.1373	63.2251	8.8737	52.2142
250	118.80	0.0490625	5.8286	146.4210	20.1960	120.3964
280	96.34	0.0615440	5.9291	125.4732	16.9558	102.5882
355	1120.30	0.0989296	110.8309	1663.6735	213.9773	1338.8653
Sous-total étage 2						4330.04
Total général						8258.52

Les résultats de ces calculs peuvent être résumés dans les tableau ci-après :

Tab. IX.4 – Volumes des travaux de réseau de distribution

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m³	10985,19409
2	Lit de sable	m³	1599,05844
3	Les conduites	m³	324,22049
4	Remblais	m³	8258,51887

IX.2.2 Devis estimative et quantitative

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet.

Tab. IX.5 – Devis estimatif et quantitatif pour la pose de canalisation (réseau de distribution unique-ment)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Étage 1					
Terrassement	Déblai	m³	5739,33	500	2 869 663,83
	Lit de sable	m³	838,03	1 200	1 005 640,42
	Remblai	m³	3928,48	400	1 571 392,18
	Ø50	ml	1877,97	571,37	1 073 015,72

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	Ø63	ml	174,70	877,37	153 276,54
	Ø75	ml	853,63	1 201,12	1 025 312,07
	Ø90	ml	444,08	1 725,63	766 317,77
	Ø110	ml	204,53	2 486,33	508 529,07
	Ø125	ml	156,93	3 222,23	505 664,55
	Ø140	ml	98,65	3 966,58	391 303,12
	Ø160	ml	48,26	5 141,53	248 130,24
	Ø180	ml	112,49	6 501,76	731 382,98
	Ø200	ml	257,93	7 955,84	2 052 049,81
	Ø225	ml	237,99	9 986,92	2 376 787,09
	Ø250	ml	100,02	12 216,38	1 221 882,33
	Ø280	ml	285,27	15 233,86	4 345 763,24
	Ø315	ml	35,01	19 194,83	672 011,00
	Ø355	ml	131,10	24 336,71	3 190 542,68
Somme					24 708 664,64
TVA					4 694 646,28
Coût total étage 1					29 403 310,92
Étage 2					
Terrassement	Déblai	m ³	5245,87	500	2 622 933,21
	Lit de sable	m ³	761,02	1 200	913 229,71
	Remblai	m ³	4330,04	400	1 732 015,37
Fourniture, transport et pose des conduites	Ø50	ml	719,10	571,37	410 872,17
	Ø63	ml	288,20	877,37	252 858,03
	Ø75	ml	1234,19	1 201,12	1 482 410,29
	Ø90	ml	169,79	1 725,63	292 994,72
	Ø110	ml	439,97	2 486,33	1 093 910,61
	Ø125	ml	49,99	3 222,23	161 079,28
	Ø140	ml	220,37	3 966,58	874 115,23
	Ø180	ml	394,33	6 501,76	2 563 839,02
	Ø200	ml	96,39	7 955,84	766 863,42
	Ø225	ml	53,78	9 986,92	537 096,56
	Ø250	ml	118,80	12 216,38	1 451 305,94
	Ø280	ml	96,34	15 233,86	1 467 630,07
	Ø355	ml	1120,30	24 336,71	27 264 416,21
Somme					43 887 569,85
TVA					8 338 638,27
Coût total étage 2					52 226 208,12
Coût total général (étages 1 + 2)					81 629 519,05
Équipements supplémentaires					
Tallas D-BOOST 1100		u	1	32 782,9005	32 782,9005
Tallas D-BOOSTER INOX 1500		u	3	43 190,1705	129 570,5115
DAB Esybox		u	1	207 971,9455	207 971,9455
Réducteurs de pression		u	11	4 780	52 580
Pièces spéciales		--	--	--	12 244 427,86
Coût total global					94 296 852,26

IX.3 Planification des travaux du chantier

Avant le démarrage effectif du chantier, il est impératif d'établir une planification précise afin d'assurer la bonne exécution du projet dans les délais et budgets prévus. Cette planification repose sur une analyse détaillée des ressources humaines, des matériels et des approvisionnements, ainsi que sur la coordination optimale de toutes les étapes. L'objectif est de garantir la continuité des opérations, de limiter les temps d'attente et d'éviter les surcoûts.

IX.3.1 Méthode du réseau (CPM)

La planification est réalisée à l'aide de la **méthode du chemin critique** (Critical Path Method -- CPM), qui permet de représenter les tâches sous forme de nœuds reliés par des flèches, traduisant les dépendances logiques entre elles. Cette méthode offre plusieurs avantages :

- Établir un enchaînement cohérent et rationnel des travaux ;
- Identifier les tâches critiques dont le retard impacte directement la durée totale du projet ;
- Optimiser la répartition des moyens humains et matériels ;
- Contrôler les délais d'exécution et réduire les coûts.

IX.3.2 Définition des tâches et estimation de leurs durées

Les principales opérations nécessaires à la réalisation du réseau de distribution, en cohérence avec le devis établi (montant total : **94 296 852,26 DA**), sont résumées dans le Tableau IX.6.

Tab. IX.6 – Tâches et durées estimées

Code	Opération	Durée estimée (jours)
A	Terrassement (déblais) -- Étages 1 et 2	60
B	Mise en place du lit de sable	30
C	Remblayage initial	25
D	Fourniture, transport et pose des conduites	80
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Installation des équipements (boosters, réducteurs, pièces)	20
G	Essais de mise en pression et étanchéité	15
H	Remblayage final et compactage	30
I	Nivellement et finition	20

IX.3.3 Organisation des tâches -- méthode CPM

Les relations d'antériorité sont définies dans le Tableau IX.7.

Tab. IX.7 – Relations d'antériorité et de succession

Opération	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C, D
C	B	H
D	B	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	C, G	I
I	H	/

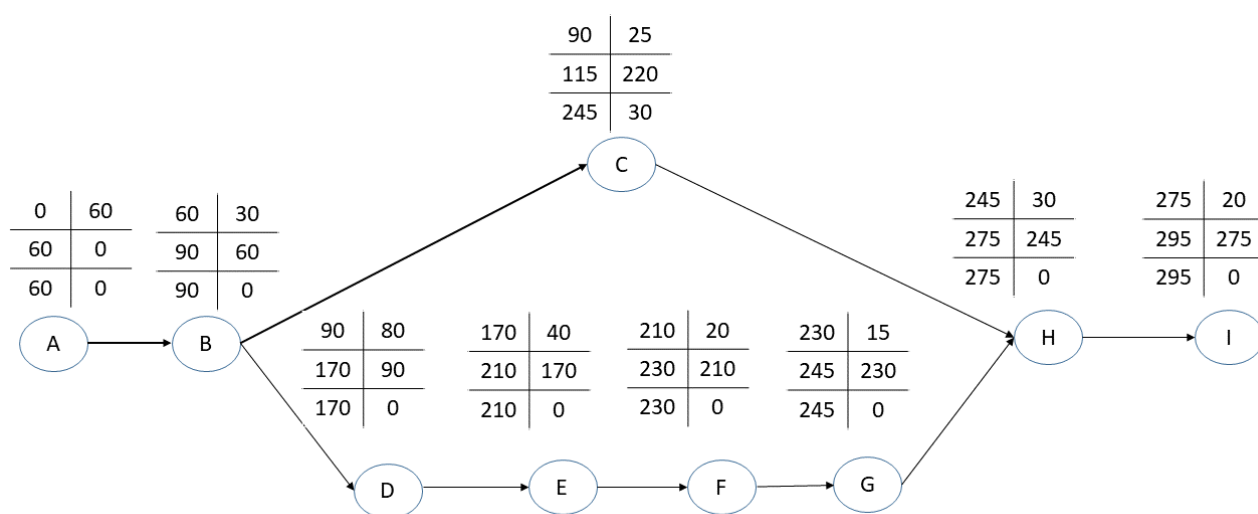


Fig. IX.1 – Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.

IX.3.4 Chemin critique

Le **chemin critique** correspond à la séquence des tâches dont la marge totale est nulle ; tout retard sur l'une d'elles entraîne un décalage du délai global du projet.

Pour ce chantier, les tâches critiques sont :

$$A \rightarrow B \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow G \rightarrow H \rightarrow I$$

La durée totale estimée du projet est de **295 jours**.

IX.4 Conclusion

L'organisation méthodique du chantier, appuyée par des estimations précises des volumes, des coûts et des délais, constitue la clé d'une exécution réussie du projet. L'application rigoureuse de la méthode du chemin critique permet d'anticiper les contraintes, de coordonner efficacement les interventions et d'assurer la livraison de l'ouvrage dans les délais prévus. Ce travail de planification, conjugué à une gestion optimale des ressources, offre ainsi toutes les garanties pour atteindre les objectifs techniques, financiers et qualitatifs fixés.

Recommandations

Utilisation efficiente des énergie renouvelables dans un système de pompage

L'analyse climatique menée dans le Chapitre I a mis en évidence une variabilité mensuelle des vitesses de vent à Haouch Errih, avec des valeurs oscillant entre 10,08 km/h en septembre et 13,32 km/h en août, pour une moyenne annuelle estimée à 11,37 km/h (DRE Blida) . Bien que fluctuants, ces vents restent présents tout au long de l'année et offrent un potentiel énergétique exploitable. Parallèlement, l'étude économique exposée dans le Chapitre V a révélé que les coûts énergétiques annuels associés au fonctionnement des stations de pompage atteignent près de 9,3 millions de dinars par station (SP1 et SP2), ce qui représente une charge financière considérable pour l'exploitation durable du système d'alimentation en eau potable.

Dans ce contexte, et au regard des caractéristiques naturelles de la région de Haouch Errih, marquée par des régimes de vents globalement soutenus et par une topographie favorable (espaces ouverts et reliefs dégagés), il serait judicieux d'envisager l'intégration de l'énergie éolienne comme source d'alimentation alternative ou complémentaire aux stations de pompage.

En conclusion, l'intégration de l'énergie éolienne dans le fonctionnement des stations de pompage apparaît comme une solution durable et économiquement avantageuse. Elle permettrait non seulement de réduire la dépendance au réseau électrique classique, mais aussi de diminuer les coûts d'exploitation tout en valorisant une ressource renouvelable locale. De telles initiatives s'inscrivent pleinement dans une logique de transition énergétique et de modernisation des infrastructures hydrauliques [Éduscol, 2011].

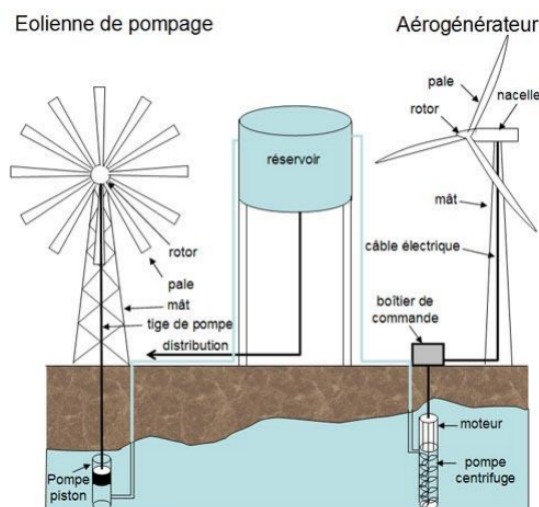


Fig. IX.2 – Installation de production d'énergie hydraulique à partir d'un aérogénérateur et d'une éolienne de pompage.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'alimentation en eau potable constitue un pilier essentiel du développement durable, particulièrement dans les zones urbaines en pleine croissance. Le présent travail s'est attaché à étudier en profondeur le projet de renforcement de l'approvisionnement en eau potable du nouveau centre urbain de Haouch Errih, par son interconnexion avec la station de dessalement de Fouka II, et la mise en place d'une infrastructure moderne et fiable.

Le premier chapitre a permis de présenter la zone d'étude et ses spécificités géographiques, socio-économiques et climatiques. Le deuxième a estimé avec précision les besoins actuels et futurs en eau potable, base indispensable à toute planification. Le troisième a détaillé le système de captage existant et ses limites, tandis que le quatrième a porté sur le dimensionnement hydraulique du réseau d'adduction. Le cinquième chapitre a traité des études de pompage, suivi, au sixième, par le dimensionnement du réseau de distribution. Le septième s'est concentré sur la conception des réservoirs de stockage, tandis que le huitième a abordé les techniques de pose et de protection des canalisations. Enfin, le neuvième chapitre a présenté l'organisation des travaux de chantier ainsi que le devis estimatif global du projet.

Les résultats obtenus démontrent qu'une conception rigoureuse, associée à un dimensionnement précis et à des choix techniques adaptés, permet d'assurer un approvisionnement continu et conforme aux normes de qualité, tout en optimisant les coûts et la durabilité des installations. Ce projet constitue ainsi un exemple concret de mise en œuvre d'une stratégie d'approvisionnement pérenne, pouvant inspirer d'autres initiatives similaires dans les zones urbaines en expansion.

Bibliographie

- [AFNOR, 2011] AFNOR (2011). Nf en 805: Alimentation en eau — exigences pour les réseaux extérieurs et leurs composants. Technical report, Association Française de Normalisation.
- [AFNOR, 2012] AFNOR (2012). Norme nf s 62-200 : Défense extérieure contre l’incendie.
- [AFNOR, 2015] AFNOR (2015). *NF P98-331 – Pose des canalisations et remblais*. Association Française de Normalisation.
- [AFNOR, 2018] AFNOR (2018). *Norme NF EN 1074-1 : Vannes pour réseaux d’eau - Partie 1 : exigences générales*. Association Française de Normalisation.
- [American Water Works Association, 2017] American Water Works Association (2017). *AWWA Manual M41 – Ductile-Iron Pipe and Fittings*. AWWA.
- [American Water Works Association, 2020] American Water Works Association (2020). *Manual M44: Distribution Valves : Selection, Installation, Field Testing, and Maintenance*. AWWA, Denver, USA.
- [American Water Works Association (AWWA), 2012] American Water Works Association (AWWA) (2012). *Water Storage Facilities*. AWWA Manual M42. American Water Works Association, Denver, CO, 2 edition.
- [Boutin and Tardieu, 2001] Boutin, C. and Tardieu, H. (2001). *Les réservoirs d’eau potable : conception, exploitation et maintenance*. Éditions Tec & Doc, Paris.
- [Chaudhry, 2014] Chaudhry, M. H. (2014). *Applied Hydraulic Transients*. Springer.
- [CIEH, 2004] CIEH (2004). *Guide technique pour les réseaux d’adduction d’eau potable*. Centre International pour l’Eau et l’Hygiène.
- [Darras, 2010] Darras, R. (2010). *Hydraulique générale -- Cours complet*. Université de Bretagne.
- [Ente Nazionale Italiano di Unificazione, 2000] Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2000). *UNI EN 805: Water supply - Requirements for systems and components outside buildings*. UNI.
- [Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2010] Food and Agriculture Organization of the United Nations (2010). *Manual on Small Water Supply Systems*.
- [GRET and pS-Eau, 2009] GRET and pS-Eau (2009). *Conception des réseaux d’eau potable en milieu rural*. GRET, Paris.
- [International Organization for Standardization, 2015] International Organization for Standardization (2015). *Iso 9001:2015 - quality management systems -- requirements*.
- [Labadie, 2004] Labadie, J. W. (2004). Optimal operation of multireservoir systems : State-of-the-art review. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 130(2) :93--111.
- [Lino, 2006] Lino, M. (2006). Cours d’hydraulique générale.
- [Ministère des Ressources en Eau, Algérie, 2019] Ministère des Ressources en Eau, Algérie (2019). *Guide technique de l’alimentation en eau potable*.
- [Programme des Nations Unies pour le Développement and Organisation Mondiale de la Santé, 2004] Programme des Nations Unies pour le Développement and Organisation Mondiale de la Santé (2004). *Manuel technique pour l’adduction d’eau potable en milieu urbain et rural*.
- [Rodier et al., 2016] Rodier, J., Bazin, C., and Boutin, P. (2016). *L’adduction d’eau potable : conception et réalisation*. Éditions Tec & Doc, Paris.

- [Saint-Gobain PAM, 2021] Saint-Gobain PAM (2021). Canalisations en fonte ductile -- guide technique.
- [Salah, 2002] Salah, B. (2002). Thèse de doctorat d'état "étude du régime transitoire dans un réseau d'eau sous pression enterré", soutnue en 2002, enp, alger.
- [STRPE, 2020] STRPE (2020). Choix des matériaux plastiques pour réseaux d'eau.
- [SUEZ Environnement, 2012] SUEZ Environnement (2012). *Conception et entretien des réseaux d'eau potable*. CIRSEE.
- [Twort et al., 2000] Twort, A. C., Ratnayaka, D. D., and Brandt, M. J. (2000). *Water Supply*. IWA Publishing, 5 edition.
- [UNESCO, 2004] UNESCO (2004). *Manuel d'alimentation en eau potable en milieu rural*. UNESCO.
- [World Health Organization, 2011] World Health Organization (2011). *Guidelines for Drinking-water Quality*. WHO Press, Geneva, 4 edition.
- [World Health Organization, 2017] World Health Organization (2017). *Guidelines for drinking-water quality*, fourth edition.
- [Wylie et al., 1993] Wylie, E. B., Streeter, V. L., and Suo, L. K. (1993). *Fluid Transients in Systems*. Prentice Hall.
- [Éduscol, 2011] Éduscol (2011). La chaîne d'énergie du pompage de l'eau. Ministère de l'Éducation nationale, de la Jeunesse et des Sports. Consulté le 30 août 2025.