

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-08

APA Citation (APA توثيق):

Yacoub, Ousman Bourma (2008). Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa
W. BLIDA

Présenté par :
M^r: YACOUB OUSMAN BOURMA

Promoteur :
M^r: AYADIA

Devant le jury composé de :

Président : M^{me} F.DERNOUNI

Examineurs: M^r Y. DERNOUNI

M^r M. AMMARI

M^{me} L. CHENINI

M^{me} D. HADJ BACHIR

Juillet 2008

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa
W. BLIDA

Présenté par :
M^r: YACOUB OUSMAN BOURMA

Promoteur :
M^r: AYADIA

Devant le jury composé de :

Président : M^{me} F.DERNOUNI

Examineurs: M^r Y. DERNOUNI

M^r M. AMMARI

M^{me} L. CHENINI

M^{me} D. HADJ BACHIR

Juillet 2008

REMERCIEMENTS

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout au long de mes études.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur M^{onsieur} AYADI ADERRAHAMANE, pour tous ses conseils et orientations ainsi que pour sa disponibilité qui ont été déterminants pour l'élaboration de ce mémoire.

M^{onsieur} AYAD pour toutes ses aides et orientations pour ce travail.

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'étude.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

M^r. yacoub ousman bourma

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et du respect :

- A mes parents ;
- A mes frères et mes sœurs ;
- A mes oncles ;
- A mes cousins et cousines ;
- A toute la famille ;
- A mes amis ;
- A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.

M'. Yacoub Ousman Bourma

ملخص

بعد تعيين علة ألكبكة الحالية لنظام التزويد بالمياه أالصالحه للشرب لبلدية بوعرفة .
قد قررنا بتبديل هذه ألكبكة إلى شبكة حلقية اعتمادا على الأنابيب الحديدية .
ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بالاعتبار المظهر التقني والاقتصادي بهدف تلبية
طلب سكان هذه البلدية كما ونوعا.

Résumé

Après un petit diagnostic du réseau actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de Bouarfa, nous avons jugé utile de le changer avec un nouveau réseau maillé tout en utilisant les conduites en acier.
Mais durant cette étude nous avons considéré l'aspect technico-économique dans le but de satisfaire la demande en eau des habitants de cette commune quantitativement et qualitativement.

Summary

After a small diagnosis of the current network of the feeding system out of drinking water of the commune of Bouarfa, we considered it useful to change it with a new ring main system while using the steel pipelines.
But during this study we considered the technico-economic aspect with an aim of satisfying the demand for water of the inhabitants of this commune quantitatively and qualitatively.

Sommaire

Introduction générale.....1

Chapitre I

Présentation de la ville de Bouarfa

I.1.Situation géographique	2
I.2.Situation topographique.....	2
I.3.Situation géologique et hydrogéologique.....	2
I.3.1.geologie.....	2
I.3.2.hydrogeologie.....	3
I.4.Situation climatologique.....	3
I.4.1.le climat	3
I.4.2.la température.....	3
I.4.3.la pluviométrie.....	4
I.4.4.le vent.....	4
I.4.5.sismicité.....	4
I.5.presentation hydraulique.....	5
I.5.1.reseau actuel de la ville.....	5
I.5.2. Adduction.....	5
I.5.3.resource.....	5
I.5.4.ouvrage de stockage : réservoir de BOUARFA ($V = 2*5000m^3$).....	6
Conclusion.....	7

Chapitre II

Les besoins en eau de l'agglomération

Introduction.....	8
II.1.répartition de la population.....	8
II.2.les équipements de l'agglomération.....	8

II.3.évaluation de la population future.....	9
II.4.categorie des besoin en eau.....	10
II.5.Estimation des besoin	11
II.5.1.Choix de la norme unitaire de la consommation.....	11
II.5.2. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	11
II.6.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	12
II.6.1.Agglomération.....	12
II.6.1.1- Besoins domestiques.....	12
II.6.1.2.Besoins scolaires.....	12
II.6.1.3.Besoins sanitaires.....	13
II.6.1.4.besoins administratifs et culturels.....	13
II.6.1.5-besoins commerciaux.....	14
II.6.2-besoins d'arrosages.....	14
II.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	15
Conclusion.....	15

Chapitre III

Caractérisation de la consommation en eau

Introduction.....	16
III.1. Variation de la consommation.....	16
III.2. Etude des variations des débits journaliers.....	16
III.2.1.Récapitulation des besoins en eau maximaux journaliers de la ville....	17
III.2.2.Récapitulation des besoins en eau minimaux journaliers de la ville.....	18
III.3.Etude des variations des débits horaires.....	18
III.3.1.Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants.....	18
III.3.2.Calcul de la consommation horaire.....	20
III.4.Comparaison entre les ressources et les besoins.....	23
Conclusion.....	24

Chapitre IV

Les réservoirs

Introduction.....	25
IV.1.Rôle des réservoirs.....	25
IV.2.Emplacement des réservoirs.....	26
IV.3.le type du réservoir.....	26
IV.4.Détermination de la capacité du réservoir.....	26
IV.5.Principe de calcul.....	26
IV.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant	27
IV.7.Equipements hydrauliques du réservoir.....	29
IV.7.1.conduite d'arrivée.....	29
IV.7.2.Conduite de départ ou de distribution.....	30
IV.7.3.Conduite de trop-plein.....	30
IV.7.4.Conduite de décharge ou de vidange.....	31
IV.7.5.Conduite by-pass.....	31
IV.7.6.Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	32
Conclusion.....	33

Chapitre V

Le réseau de distribution

Introduction.....	34
V.1. Les différents types de réseaux.....	34
V.1.1. Le réseau ramifié.....	34
V.1.2. Le Réseau étage.....	34
V.1.3.Le réseau maillé.....	35
V.2. Conception d'un réseau.....	35
V.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	35
V.4. Calcul hydraulique du réseau maille.....	36
V.4.1.détermination des débits.....	36
a.Le débit route.....	36

b.Le débit spécifique.....	36
c.Le débit au nœud.....	37
V.4.2.Calcul des débits.....	37
a. Cas de pointe.....	37
b.Cas de pointe + incendie.....	40
V.4.3.repartition arbitraire des débits	43
V.4.4.determination des diamètres et des vitesses.....	46
V.5. simulation par le logiciel EPANET.....	47
V.6.Équipement du réseau de distribution.....	54
V.6.1.Type de canalisation.....	54
V.6.2.Appareils et accessoires du réseau.....	54
V.6.2.1.Robinets vannes.....	54
V.6.2.2.Bouches ou poteau d'incendie.....	54
V.6.2.3.Clapets.....	55
V.6.2.4.Ventouses.....	55
V.6.2.5.Robinets de vidange.....	55
V.6.2.6.Bouche d'arrosage.....	55
V.6.2.7- pièces spéciales de raccord.....	55
a) les Tés.....	55
b) les coudes.....	55
c) les cônes.....	55
d) les croix de jonction.....	55
e) les manchons.....	55
f) Les compteurs.....	55
Conclusion.....	57

Chapitre VI

Adduction

Introduction.....	58
IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction.....	58
VI.1.1. Choix du tracé.....	58
VI.1.2. Choix de type de tuyau.....	59

IV.1.3. Profil d'une adduction.....	60
IV.1.4. La ligne piézométrique.....	60
IV.1.5. L'air dans la tuyauterie.....	60
IV.2. Etude technico-économique de l'adduction.....	61
VI .2.1. Pertes de charges.....	62
VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires.....	63
VI .2.1.2. Pertes de charges singulières.....	63
VI .2.1.3. Pertes de charges totales.....	63
VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	64
VI .2.3. Puissance des pompes.....	64
VI .2.4. Energie consommée par la pompe.....	64
VI .2.5. Frais d'exploitation.....	65
VI .2.6. Frais d'amortissement.....	65
VI .2.7. Calcul de la conduite d'adduction.....	66
Conclusion.....	67

Chapitre VII

Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1. Généralité.....	68
VII.2. Interprétation physique du coup de bélier	68
VII.3. Moyen de protection contre le coup de bélier.....	69
VII.4. Etude du coup de bélier.....	70
a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	70
b) Détermination de la vitesse de la célérité.....	70
c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent.....	71
VII.5. Réservoir d'air.....	72
VII.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air.....	72
Conclusion.....	73

Chapitre VIII

Protection des conduites contre a corrosion

Introduction.....	74
VIII.1.Classification de la corrosion	74
VIII.2. Facteurs influençant la corrosion	74
VIII.3.Mécanisme de la corrosion.....	75
VIII.4.La corrosion externe.....	75
VIII.5. VIII.5.Fonctionnement d'une pile de corrosion	75
VIII.6.Pile de concentration.....	76
VIII.7.Protection contre la corrosion externe.....	77
VIII.7.1 Les revêtements.....	77
VIII.7.1.1 Revêtements à protection passive.....	77
VIII.7.1.2 Revêtements à protection actives.....	77
VIII.7.2 Protection cathodique.....	77
VIII.7.2.1.Critère de protection cathodique.....	77
VIII.7.2.2.définition.....	79
VIII.7.2.3. Protection cathodique par anode réactive.....	79
VIII.7.2.4.Protection cathodique par soutirage de courant.....	79
Conclusion.....	80

Chapitre IX

Organisation du chantier

Introduction.....	81
IX.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	81
a) Matérialisation.....	81
b) Nivellement.....	81
IX.2.Excavation des tranchées.....	81
IX.2.1.Enlèvement de la couche végétale.....	81
IX.2.2.Excavation.....	82

IX.2.2.1.La profondeur (H_{tr}).....	82
IX.2.2.2.Largueur de la tranchée.....	82
IX.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	83
IX.2.3.1.Pelle équipée en rétro.....	83
IX.2.3.2.Pelle équipée en butée.....	83
IX.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	85
IX.2.3.4.La durée d'excavation.....	85
IX.2.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites.....	85
IX.3. Pose des conduites.....	86
IX.4. Epreuve de joint et de la canalisation.....	86
IX.5. Remblaiement de la tranchée.....	86
Conclusion.....	86

Chapitre IX

Protection et sécurité du travail

Introduction.....	87
X.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	87
X.1.1.Facteurs humains.....	87
X.1.2.Facteurs matériels.....	88
X.2.Liste des conditions dangereuses.....	88
X.3.Liste des actions dangereuses.....	88
X.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	89
X.4.1.Protection individuelle.....	89
X.4.2.Autre protections.....	89
X.4.3.Protection collective.....	89
X.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton.....	89
X.4.3.2.Engin de levage.....	89
X.4.3.3.Appareillage électrique.....	90
Conclusion.....	90
Conclusion générale.....	91

Liste des figures

1. Figure I.1 Schéma d'implantation des réservoirs de Bouarfa.....	7
2. Figure III.1: Graphique de consommation en eau de l'agglomération.....	21
3. Figure III .2 : Graphique de consommation d'arrosage.....	22
4. Figure III .3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	22
5. Figure III.4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	23
6. Figure IV.1 :conduite d'adduction.....	30
7. Figure IV.2 :conduite de départ.....	30
8. Figure IV.3 :conduite de trop plein et de vidange.....	31
9. Figure IV.4 :conduite de by-pass.....	32
10. Figure IV.5 :matérialisation de la réserve d'incendie.....	33
11. Figure V.1 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe.....	44
12. Figure V.2 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe.....	45
13. Figure V.3 : longueurs et diamètres du réseau.....	51
14. Figure V.4 :débits et vitesse pour le cas de pointe.....	52
15. Figure V.4 : débits et vitesse pour le cas de pointe+incendie.....	53
16. Figure V.5 : les vannes au niveau du réseau de distribution.....	56
17. Figure VI.5 : l'emplacement préférable des ventouses.....	61
18. Figure VII-1: Réservoir d'air.....	72
19. Figure VIII.1 : le fer est protégé, Le Mg est attaqué.....	76
19. Figure VIII.2 : corrosion par formation de pile	76
20. Figure VIII.3 : le digramme de POURBAIX pour le fer	78
21. Figure VIII.4 : Soutirage de courant	80
21. Figure IX.1 : Pelle mécanique.....	83

Liste Des Tableaux

Tableau I.1	les températures	3
Tableau I.2	Pluies moyennes à Bouarfa (période 1999 à 2006).....	4
Tableau I.3	les débits des forages.....	5
Tableau I.4	les caractéristiques des pompes.....	6
Tableau II.1	Equipements scolaires	8
Tableau II.2	Equipements administratifs	8
Tableau II.3	Equipements culturels.....	8
Tableau II.4	Equipements sanitaires.....	9
Tableau II.5	Equipements sportifs.....	9
Tableau II.6	Equipements commerciaux	9
Tableau II.7	Jardins et espaces verts.....	9
Tableau II.8	Evolution de la population	10
Tableau II.9	les besoins domestiques.....	12
Tableau II.10	les besoins scolaires.....	12
Tableau II.11	les besoins sanitaires.....	13
Tableau II.12	les besoins administratifs et culturels	13
Tableau II.13	les besoins sportifs et commerciaux.....	14
Tableau II.14	les besoins d'arrosages.....	14
Tableau II.15	Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	15
Tableau III.1	les besoins en eau maximale journalière de la ville.....	17
Tableau III.2	des besoins en eau minimale journalière de la ville.....	18
Tableau III.3	la variation horaire en fonction du nombre de la population.....	19
Tableau III.4	Répartition des débits horaires.....	20
Tableau IV.1	Calcul de la capacité de réservoir.....	28
Tableau V.1	récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	37
Tableau V.2	calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	38
Tableau V.3	calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	41
Tableau V.4	calcul des diamètres et des vitesses.....	46
Tableau V.5	résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.....	49
Tableau V.6	résultat au niveau des nœuds.....	50
Tableau VI.1	calcul de la hauteur manométrique.....	67
Tableau IX.1	calcul du volume à excaver.....	84
Tableau IX.2	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	84

Listes Des Planches

1. Plan de masse de Bouarfa (w.blida) : chef lieu
2. les dans un réseau d'A.E.P
3. les robinets vannes dans un réseau d'A.E.P
4. profil en long du réseau de distribution

Introduction générale

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

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

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

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "alimentation en eau potable de Bouarfa w. de Blida".

chapitre I

Présentation de la ville de Bouarfa

I.1. Situation géographique :

Le chef lieu de Bouarfa est situé sur les premiers contreforts de l'atlas au nord ouest de la commune de Blida à 3 km environ et à 52 km d'Alger.

Elle est limitée au Nord par la commune de Blida ; au Sud par la commune d'elhamdania ; à l'Est par chréa et à l'Ouest par la commune de chiffa.

L'agglomération se divise en deux parties : Bouarfa et trab lahmar.

Bouarfa s'est tend sur la partie ouest et c'est dans cette partie que se déroule la majorité des activités.

Par contre trab lahmar est un ensemble d'habitations précaires et vétustes à l'exception de quelques constructions nouvelles édifiées.

La commune de Bouarfa a une superficie de 6870 hectares mais la grande partie de cette ville est constituée des montagnes et des forêts soit le 2/3 de cette terre.

La commune de Bouarfa est composée du CENTRE de Bouarfa (où se fait notre étude) ; du quartier ELRAML ; du quartier TRIBUCHE et enfin par la zone éparpillée.

Selon le recensement de 1997 le chef lieu de Bouarfa ou centre de Bouarfa comptait 12303 habitants (source APC de Bouarfa).

I.2.Situation topographique :

La commune de Bouarfa est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 94m à 345m du nord au sud.

I.3. Situation géologique et hydrogéologique:

I.3.1.Géologie :

La ville basse est construite près du cône de déjection de l'oued el-kebir, sur un sol d'une homogénéité remarquable (schistes durs dépourvus de calcaires de sulfates de chlorure)

I.3.2.Hydrogéologie :

Un examen hydrogéologique (D.H.W Blida) a été faite dans la partie Ouest de la Mitidja a montré que les terrains sont conducteurs donc perméables.

Les forages réalisés dans la région révèlent une condition géologique favorable du point de vue alimentation. Les forages qui existent dans cette zone témoignent de la bonne qualité de l'aquifère.

Le bassin de l'oued el-kebir est composé principalement de schistes gréseux.

L'oued a un débit très irrégulier et les crues sont rares mais violentes entraînent chaque année avec elles une masse considérable d'alluvions et de roches diverses. La berge s'écorche et une protection est indispensable.

I.4.Situation climatologique :**I.4.1.Le climat :**

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité, les vents, les jours de sirocco et de gelée.

Toutefois un bon concepteur doit tenir compte de ces phénomènes, c'est-à-dire adopter une attitude vis-à-vis du climat.

I.4.2.La température :

La commune de Bouarfa est influencée par le climat méditerranéen à tendance subhumide, en été il fait chaud et sec, elle a un hiver pluvieux et doux avec chute des neiges dans les parties dépassants les 800 mètres d'altitudes.il faut noter que le passage de la saison froide à la saison chaude est moins remarqué.

Voici quelques températures de la saison sèche et froide

Tableau N° I.1 : les températures

saisons	chaude				froide		
	juin	juillet	Août	septembre	décembre	janvier	février
Températures (°c)	30	35	37	31	8	7	7.8

Source ANRH

La température moyenne annuelle est de 18,3°C telle que 11,5°C en hiver et 33°C en été. Les jours de gels est de 3 jours /an alors que le brouillard totalise 58,5 jours /an.

I.4.3.La pluviométrie :

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), la hauteur pluviométrique annuelle de la commune de Bouarfa se situe entre 400 et 600 mm/an (en fonction de la période considérée).Elle est répartie sur les mois pluvieux qui vont du mois d'octobre jusqu'au mois de mars, notons que pendant l'été les pluies sont rares.

Tableau N°.2: Pluies moyennes à Bouarfa (période 1999 à 2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométries Mensuelles (mm)	35,0	65,5	82,0	97,5	87,0	72,0	82,5	63,0	44,5	11,7	1,2	3,5

Source ANRH

I.4.4.Le vent :

Bouarfa est bien ventilée en toutes saisons du fait de sa situation géographique et plus particulièrement le printemps.

Le vent dominant dans la région d'étude est de direction ouest, nord-est c'est-à-dire le vent a une direction ouest en hiver et une direction nord-est en été. Le vent est généralement faible mise à part les quelques jours de l'été qui présente des vents sirocos de 10,8 jours /an.

I.4.5.Sismicité :

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Boumerdes en mai 2003, la Wilaya se trouve dans la zone 1, c'est-à-dire une zone à forte sismicité.

I.5.Présentation hydraulique :**I.5.1.reseau actuel de la ville :**

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa veillesse selon le rapport de la subdivision de Blida et que sa date de réalisation remonte à une trentaine d'année environ. Finalement, il est à noter que tout le réseau est à rénover.

I.5.2. Adduction :

Même constat que pour le réseau de distribution. Toute la chaîne de distribution est à changer.

I.5.3.ressource:

L'alimentation en eau de la ville de Bouarfa est assurée à partir des captages implantés dans le périmètre de captage (station de pompage maramene).

Ce périmètre de captage est composé des 18 forages dont deux sont en mode de réalisation.

Il y a une bâche où se fait le refoulement vers les réservoirs $2*5000 \text{ m}^3$

Voici quelques renseignements sur ces forages

Tableau N°.3 : les débits des forages

N° de forage	débits		
	m^3/j	m^3/h	l/s
F1	2080	86,67	24,07
F2	1515	63,13	17,53
F3	923	38,46	10,68
F4	1699	70,79	19,66
F5	1093	45,54	12,65
F6 bis	732	30,50	8,47
F7bis	721	30,04	8,34
F8	1514	63,08	17,52
F9	794	33,08	9,19
F10	1554	64,75	17,99
F11	859	35,75	9,94
F12	796	33,17	9,21
F13	1826	76,08	21,13
F14	1115	46,46	12,91
F15	1100	45,83	12,73
F16	1048	43,67	12,13
F17			En cours de réalisation
F18			En cours de réalisation
Total	19 369	807,04	224,18

Source DHW de Blida

Tableau N°.4 : les caractéristiques des pompes

Capacité théorique (m ³ /jour)	46 000
Capacité actuelle (m ³ /h)	1 916 ,67
Capacité actuelle (m ³ /jour)	19 200
Capacité théorique (m ³ /h)	800
Heures de pompage (h)	20
Nombre de pompes	04 (03 en fonctionnement et 01 de secours)
Type de pompe	RITZ/4625
Débit d'une pompe (l/s)	183
HMTde la pompe (m)	203
Type de moteur	04 Leroy Somer LSPC 355 L4B3
Puissance (KW)	500
Tension (volts)	380
Vitesse (tr/mn)	1481
Type de transformateur	04 postes/Minel
Tension primaire	30
Tension secondaire	400
Puissance	800
Type Anti bélier	CHATLATT (à vessie)
Volume (l)	2000-3000-5000
Pression de service (bars)	27-27-34
Année de pose	1981

Source DHW de Blida

I.5.4.ouvrage de stockage : réservoir de BOUARFA ($V = 2*5000m^3$)

Ces réservoirs sont en béton armé de forme rectangulaire. Ils sont implantés à la côte 306 m de trop plein et ont la même capacité 5 000 m³ et sont séparés par une chambre de vanne.

Les réservoirs sont situés au pied amont de Blida au Sud - Ouest, dans la commune de Bouarfa.

Ils reçoivent l'eau de la station de Maramene par deux conduites en série des diamètres (DN) 800 mm et 600 mm respectivement. Ils assurent la distribution vers une partie du réseau de Blida et en même temps vers le chef lieu de Bouarfa par une autre conduite en DN 500 mm où se fait notre étude.

Ces réservoirs alimentent aussi le réservoir de Baba Moussa par l'intermédiaire de la station de pompage trouvant collée à l'un des réservoirs. D'après le rapport de la subdivision de Blida, ces réservoirs sont en bon état.

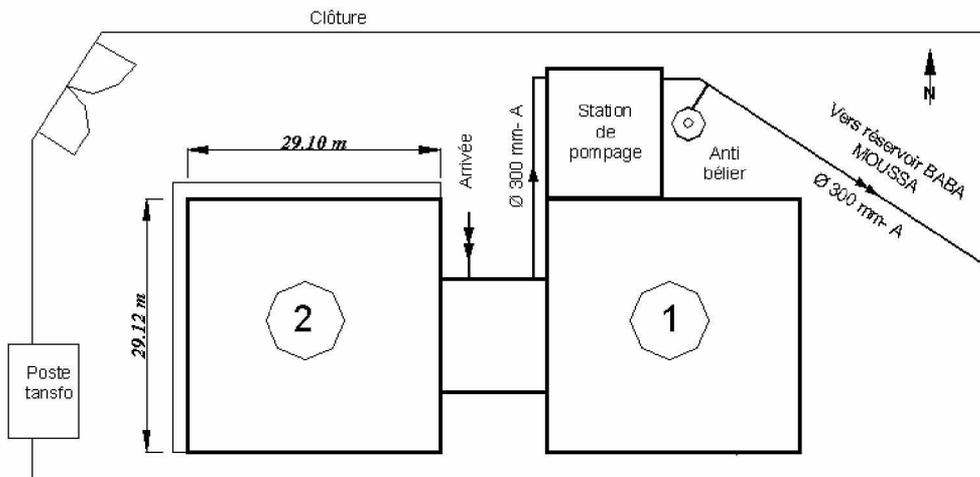


Figure I.1 : Schéma d'implantation des réservoirs de Bouarfa

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable.

Et comme nous constaté que ce réseau est ancien et qui présente des nombreux problèmes tels que les fuites, la mal gestion, une baisse de pression dans certains endroits, la durée de certaines conduites ont dépassé le 30 ans et pressentant des rouille entraînant de contamination, etc....

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cet agglomération.

chapitre II

Les besoins en eau de l'agglomération

Introduction :

Dans ce chapitre nous essayerons de vous donner un bref aperçu en ce qui concerne les besoins en eau de cette ville.

II.1. Répartition de la population :

La commune de Bouarfa est composée du CENTRE de Bouarfa ; du quartier ELRAML ; du quartier ADRIOCHE et enfin par la zone éparpillée.

Selon le recensement de 1997 le chef lieu de Bouarfa ou CENTRE de Bouarfa comptait 12303 habitants (**source APC de Bouarfa**).

II.2. Les équipements de l'agglomération :

Tous les équipements sont regroupés dans les tableaux ci-dessous tout en sachant que ces données proviennent de l'APC de Bouarfa

Tableau N°II.1 : Equipements scolaires

désignation	cycles	Nombre d'élèves et enseignants	Nombre de classes
E.F.E	1 ^{er} et 2 ^{eme}	1220	92
E.F.S	3 ^{eme}	987	89

Tableau N°II.2 : Equipements administratifs

désignation	nombre	Superficie (m ²)
A.P.C	1	860
P.T.T	1	900
Postes administratifs	6	1500

Tableau N°II.3 : Equipements culturels

désignation	nombre	superficie (m ²)
mosquée	5	350+800+1600+400+500=3650
Centre culturel	1	800
Maison de jeune	1	750

Tableau N°II.4 : Equipements sanitaires

désignation	nombre	Superficie (m ²)
Centre de soin	2	5000
pharmacie	3	600

Tableau II-5 : Equipements sportifs

désignation	nombre	Superficie (m ²)
Stade communal	1	16800
Terrain de football	2	18600 *
Terrain de hand Ball	1	
Terrain de volley Ball	1	
Terrain de basket Ball	1	
Terrain de jeu de boule	1	

*Cette superficie représente la somme globale de toutes les aires de jeux

Tableau N°II.6 : Equipements commerciaux

désignation	nombre	Superficie (m ²)
marché	1	1500
Parking + dépôt	1	3900
kiosque	2	1200

Tableau N°II.7 : Jardins et espaces verts

désignation	nombre	Superficie (m ²)
Jardins d'enfants	2	1000+860=1860
Espaces verts	2	760

II.3.Evaluation de la population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 20 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3%, ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine.

Pour les calculs d'estimation de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = p_0 * (1+\tau)^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon

P_0 : population actuelle de référence

τ : taux d'accroissement = 0,03

n : nombre d'année séparant les horizons considérés

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II.8 : Evolution de la population

quartiers	Population en 2008(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2028(hab.)
CENTRE de Bouarfa	15970	3	28844

NB : nous avons fait une estimation de la population de l'année 1997 à 2008 avec un taux d'accroissement de 2,4% puis nous avons fait notre calcul pour un horizon de 20 ans avec un taux d'accroissement de 3%

II.4.catégories des besoins en eau :

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

Pour l'étude de la ville Bouarfa il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;

- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

II.5.Estimation des besoins :**II.5.1.Choix de la norme unitaire de la consommation :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. [1]

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

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

Il est très difficile d'évaluer avec précision le besoin en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions [1].

II.5.2.Détermination de la consommation moyenne journalière :

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

$$Q_{moy . j} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

suivante :

Q_{moy.j}: Consommation moyenne journalière [m³/j]

N_i : Nombre de consommation ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

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

i : Nombre de groupes. [1]

II.6.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :

II.6.1.Agglomération :

II.6.1.1- Besoins domestiques :

Selon les informations recueillies au près de la subdivision de la ville de Blida, La dotation en eau de Bouarfa est prise à 120 l/j/hab.

Mais pour l'horizon nous prenons une dotation de 150 l/j/hab.

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques.

Tableau N°II.9 : les besoins domestiques

Année	nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
2028	28844	150	4327

II.6.1.2.Besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires

Tableau N°II.10 : les besoins scolaires

désignation	Nombre d'élèves	Dotation moyenne [l/j/élèves.]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
E.F.E	1220	30	36,6
E.F.S	987	30	29,61
totale			66,21

II.6.1.3.Besoins sanitaires :

Le tableau suivant détermine les besoins sanitaires

Tableau N°II.11 : les besoins sanitaires

désignation	Superficie m ²	Dotation moyenne [l/j/ m ²]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
Centre de soin	5000	5	25
pharmacie	600	5	3
totale			28

II.6.1.4.besoins administratifs et culturels :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs et culturels

Tableau N°II.12 : les besoins administratifs et culturels

désignation	Superficie m ²	Dotation moyenne [l/j/ m ²]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
A.P.C	860	2	1,72
P.T.T	900	5	4,5
Postes administratifs	1500	5	7,5
mosquée	3650	25	91,25
Centre culturel	800	5	4
Maison de jeune	750	3	2,25
Totale			111,22

II.6.1.5.besoins commerciaux:

Le tableau suivant détermine les besoins sportifs et commerciaux

Tableau N°II.13 : les besoins sportifs et commerciaux

désignation	Superficie m ²	Dotation moyenne [l/j/m ²]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
marché	1500	10	15
Parking+ dépôt	3900	5	19,5
kiosque	1200	3	3,6
totale			38,10

II.6.2-besoins d'arrosages:

Le tableau suivant détermine les besoins d'arrosages

Tableau N°II.14 : les besoins d'arrosages

désignation	Superficie m ²	Dotation moyenne [l/j/m ²]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
Stade communal	26800	5	134
Aires de jeux	18600	4	74,4
Jardins d'enfants	1860	5	9,3
Espaces verts	760	10	7,6
totale			225,3

II.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

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

Tableau N°II.15 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m³/j)
Domestiques	4327
Sanitaires	28
Scolaires	66,21
Commerciaux	38,10
Administratifs et culturels	111,22
arrosage	225,3
Total	4795,83

Conclusion : ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de l'agglomération qui est de 4795,83 m³/j.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui sera l'objet de notre prochain chapitre.

chapitre III

Caractérisation de la consommation en eau

Introduction :

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

III.1. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend de jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

III.2. Etude des variations des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [1]

Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. [1]

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\min j} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \text{Avec :}$$

Q_{moyj} : débit moyen journalier

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximum ; et que ce coefficient varie entre 1.1 à 1.3 [1]

Pour notre cas nous prenons $K_{\max j} = 1,3$ pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9 [1]

Pour notre cas nous prenons $K_{\min j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

III.2.1. Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Tableau N°III.1 : les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} \text{ (m}^3/\text{j)}$
Domestiques	4327	1,3	5625,1
Sanitaires	28	1	28
Scolaires	66,21	1	66,21
Commerciaux	38,10	1	38,10
Administratifs et culturels	111,22	1	111,22
Arrosages	225,3	1	225,3
total	4795,83		6093,93

III.2.2.Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°III.2 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{maxj}	Q_{maxj} (m ³ /j)
Domestiques	4327	0,9	3894,3
Sanitaires	28	0,7	19,6
Scolaires	66,21	0,7	46,347
Commerciaux	38,10	0,7	26,67
Administratifs et culturels	111,22	0,7	77,854
Arrosages	225,3	0,7	157,71
total	4795,83		4222,481

D'après ces deux tableaux, nous avons :

$$Q_{maxj} = \mathbf{6093,93} \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{minj} = \mathbf{4222,481} \text{ m}^3/\text{j}$$

III.3.Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{max,j} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m³/j)

Pour notre projet, nous avons $Q_{max,j} = 6093,93 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{AN: } Q_{moyh} = 6093,93 / 24 = 253,91 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow \mathbf{Q_{moyh} = 253,91 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

III.3.1.Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants :

Tableau N°III.3 : la variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
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
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

Source polycopé de M.SALAH

Nous une population de 28844 hab. donc notre répartition se situe au niveau de la troisième colonne.

III.3.2.Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{maxj}}{100} \quad \text{Avec : } Q_h = \text{débit horaire nécessaire}$$

P% = pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour quatre heures pendant la journée.

Tableau N°III.4: Répartition des débits horaires

Heures	agglomération		arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	Q _{max,j} =5868.63 m ³ /j		Q _{max,j} =225 m ³ /j		Q _{max,j} =6093,93 m ³ /j		Q _{max,j}	
(h)	(%)	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
0_1	1,5	88,02945			1,445	88,02945	1,445	88,029
1_2	1,5	88,02945			1,445	88,02945	2,889	176,059
2_3	1,5	88,02945			1,445	88,02945	4,334	264,088
3_4	1,5	88,02945			1,445	88,02945	5,778	352,118
4_5	2,5	146,71575			2,408	146,71575	8,186	498,834
5_6	3,5	205,40205			3,371	205,40205	11,556	704,236
6_7	4,5	264,08835	25	56,325	5,258	320,4134	16,814	1024,649
7_8	5,5	322,77465	25	56,325	6,221	379,0997	23,035	1403,749
8_9	6,25	366,789375			6,019	366,78938	29,054	1770,538
9_10	6,25	366,789375			6,019	366,78938	35,073	2137,327
10_11	6,25	366,789375			6,019	366,78938	41,092	2504,117
11_12	6,25	366,789375			6,019	366,78938	47,111	2870,906
12_13	5	293,4315			4,815	293,43150	51,926	3164,338
13-14	5	293,4315			4,815	293,43150	56,741	3457,769
14-15	5,5	322,77465			5,297	322,77465	62,038	3780,544
15-16	6	352,1178			5,778	352,11780	67,816	4132,662
16-17	6	352,1178	25	56,325	6,702	408,443	74,518	4541,104
17-18	5,5	322,77465	25	56,325	6,221	379,100	80,739	4920,204
18-19	5	293,4315			4,815	293,43150	85,555	5213,636
19-20	4,5	264,08835			4,334	264,08835	89,888	5477,724
20-21	4	234,7452			3,852	234,74520	93,740	5712,469
21-22	3	176,0589			2,889	176,05890	96,629	5888,528
22-23	2	117,3726			1,926	117,37260	98,555	6005,901
23-24	1,5	88,02945			1,445	88,02945	100,000	6093,930
Total	100	5868,63	100	225,30	100,000	6093,93		

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 88,02945 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 408,443 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes

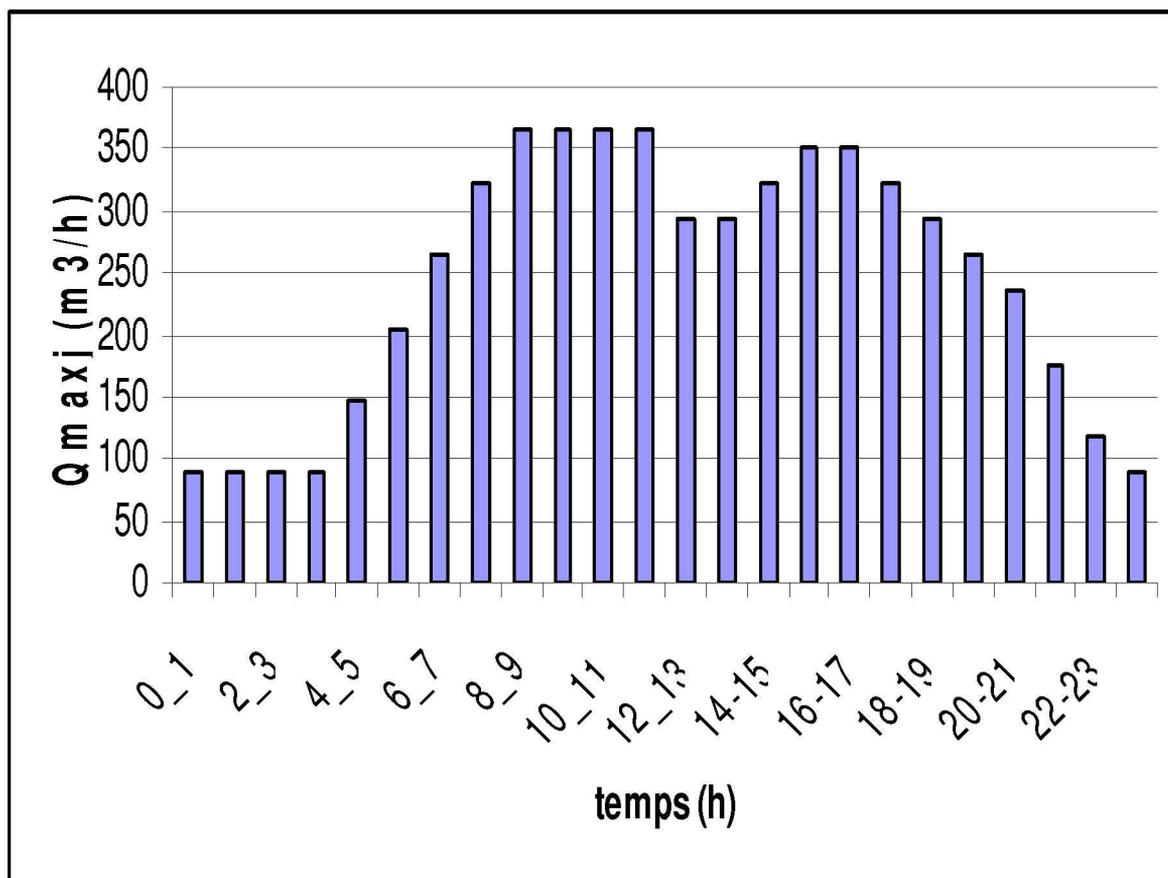


Figure III -1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

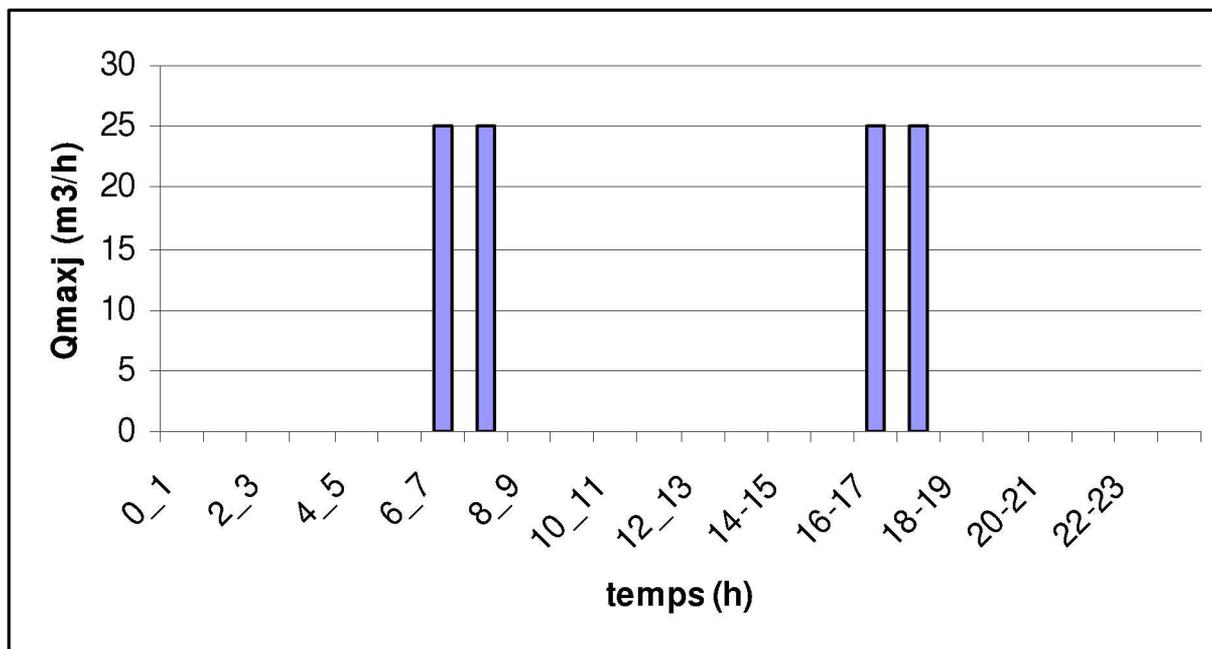


Figure III -2 : Graphique de la consommation d'arrosage

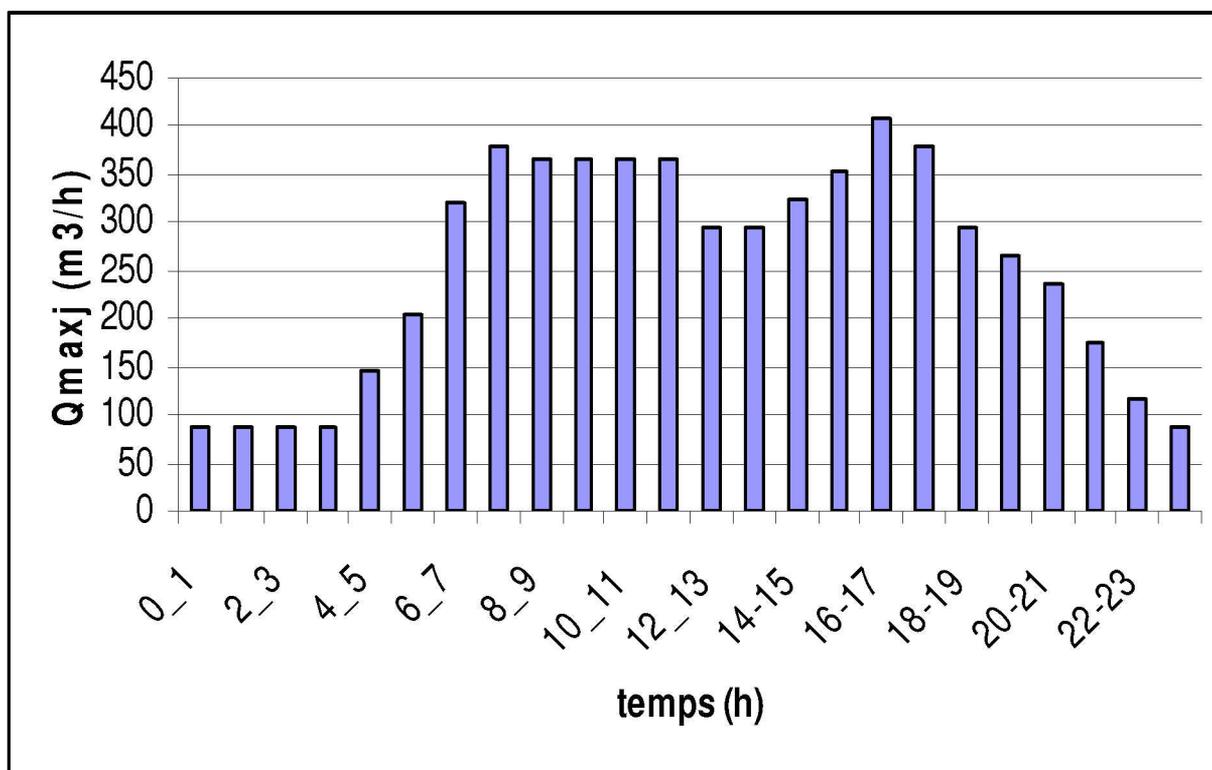


Figure III -3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération

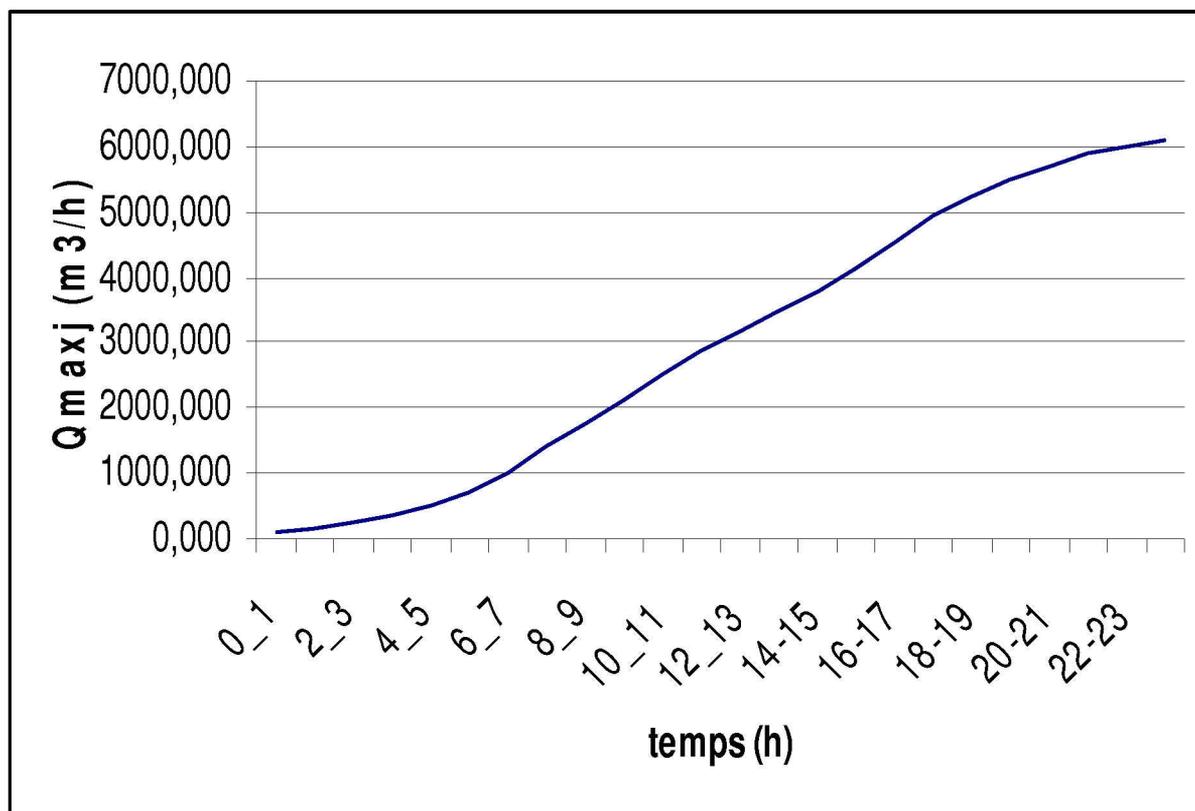


Figure III -4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

III.4.Comparaison entre les ressources et les besoins :

Cette comparaison nous permet de savoir si le débit fourni par les forages existant satisfera le besoin demandé à l'horizon ou non.

Nous supposons que l'état du forage restera bon jusqu'au 2028, donc le débit actuel donné par ces derniers restera le même.

D'après le premier chapitre nous avons un débit de 19 369 m³/j fourni par les forages (station de pompage de maramene) ; ce débit est supérieur au débit maximum journalier ($Q_{maxj}=6093,93$ m³/j).

Finalement on peut dire que ces forages permettront de satisfaire les besoins en eau de notre agglomération à l'horizon.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

En définitif nous disons qu'on peut satisfaire le besoin de l'agglomération à l'horizon, donc on ne nécessite pas la projection d'autres forages (bien qu'il y ait deux forages qui sont en réalisation).

chapitre IV

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles. Mais notre projet, nous allons utiliser les deux réservoirs jumelés existants qui sont implantés à une cote 306m du trop plein ayant chacun une capacité de 5000 m³.

Il convient de souligner que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées.

IV.1. Rôle des réservoirs**❖ Rôle de régulateur et accumulateur**

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. [2]

❖ Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés. [2]

❖ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

❖ Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

❖ Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

-un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

-la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation. [2]

IV.2.Emplacement des réservoirs

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [1]

IV.3.le type du réservoir

- C'est un réservoir sur sol ;
- Construit en béton armé ;
- Forme rectangulaire ;
- Fonction stockage et alimentation ;

Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir de la station de pompage de Maramene.

IV.4.Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante .Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

IV.5.Principe de calcul

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

-Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

-Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir. [1]

IV.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max j}$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{maxj} .

Tableau N°IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1,445		1,445	9,297
1_2	0	1,445		1,445	7,852
2_3	0	1,445		1,445	6,407
3_4	0	1,445		1,445	4,962
4_5	5	2,408	2,592		7,554
5_6	5	3,371	1,629		9,183
6_7	5	5,258		0,258	8,925
7_8	5	6,221		1,221	7,704
8_9	5	6,019		1,019	6,685
9_10	5	6,019		1,019	5,666
10_11	5	6,019		1,019	4,647
11_12	5	6,019		1,019	3,628
12_13	5	4,815	0,185		3,813
13_14	5	4,815	0,185		3,998
14_15	5	5,297		0,297	3,701
15_16	5	5,778		0,778	2,923
16_17	5	6,702		1,702	1,221
17_18	5	6,221		1,221	0,000
18_19	5	4,815	0,185		0,188
19_20	5	4,334	0,666		0,854
20_21	5	3,852	1,148		2,002
21-22	5	2,889	2,111		4,113
22-23	5	1,926	3,074		7,187
23-24	5	1,445	3,555		10,742
total	100	100,000			

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{10,742 * 6093,93}{100} = 654,61m^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120m^3$

Donc

$$V_t = 654,61 + 120 = 774,61m^3$$

Remarque :

La capacité totale des réservoirs existants est de $2*5000m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $774.61m^3$. La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération ; donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir.

IV.7.Equipements hydrauliques du réservoir

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution. [2]

IV.7.1.conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse ;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut où la conduite est noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau. [1]

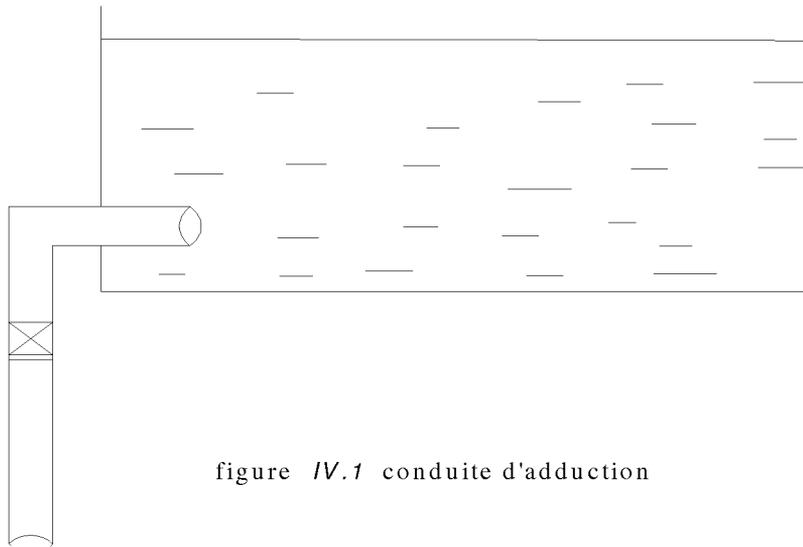


figure IV.1 conduite d'adduction

IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution.

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [1]

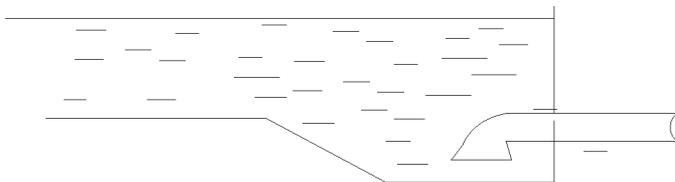


figure IV.2. conduite de départ

IV.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit

avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger. [1]

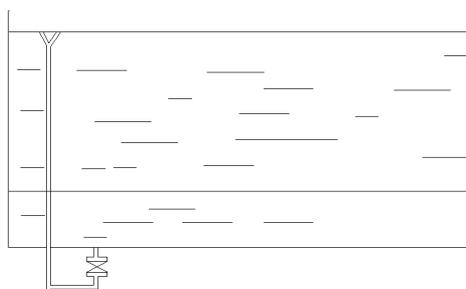


figure IV.3. conduite de trop plein et de vidange

IV.7.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [2]

IV.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge. [2]

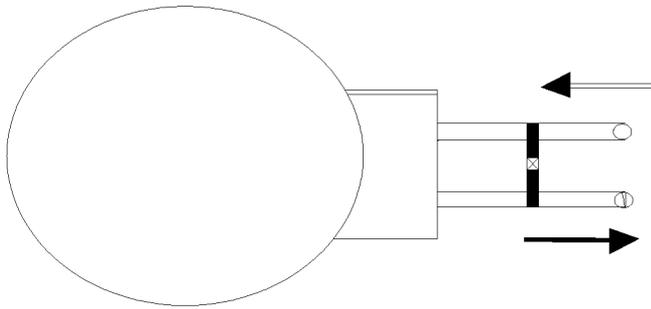


figure IV.4: conduite By-pass

IV.7.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant:

- Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.
- Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2

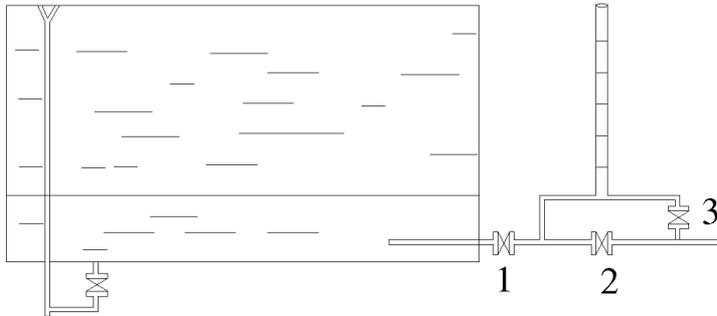


figure N°5: matérialisation de la réserve d'incendie

Conclusion.

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de $774,61\text{m}^3$ plus petit que la capacité des réservoirs existants de capacité $2 \times 5000\text{m}^3$.

Donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir tout en supposant que l'état de ces réservoirs existants restera bon jusqu'à l'horizon considéré.

chapitre V

Le réseau de distribution

Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.....).

V.1. Les différents types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé. [1]

V.1.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau. [1]

V.1.2. Le Réseau étage :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.1.3. Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. [1]

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

V.2. Conception d'un réseau.

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

V.3. Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- 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). [1]

V.4. Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.4.1.détermination des débits :

a. Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} + \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

b.Le débit spécifique

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

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

c. Le 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 :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \text{ Avec}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

V.4.2. Calcul des débits

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 16 heures et 17 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 408,443 \text{ m}^3/h = 113,456 \text{ l/s} \text{ et } Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} = \mathbf{113,456 \text{ l/s}}$$

$$\sum Li = 8586,84 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{spc} = 113,4564 / 8586,84 = 0,01321 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc : **$Q_{spc} = 0,01321 \text{ l/s/m}$**

Tableau N°V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (16 heures à 17 heures)	Q_{cons} (l/s)	113,456
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	113,4564
	$\sum Li$ (m)	8586,84
	Q_{spc} (l/s/m)	0,01321

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

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)																																																																																							
1	1*2	498,58	0,01321	6,588	5,277	278																																																																																							
	1*5	300,2		3,966			2	2*1	498,58	6,588	4,264	261	2*3	146,88	1,941	3	3*2	146,88	1,941	6,660	262	3*4	402,32	5,316	3*9	458,98	6,064	4	4*3	402,32	5,316	4,4284	280	4*5	131,36	1,736	4*8	136,64	1,805	5	5*4	131,36	1,736	4,733	280	5*1	300,2	3,966	5*6	284,9	3,764	6	6*5	284,9	3,764	3,261	270	6*7	208,72	2,758	7	7*6	208,72	2,758	7,181	270	7*12	552,36	7,298	7*8	325,94	4,307	8	8*7	325,94	4,307	5,098	285	8*4	136,64	1,805	8*11	309,08	4,084	9	9*3	458,98	6,064	9,012	275	9*10	281,7	3,722
2	2*1	498,58		6,588	4,264	261																																																																																							
	2*3	146,88		1,941			3	3*2	146,88	1,941	6,660	262	3*4	402,32	5,316		3*9	458,98	6,064			4	4*3	402,32	5,316	4,4284	280		4*5	131,36	1,736			4*8	136,64	1,805	5	5*4	131,36		1,736	4,733	280			5*1	300,2	3,966	5*6	284,9	3,764	6	6*5	284,9	3,764	3,261	270	6*7	208,72	2,758		7	7*6	208,72			2,758	7,181	270	7*12	552,36	7,298		7*8	325,94	4,307			8	8*7	325,94	4,307	5,098	285		8*4	136,64	1,805			8*11	309,08	4,084
3	3*2	146,88		1,941	6,660	262																																																																																							
	3*4	402,32		5,316																																																																																									
	3*9	458,98		6,064																																																																																									
4	4*3	402,32		5,316	4,4284	280																																																																																							
	4*5	131,36		1,736																																																																																									
	4*8	136,64		1,805																																																																																									
5	5*4	131,36		1,736	4,733	280																																																																																							
	5*1	300,2		3,966																																																																																									
	5*6	284,9		3,764																																																																																									
6	6*5	284,9		3,764	3,261	270																																																																																							
	6*7	208,72	2,758																																																																																										
7	7*6	208,72	2,758	7,181	270																																																																																								
	7*12	552,36	7,298																																																																																										
	7*8	325,94	4,307																																																																																										
8	8*7	325,94	4,307	5,098	285																																																																																								
	8*4	136,64	1,805																																																																																										
	8*11	309,08	4,084																																																																																										
9	9*3	458,98	6,064	9,012	275																																																																																								
	9*10	281,7	3,722																																																																																										
	9*20	623,4	8,237																																																																																										

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
10	10*9	281,7	0,01321	3,722	5,739	268
	10*16	449,34		5,937		
	10*11	137,64		1,819		
11	11*10	137,64		1,819	4,540	267
	11*8	309,08		4,084		
	11*13	240,56		3,178		
12	12*7	552,36		7,298	4,593	245
	12*13	142,86		1,888		
13	13*11	240,56		3,178	3,823	245
	13*12	142,86		1,888		
	13*14	195,2		2,579		
14	14*13	195,2		2,579	3,138	244
	14*16	212,16		2,803		
	14*15	67,66		0,894		
15	15*14	67,66		0,894	2,972	255
	15*18	382,28		5,051		
16	16*14	212,16		2,803	4,866	245
	16*10	449,34		5,937		
	16*17	75,08	0,992			
17	17*16	75,08	0,992	2,724	250	
	17*20	243,56	3,218			
	17*18	93,72	1,238			
18	18*17	93,72	1,238	4,288	255	
	18*15	382,28	5,051			
	18*19	173,12	2,287			

Suite du tableau N°V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
19	19*18	173,12	0,01321	2,287	5,685	248
	19*23	282,16		3,728		
	19*20	405,32		5,355		
20	20*19	405,32		5,355	9,451	245
	20*9	623,4		8,237		
	20*21	158,24		3,218		
	20*17	243,56		2,091		
21	21*20	158,24		2,091	3,439	246
	21*22	362,26		4,786		
22	22*21	362,26		4,786	4,406	245
	22*23	304,62		4,025		
23	23*22	304,62	4,025	3,877	250	
	23*19	282,16	3,728			

b.Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud n°8.

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

Tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)																																																																																																			
1	1*2	498,58	0,01321	6,588	5,277	278																																																																																																			
	1*5	300,2		3,966			2	2*1	498,58	6,588	4,264	261	2*3	146,88	1,941	3	3*2	146,88	1,941	6,660	262	3*4	402,32	5,316	3*9	458,98	6,064	4	4*3	402,32	5,316	4,428	280	4*5	131,36	1,736	4*8	136,64	1,805	5	5*4	131,36	1,736	4,733	280	5*1	300,2	3,966	5*6	284,9	3,764	6	6*5	284,9	3,764	3,261	270	6*7	208,72	2,758	7	7*6	208,72	2,758	7,181	270	7*12	552,36	7,298	7*8	325,94	4,307	8	8*7	325,94	4,307	22,098	285	8*4	136,64	1,805	8*11	309,08	4,084	9	9*3	458,98	6,064	9,012	275	9*10	281,7	3,722	9*20	623,4	8,237	10	10*9	281,7	3,722	5,739	268	10*16	449,34	5,937
2	2*1	498,58		6,588	4,264	261																																																																																																			
	2*3	146,88		1,941			3	3*2	146,88	1,941	6,660	262	3*4	402,32	5,316		3*9	458,98	6,064			4	4*3	402,32	5,316	4,428	280		4*5	131,36	1,736			4*8	136,64	1,805	5	5*4	131,36		1,736	4,733	280			5*1	300,2	3,966	5*6	284,9	3,764	6	6*5	284,9	3,764	3,261	270	6*7	208,72	2,758		7	7*6	208,72			2,758	7,181	270	7*12	552,36	7,298		7*8	325,94	4,307			8	8*7	325,94	4,307	22,098	285		8*4	136,64	1,805			8*11	309,08	4,084	9	9*3	458,98		6,064	9,012	275			9*10	281,7	3,722
3	3*2	146,88		1,941	6,660	262																																																																																																			
	3*4	402,32		5,316																																																																																																					
	3*9	458,98		6,064																																																																																																					
4	4*3	402,32		5,316	4,428	280																																																																																																			
	4*5	131,36		1,736																																																																																																					
	4*8	136,64		1,805																																																																																																					
5	5*4	131,36	1,736	4,733	280																																																																																																				
	5*1	300,2	3,966																																																																																																						
	5*6	284,9	3,764																																																																																																						
6	6*5	284,9	3,764	3,261	270																																																																																																				
	6*7	208,72	2,758																																																																																																						
7	7*6	208,72	2,758	7,181	270																																																																																																				
	7*12	552,36	7,298																																																																																																						
	7*8	325,94	4,307																																																																																																						
8	8*7	325,94	4,307	22,098	285																																																																																																				
	8*4	136,64	1,805																																																																																																						
	8*11	309,08	4,084																																																																																																						
9	9*3	458,98	6,064	9,012	275																																																																																																				
	9*10	281,7	3,722																																																																																																						
	9*20	623,4	8,237																																																																																																						
10	10*9	281,7	3,722	5,739	268																																																																																																				
	10*16	449,34	5,937																																																																																																						
	10*11	137,64	1,819																																																																																																						

Suite du tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
11	11*10	137,64	0,01321	1,819	4,540	267
	11*8	309,08		4,084		
	11*13	240,56		3,178		
12	12*7	552,36		7,298	4,593	245
	12*13	142,86		1,888		
13	13*11	240,56		3,178	3,823	245
	13*12	142,86		1,888		
	13*14	195,2		2,579		
14	14*13	195,2		2,579	3,138	244
	14*16	212,16		2,803		
	14*15	67,66		0,894		
15	15*14	67,66		0,894	2,972	255
	15*18	382,28		5,051		
16	16*14	212,16		2,803	4,866	245
	16*10	449,34		5,937		
	16*17	75,08		0,992		
17	17*16	75,08		0,992	2,724	250
	17*20	243,56		3,218		
	17*18	93,72		1,238		
18	18*17	93,72	1,238	4,288	255	
	18*15	382,28	5,051			
	18*19	173,12	2,287			
19	19*18	173,12	2,287	5,685	248	
	19*23	282,16	3,728			
	19*20	405,32	5,355			

Suite du tableau N°V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

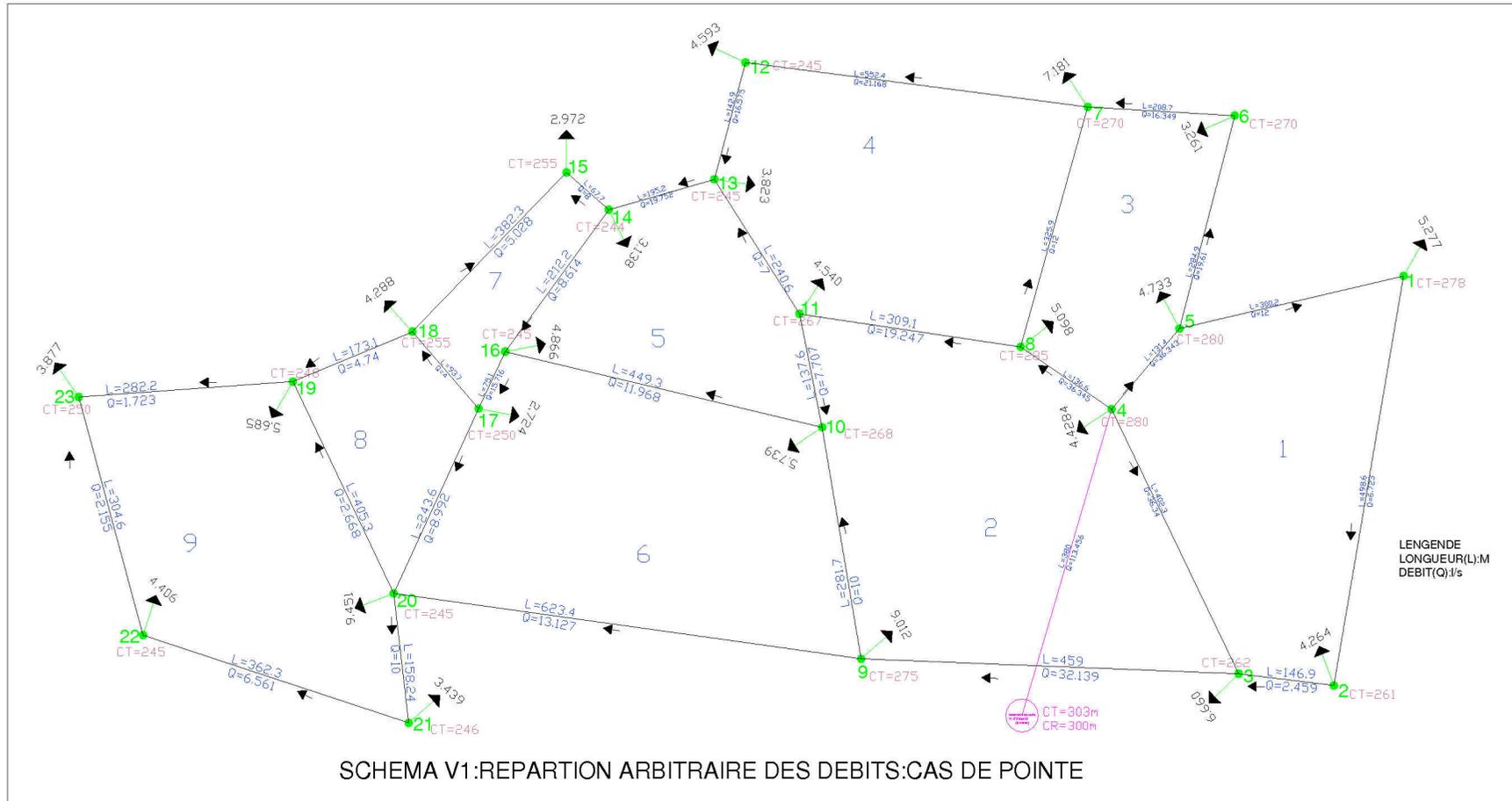
nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
20	20*19	405,32	0,01321	5,355	9,451	245
	20*9	623,4		8,237		
	20*21	158,24		3,218		
	20*17	243,56		2,091		
21	21*20	158,24		2,091	3,439	246
	21*22	362,26		4,786		
22	22*21	362,26		4,786	4,406	245
	22*23	304,62		4,025		
23	23*22	304,62		4,025	3,877	250
	23*19	282,16		3,728		

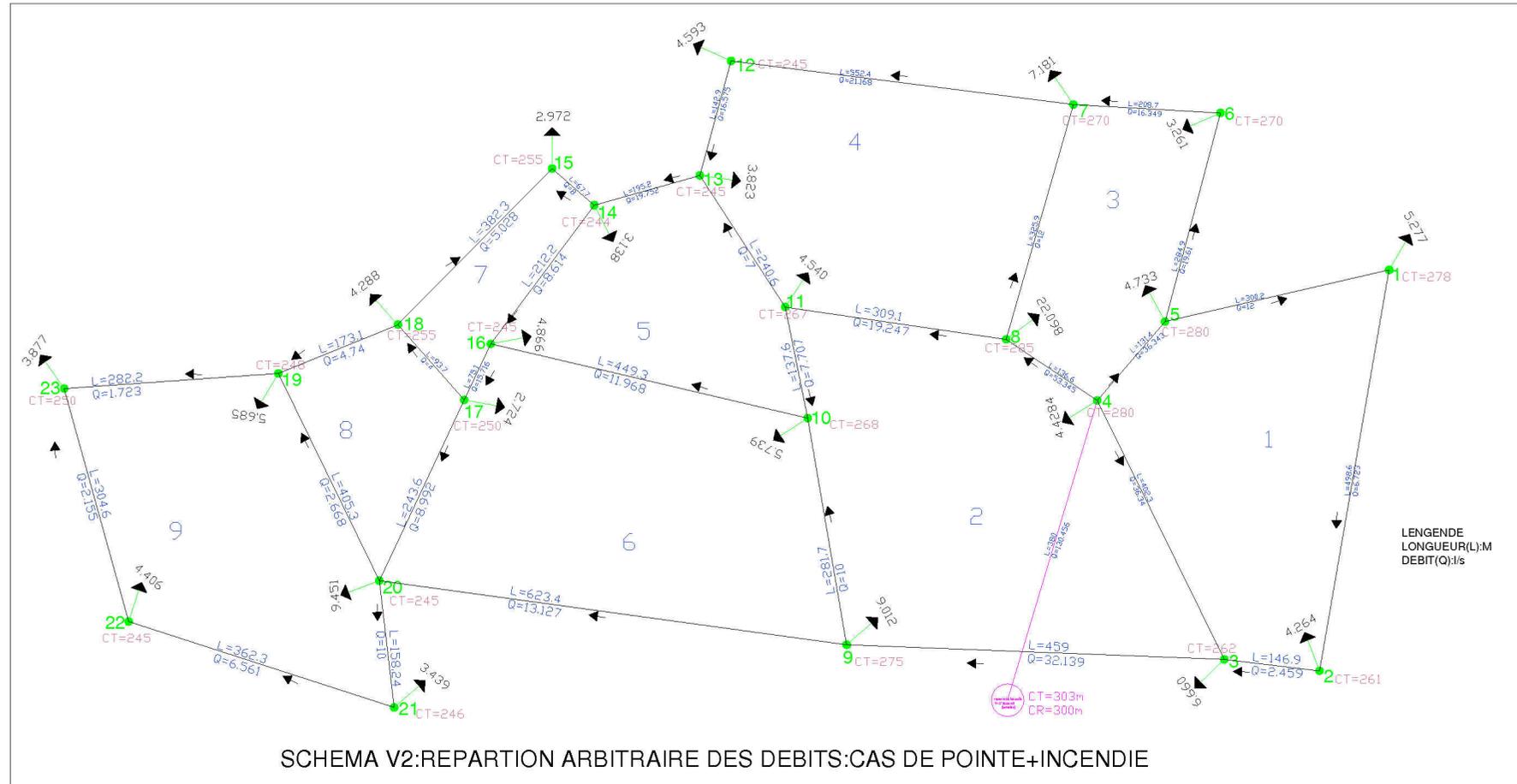
Remarque :

Le signe (*) désigne : du nœud au nœud

V.4.3.repartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux noeuds, nous pouvons donc faire la repartions arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.





V.4.4.determination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule de la continuité nous déterminons la

$$\text{vitesse: } V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°V.4 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	Débit transité (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)
N4-N5	36,343	200	1,16
N5-N1	12	125	0,98
N5-N6	19,61	150	1,11
N6-N7	16,349	150	0,93
N8-N7	12	125	0,98
N7-N12	21,168	150	1,20
N8-N11	19,247	150	1,09
N4-N8	53,345	250	1,09
N4-N3	36,34	200	1,16
N2-N3	2,459	80	0,49
N3-N9	32,139	200	1,02
N9-N10	10	125	0,82
N10-N11	7,707	100	0,98
N11-N13	7	100	0,89
N13-N12	16,575	150	0,94
N13-N14	19,752	150	1,12
N14-N15	8	100	1,02
N14-N16	8,614	100	1,10

Suite du tableau N°V.4 : calcul des diamètres et des vitesses

tronçons	Débit transité (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)
N16-N17	15,716	150	0,89
N17-N18	4	80	0,80
N18-N15	5,028	80	1,00
N18-N19	4,74	80	0,94
N19-N23	1,723	80	0,34
N17-N20	8,992	100	1,15
N20-N19	2,668	80	0,53
N20-N21	10	125	0,82
N21-N22	6,561	100	0,84
N22-N23	2,155	80	0,43
N9-N20	13,127	125	1,07
N10-N16	11,968	125	0,98
N1-N2	6,723	100	0,86
R-N4	130,456	350	1,36

V.5. simulation par le logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

NB : pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Hazen-Williams avec une rugosité de 106.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans le tableau suivant:

Tableau V.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)	rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m ³ /s)	PdC linéaire (m)
N4 -N5	131.4	150.0	106.0	17.848	1.010	1.482
N5 -N1	300.2	125.0	106.0	6.715	0.547	1.346
N5 -N6	284.9	125.0	106.0	6.399	0.521	1.169
N6 -N7	208.7	80.0	106.0	3.138	0.624	2.011
N8 -N7	325.9	100.0	106.0	6.310	0.803	3.863
N7 -N12	552.4	80.0	106.0	2.265	0.451	2.911
N8 -N11	309.1	300.0	106.0	66.080	0.935	1.347
N4 -N8	136.6	300.0	106.0	77.489	1.096	0.800
N4 -N3	402.3	150.0	106.0	13.718	0.776	2.789
N3 -N2	146.9	80.0	106.0	2.830	0.563	1.169
N3 -N9	459.0	100.0	106.0	4.227	0.538	2.590
N10 -N9	281.7	200.0	106.0	33.130	1.055	2.462
N11 -N10	137.6	250.0	106.0	46.788	0.953	0.769
N11 -N13	240.6	125.0	106.0	14.750	1.202	4.634
N13 -N12	142.9	80.0	106.0	2.328	0.463	0.792
N13 -N14	195.2	100.0	106.0	8.599	1.095	4.104
N14 -N15	67.7	100.0	106.0	4.726	0.602	0.470
N14 -N16	212.2	80.0	106.0	0.733	0.146	0.138
N16 -N17	75.1	80.0	106.0	3.783	0.753	1.023
N17 -N18	93.7	100.0	106.0	4.365	0.556	0.561
N15 -N18	382.3	80.0	106.0	1.753	0.349	1.253
N18 -N19	173.1	80.0	106.0	1.828	0.364	0.613
N19 -N23	282.2	80.0	106.0	1.671	0.332	0.846
N20 -N17	243.6	80.0	106.0	3.307	0.658	2.587
N20 -N19	405.3	100.0	106.0	5.529	0.704	3.761
N20 -N21	158.2	125.0	106.0	10.054	0.819	1.499
N21 -N22	362.3	125.0	106.0	6.614	0.539	1.580
N22 -N23	304.6	80.0	106.0	2.206	0.439	1.529
N9 -N20	623.4	200.0	106.0	28.343	0.902	4.081
N10 -N16	449.3	100.0	106.0	7.917	1.008	8.107
N1 -N2	498.6	80.0	106.0	1.435	0.286	1.129
R1 -N4	380.0	350.0	106.0	113.484	1.180	2.128

Tableau IV.6 : résultat au niveau des noeuds

noeuds	altitude (m)	charge (m)	Pression (m)	Débit au noeud (l/s)
N1	278.000	297.043	19.043	5.279
N2	261.000	295.914	34.914	4.265
N3	262.000	297.083	35.083	6.661
N4	280.000	299.872	19.872	4.430
N5	280.000	298.389	18.389	4.734
N6	270.000	297.220	27.220	3.261
N7	270.000	295.209	25.209	7.183
N8	285.000	299.072	14.072	5.099
N9	275.000	294.494	19.494	9.014
N10	268.000	296.956	28.956	5.741
N11	267.000	297.725	30.725	4.542
N12	245.000	292.299	47.299	4.594
N13	245.000	293.091	48.091	3.823
N14	244.000	288.987	44.987	3.139
N15	255.000	288.518	33.518	2.973
N16	245.000	288.849	43.849	4.867
N17	250.000	287.826	37.826	2.726
N18	255.000	287.265	32.265	4.290
N19	248.000	286.651	38.651	5.686
N20	245.000	290.412	45.412	9.453
N21	246.000	288.913	42.913	3.440
N22	245.000	287.334	42.334	4.407
N23	250.000	285.805	35.805	3.878
R1	303.000	302.000	2.000	0.000

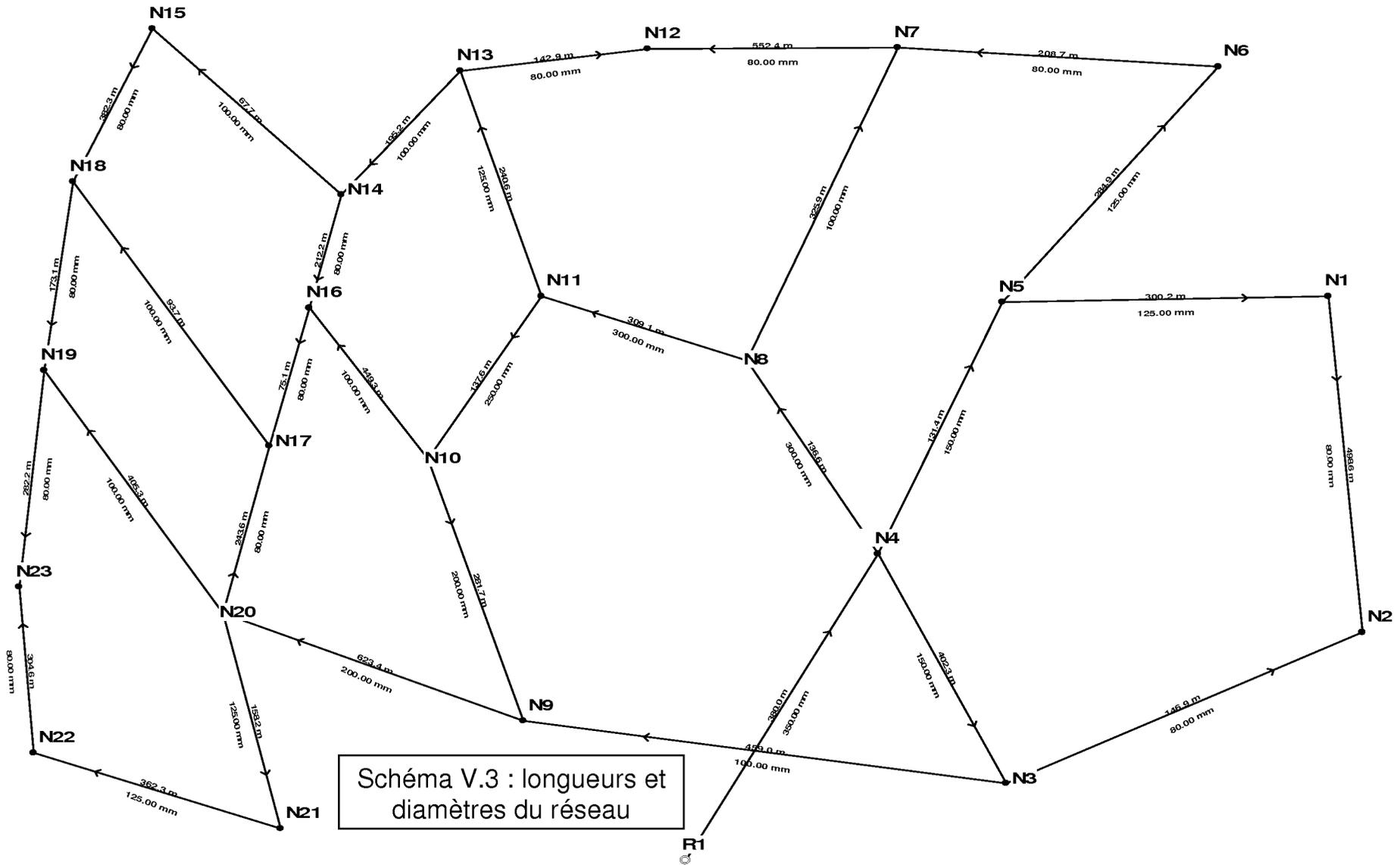
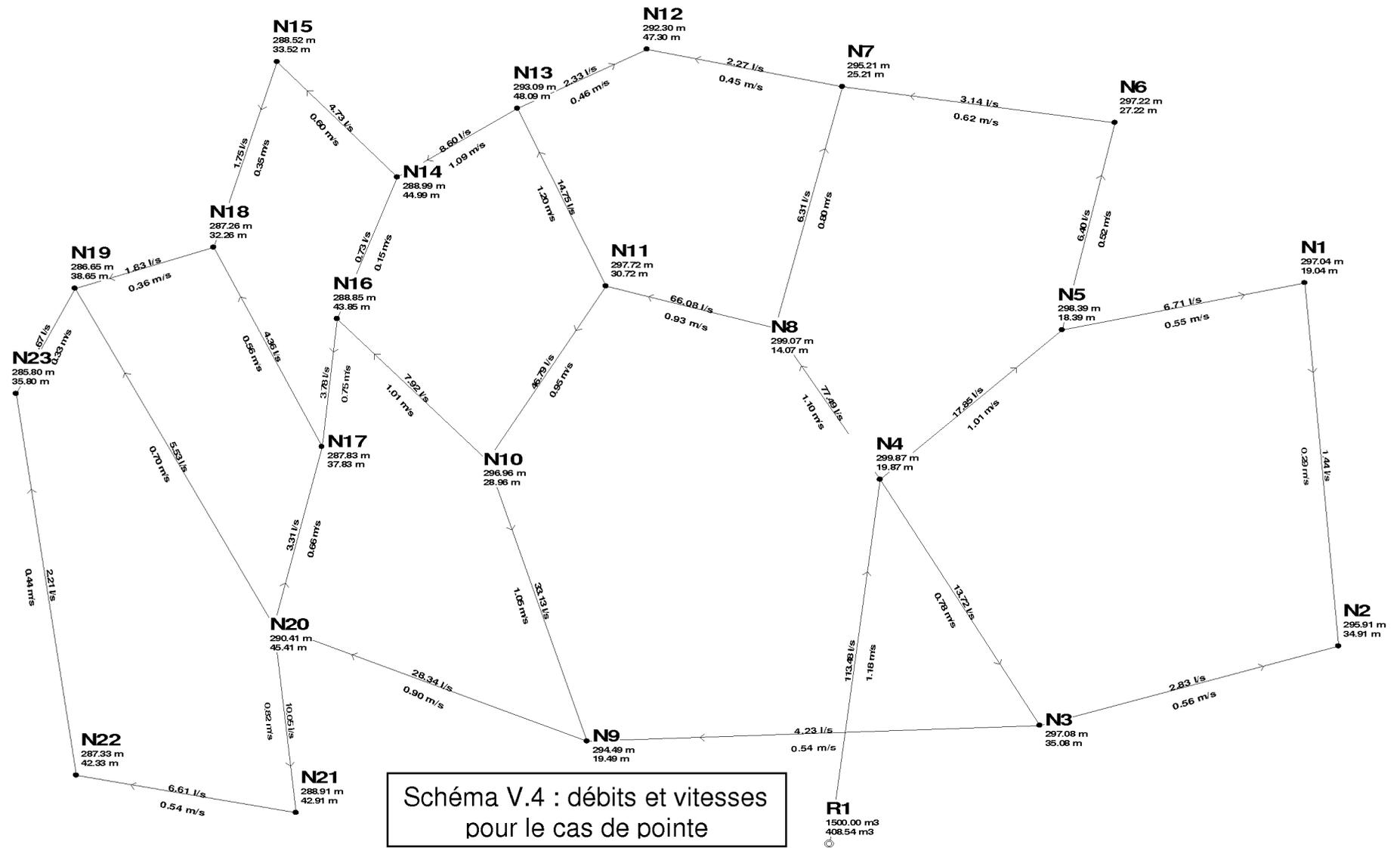
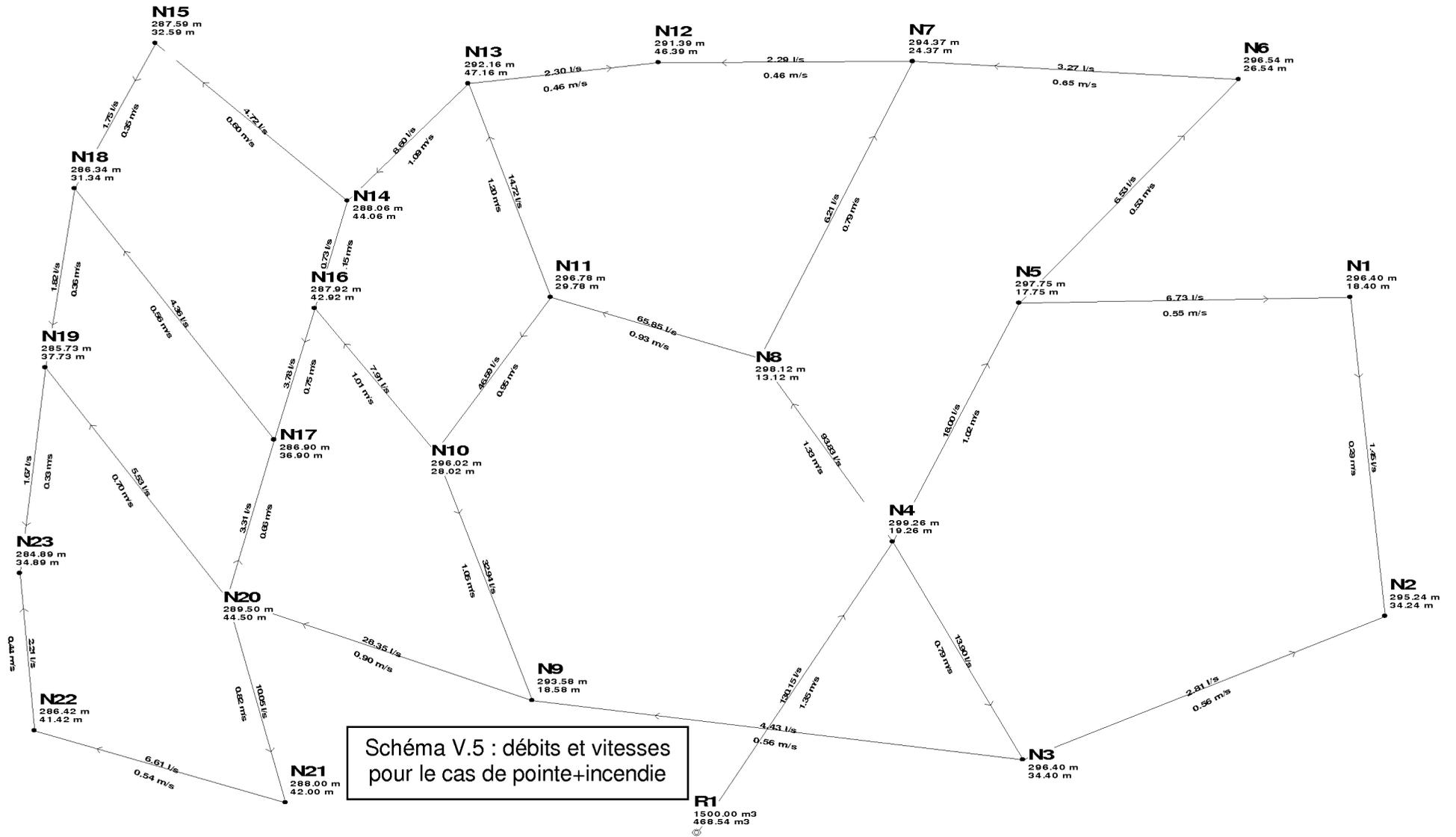


Schéma V.3 : longueurs et diamètres du réseau





NB : on vous signale que nous avons fait une simulation de calcul hydraulique pendant toute la journée c'est-à-dire pendant les 24 heures qui seront présentés dans les annexes.

Pour cela nous avons tracé, pour chaque nœud, la courbe caractéristique de la pression en fonction de débit que nous avons jugé très utile pour la gestion du réseau. Pour leur tracé il faut voir le carnet des nœuds.

Pour le tracé des profils en long des conduites, il faut aussi voir le carnet des profils

V.6.Équipement du réseau de distribution :

V.6.1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, les diamètres utilisés varient entre 80mm et 350 mm.

V.6.2- Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

V.6.2.1- Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V.6.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

V.6.2.3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

V.6.2.4- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

V.6.2.5- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

V.6.2.6- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V.6.2.7- pièces spéciales de raccord :

a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

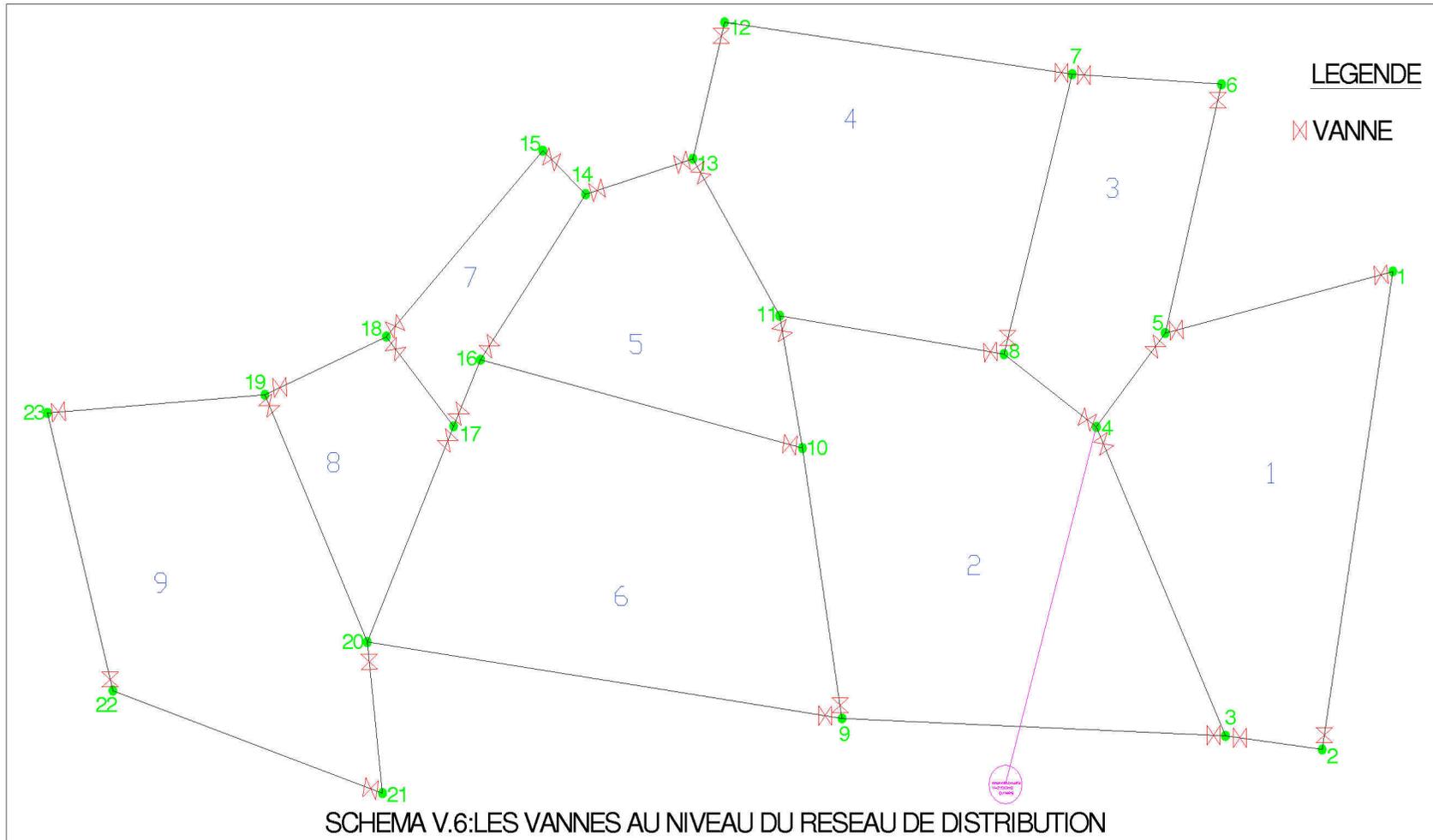
c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. [1]

f) Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.



Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 80 mm et 350 mm et les pressions varient entre 18m et 48 m.

chapitre VI

Adduction

Introduction

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

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire
- L'adduction à écoulement par refoulement
- L'adduction mixte

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'une bâche où se fait le collecte de tous les débits de 16 forages, on refoule l'eau vers les réservoirs de capacité $2 \times 5000 \text{m}^3$ qui a son tour fait la distribution vers le centre de Bouarfa, vers une partie de Blida ainsi que vers le réservoir baba moussa.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction :**VI.1.1. Choix du tracé**

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible. [3]

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 2500 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

VI.1.2. Choix de type de tuyau

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

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

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier qui sont plus économique que celle en fonte, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

IV.1.3. Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé. [3]

IV.1.4. La ligne piézométrique.

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.1.5. L'air dans la tuyauterie:

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points haut,
- d'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure VI-1).

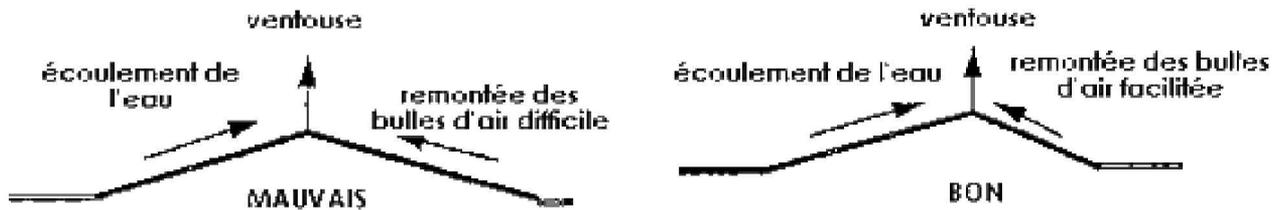


Figure VI-1 : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

IV.2. Etude technico-économique de l'adduction :

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir :

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

La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre et Q : Débit véhiculé en m^3/s ;

VI .2.1. Pertes de charges

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de

DARCY – WEIBACH.

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

Avec

J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

- En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de

NIKURADZE :
$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\mathcal{E}}{D})^{-2}$$

- En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\mathcal{E}}{3.7D} + \frac{251}{\Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec : \mathcal{E} : Rugosité en (mm)

\Re_e : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante
$$\Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$$

λ : Coefficient de frottement.

VI .2.1.1. Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

VI .2.1.2 Pertes de charges singulières

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

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

VI .2.1.3. Pertes de charges totales

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \quad \text{Avec :}$$

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_l : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (L=2500m)

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 \lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

VI .2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}). Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \quad \text{avec :}$$

H_g : égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir et le niveau dynamique du forage ou de la bêche

$$H_g = T_p - ND$$

T_p : trop plein du réservoir (306 m)

ND : niveau dynamique de la bêche (106m)

H_{asp} : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

VI .2.3. Puissance des pompes :

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante

$$p = \frac{\rho \cdot g \cdot Q H_{mt}}{\eta} \text{ (KW)}$$

Avec :

Q : Débit de la pompe (m^3/s),

η : Rendement de la pompe On prend $\eta = 72\%$ [Source DHW de Blida]

P : puissance absorbée par la pompe en k w.

VI .2.4. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E_a = P.t.365 \text{ (Kwh)}$$

Avec :

t : Temps de fonctionnement des pompes t =20 heures/j ;

Ea : Energie totale dépensée par la pompe (KWh) ;

VI .2.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_e = C. E_a \text{ (DA)}$$

Avec : C : Tarif de l'énergie (DA/Kwh)

Ea : Energie totale dépensée par la pompe.

VI .2.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A". [1]

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1}$$

Avec :

I : Taux d'annuité (égale à 8% en Algérie).

$$\text{Donc : } A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} = 0,102 \quad \rightarrow \mathbf{A = 0,102 \text{ DA}}$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

VI .2.7. Calcul de la conduite d'adduction:**Données de base :**

Q : débit refoulé (Q =0,549 m³/s)

Longueur de la conduite L = 2500 m ;

Cote de trop plein Ctp =306 m ;

ND : niveau dynamique de la bêche (106m)

Hauteur géométrique Hg =200 m

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons les formules économiques suivantes :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ et La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec : D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

Application :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,549} = 0,7409m \rightarrow D=800mm$

La formule de BRESSE : $D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,549} = 1,1114m \rightarrow D=1200mm$

Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D=800mm \rightarrow V = \frac{4 * q}{[3.14 * D^2]} = \frac{4 * 0,549}{3.14 * 0,8^2} = 1,09m/s$$

$$\text{Avec } D=1200mm \rightarrow V = \frac{4 * q}{[3.14 * D^2]} = \frac{4 * 0,549}{3.14 * 1,2^2} = 0,486m/s$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

-si $D < (300 \text{ à } 800) \text{ mm} \rightarrow v = (1 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

-si $D > 800 \text{ mm} \rightarrow v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m}$

Finalement nous optons pour le diamètre nominal **DN=800 mm**

Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante : $H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$

Avec : $H_g = 306 - 106 = 200 \text{ m}$

$$\Delta H_{asp} = 0,5 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 1,1 \cdot \frac{8 \lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

Le calcul de la hauteur est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°VI.1 calcul de la hauteur manométrique

D (mm)	λ	L (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	ΔH_{asp} (m)	H_{MT} (m)
800	0,0211	2500	4,4087	200	0,5	204,91

D'après ce tableau nous avons une hauteur manométrique $H_{MT} = 204,91 \text{ m}$

Nous pouvons dire que ce nouveau diamètre nous a permis de déterminer une hauteur manométrique **$H_{MT} = 204,91 \text{ m}$** .

Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=800 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs de stockage $2 * 5000 \text{ m}^3$ avec une hauteur manométrique $H_{MT} = 204,91 \text{ m}$.

chapitre VIII

Protection des conduites contre le coup de belier

VII.1.Généralité :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les réservoirs d'air et le chemin d'équilibre ;
- les soupapes de décharge ;
- les volants d'inertie.

VII.2.Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ière} phase

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ème} phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

3^{ème} phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

4^{ème} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge

VII.3.Moyen de protection contre le coup de bélier

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.

- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VII.4. Etude du coup de bélier :

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} =$$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

c : Célérité en [m/s].

H_g : la hauteur géométrique[m]

b) Détermination de la vitesse de la célérité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2 \cdot 10^9$ à 20 °c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 2 \cdot 10^{11}$

D : diamètre de refoulement (800mm)

e : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas $e = 5 \text{ mm}$

$(K/\rho)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

c) Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q:le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement

- Longueur : L = 2500 m
- Diamètre : D = 800 mm
- Hauteur géométrique : H = 202 m
- Débit refoulé : Q = 0,549 m³/s

Application numérique :

Après calcul on trouve **c=877,06 m/s** et **V₀=1,09m/s**

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{877,06 * 1,09}{9,81} = \pm 97,45m$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 202 + 97,45 = 299,45 \text{ m} \quad \rightarrow$$

$H_s = 299,45 \text{ m}$

- **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 202 - 97,45 = 104,55 \text{ m} \quad \rightarrow$$

$H_d = 104,55 \text{ m}$

Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire la formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales.

Ce n'est pas le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 bar.

VII.5.Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

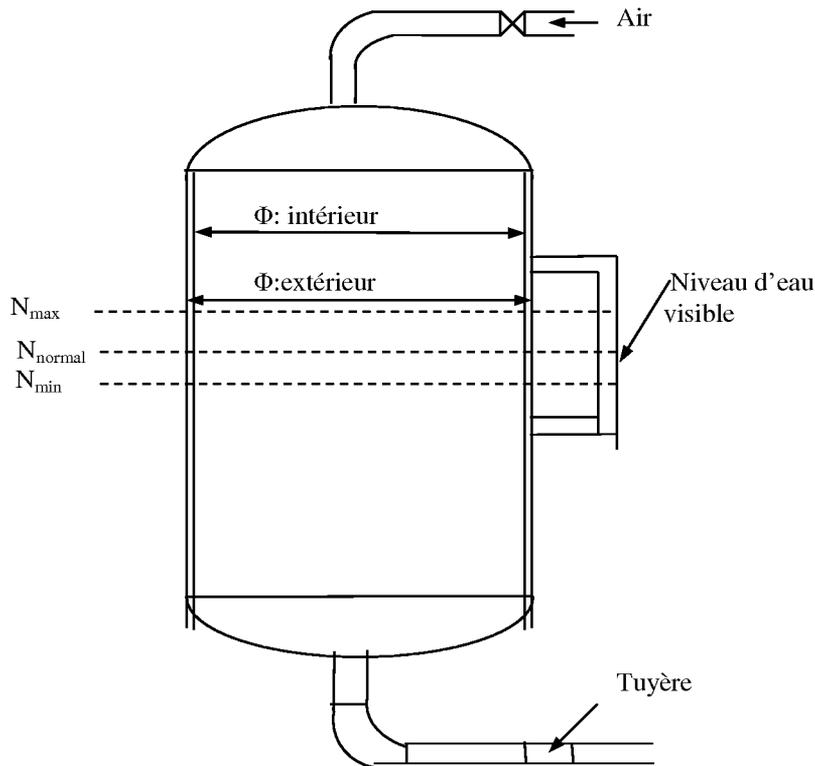


Figure .VII-1: Réservoir d'air

VII.5.1.Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=877,06$ m/s, nous devons l'augmenté de 5% car c'est un matériau en acier donc la nouvelle célérité sera donc : $c=920,91$ m/s

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 202 + 102,32 = 304,32 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 304,32 + 10 = 314,32 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 212 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,09^2}{9.81 * 2} = 0,061 \text{ m}$$

D'où : $h_0/Z_0 = 0,061/212 = 2,88 * 10^{-4}$

$$Z_{\max}/Z_0 = 314.32/212 = 1,48$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°2)

Donc $U_0/L.S = 4,5 * 10^{-3}$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0,71$$

Application :

$$U_0 = 4,5 * 10^{-3} * L * S = 4,5 * 10^{-3} * 2500 * (0,549/1,09) = 5,6662 \text{ m}^3$$

→ $U_0 = 5666,28$ litres d'air.

$$U_0 . Z_0 = U_{\max} . Z_{\min}$$

→ $U_{\max} = U_0 * (Z_0/Z_{\min}) = 5666,28 * 1,41 = 7989,45$ litres

→ $U_{\max} = 7989,45$ litres

En tenant compte de la sécurité nous prenons **$U_{\max} = 8000$ litres d'air**

Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

chapitre VIII

Protection des conduites contre la corrosion

Introduction :

La corrosion est l'action des éléments naturels dans leur tendance à défaire ce que l'homme a élaboré par son travail et à grand frais d'énergie, à partir des matériaux que lui offre la terre.

Elle engendre aussi bien pour les particuliers que pour les collectivités et les états des coûts de renouvellement très importants, des conséquences techniques fâcheuses et des risques pour l'homme lui-même.

Nos ouvrages sont ne général enterrés, inaccessibles à l'examen, se laissant même " oublier", dans un milieu particulièrement agressif du fait de son hétérogénéité et du grand nombre d'élément ou d'une impureté qu'il contient. Ce milieu trop varié ne se prête guère aux études scientifiques en laboratoire que sur le site.

C'est la raison pour la quelle il faut se préoccuper des phénomènes de corrosion et développer des techniques pour se prémunir de ses effets.

VIII.1. Classification de la corrosion

La corrosion peut être classée selon deux aspects :

-aspect morphologique : pour cet aspect, nous avons la corrosion uniforme, la corrosion par piqûre, la corrosion intergranulaire et la Corrosion transgranulaire

-modes de formation : pour cet aspect, nous avons la corrosion électrochimique, la corrosion biochimique, L'activation anodique et la corrosion cathodique.

VIII.2. Facteurs influençant la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO_2 et H_2S , pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. Par exemple, pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seront constamment attaquées si une protection ne sera pas envisagée.

VIII.3.Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif et en entrant en solution, il va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être écrite de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



VIII.4.La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit avec la nature du sol soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau .

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de caractères très caractéristiques ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuse ou filandreuse annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

VIII.5.Fonctionnement d'une pile de corrosion :

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents, on considère par exemple le fer et le magnésium. Ces deux métaux à potentiels d'équilibre différents, reliés électriquement et plongés dans un électrolyte forment une pile ; le métal dont le potentiel est plus faible (anode) se dissout, l'autre métal (cathode) se trouve protégé, voir (figure N°.VIII-1)

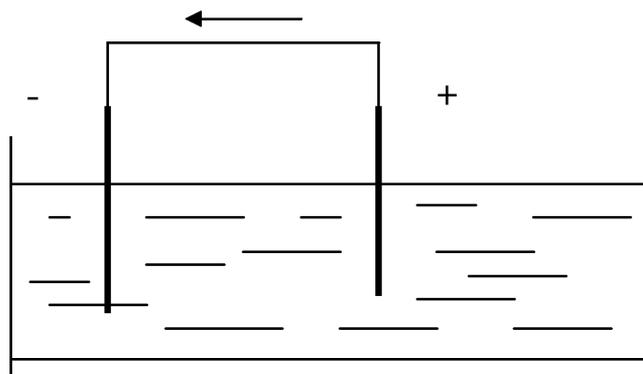


Figure N°VIII-1: le fer est protégé, le Mg est attaqué

VIII.6. Pile de concentration :

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes. En termes d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses humides et peu aérées sont anodiques par contre les terres calcaires sableux secs et bien aérées sont cathodiques ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes voir la figure ci-dessous.

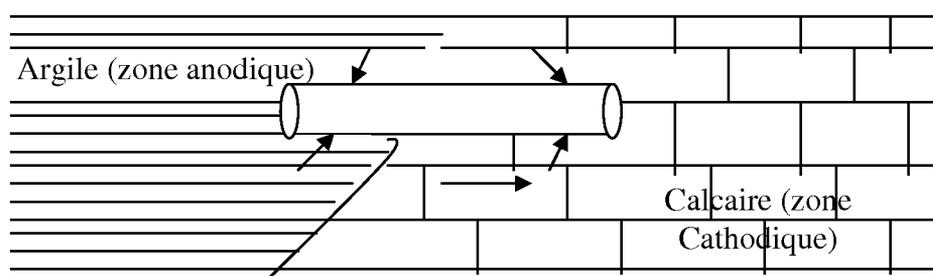


Figure N° VIII-2 : corrosion par formation de pile

VIII.7. Protection contre la corrosion externe :

VIII.7.1 Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

VIII.7.1.1 Revêtements à protection passive :

Ce revêtement à pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité ...etc.).

VIII.7.1.2 Revêtements à protection active :

Dans ce mécanisme de protection, on place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

VIII.7.2. Protection cathodique :

VIII.7.2.1. Critère de protection cathodique:

Il existe plusieurs critères pour la protection cathodique mais le critère le plus utilisé est le critère de potentiel.

Les études faites par M. POURBAIX ont permis de déterminer le seuil théorique d'immunité d'un métal plongé dans une solution en équilibre avec ces ions. Ce seuil est déterminé à l'aide des diagrammes construits par ce dernier et que ces diagrammes (de Pourbaix) sont des diagrammes théoriques dont la construction est basée sur les équilibres chimiques et électrochimiques.

La figure VI-5 donne le diagramme de Pourbaix du fer.

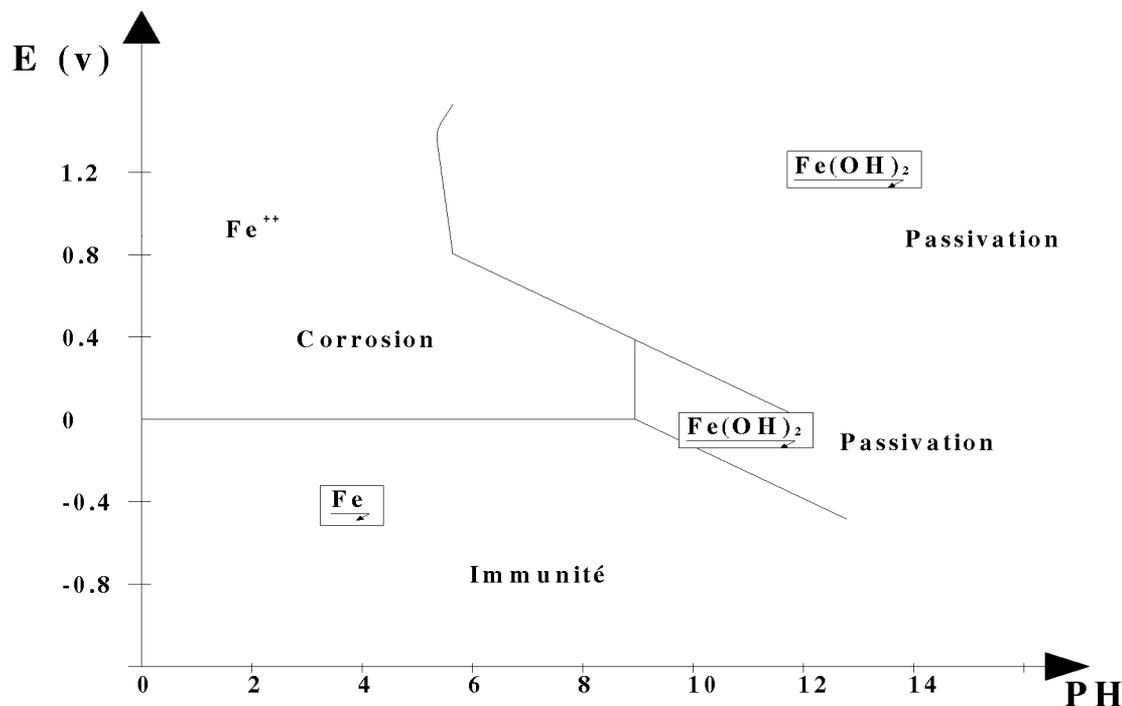


Fig. VIII-3: le digramme de POURBAIX pour le fer

Selon le diagramme de la Figure VIII-3, le fer peut se trouver dans trois états thermodynamiques suivant son potentiel et le pH de la solution dans laquelle il est immergé :

-passivation thermodynamique : s'il se trouve dans le domaine de stabilité des hydroxydes ferreux ou ferriques (Fe_2O_3) ; dans cet état, le métal et le milieu ne sont pas dans un état de stabilité thermodynamique, mais le métal se recouvre naturellement d'un film protecteur qui l'isole du milieu extérieur. Ce film (couche passive) doit être thermodynamiquement stable vis-à-vis du milieu extérieur et ne pas présenter de faiblesse localement. Dans le cas contraire, le métal se corrompt localement.

-activité ou corrosion : dans les domaines de stabilité des ions ferreux et ferriques (Fe^{+3} , Fe^{+2} et HFe vers les pH extrêmes) ; dans cet état, le métal n'est pas stable thermodynamiquement, et n'est pas recouvert d'un film protecteur : il réagit avec son environnement et se corrompt.

-Immunité : dans le domaine du diagramme correspondant à la stabilité du fer (Fe) ; dans cet état d'immunité, le métal et le milieu ambiant sont dans un état

de stabilité thermodynamique : ils se peuvent réagir et par conséquent, la corrosion n'est possible.

VIII.7.2.2.définition

La protection cathodique est la technique qui permet de conserver dans son Intégrité la surface extérieure des structures en acier enterrées ou immergées, en s'opposant au processus électrochimique d'attaque du métal par le milieu ambiant. Les canalisations en acier constituent le champ d'application principal de cette protection. Les réseaux en acier, même anciens et dégradés, peuvent bénéficier de cette technique dans des conditions économiques admissibles. Cette méthode peut se faire de deux façons :

- Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- Soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode,

Donc, il existe deux techniques de protection cathodique.

VIII.7.2.3 Protection cathodique par anode réactive :

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer, soit le zinc où le magnésium de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

VIII.7.2.4 Protection cathodique par soutirage de courant :

La deuxième méthode consiste à relier notre conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu et la borne positive à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide situées à une distance assez grande de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

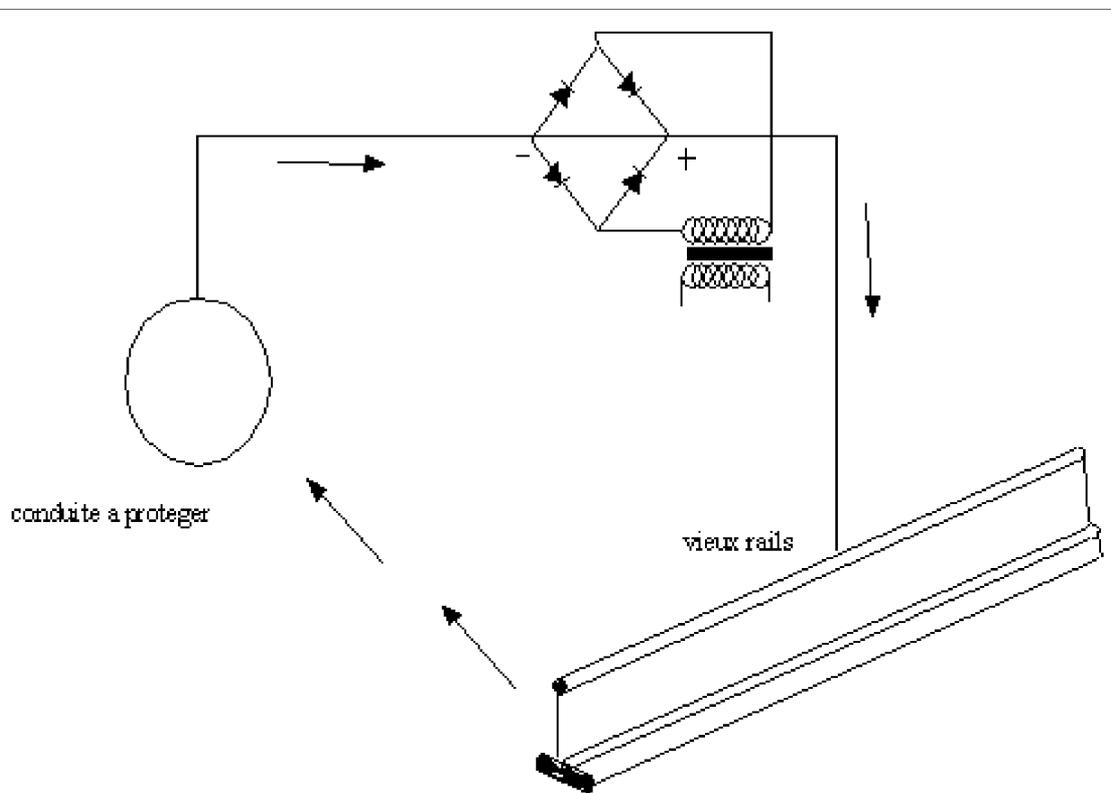


Figure VIII.4 : Soutirage de courant

Conclusion

La protection cathodique est un moyen efficace (économiquement que pratiquement) de lutte contre la corrosion des conduites et des pertes qui s'en suivent.

La protection cathodique n'est pas utilisée seulement pour les conduites nues mais aussi pour celles revêtues sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides que pour la canalisation nue.

En fin l'efficacité de la protection cathodique est fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

chapitre IX

Organisation du chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

IX.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

IX.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

IX.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un anglodozer.

IX.2.2.Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eau d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

IX.2.2.1.La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

IX.2.2.2.Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

IX.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure IX.1 : Pelle mécanique

IX.2.3.1.Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

IX.2.3.2.Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau N°IX.1: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	s (m ²)	v (m ³)
80	3222,4	0,68	1,23	0,84	2695,22
100	1996,2	0,7	1,25	0,88	1746,68
125	1346,2	0,725	1,275	0,92	1244,39
150	533,7	0,75	1,3	0,98	520,36
200	905,1	0,8	1,35	1,08	977,51
250	137,6	0,85	1,4	1,19	163,74
300	445,7	0,9	1,45	1,31	581,64
350	380	0,95	1,5	1,43	541,50
800	2500	1,4	1,95	2,73	6825,00
Volume total					15296,03

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **15296,03 m³**.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau N°IX.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³ et inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **0,65 m³**.

IX.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec : q : capacité du gobet 0,65 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heure par jour R_p = 500 m³/j.

IX.2.3.4.La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{15296,03}{500} = 31 \text{ jours}$$

IX.2.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

IX.3. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

IX.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

IX.5. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable étant exclu).

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

chapitre X

Protection et sécurité du travail

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

X.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

X.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.

- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

X.1.2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posé lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

X.2.Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [4]

X.3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

X.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

X.4.1.Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

X.4.2.Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

X.4.3.Protection collective :

X.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

X.4.3.2.Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

X.4.3.3.Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable.

Cette étude concerne tous les points ayant trait d'une part à l'économie et d'autre part à la technique dans le souci d'avoir une réalisation et une exploitation rationnelle des équipements.

Ce projet a été étudié en tenant compte des conditions naturelles et tout en essayant de satisfaire la demande des habitants dans des conditions technico-économique rationnelles.

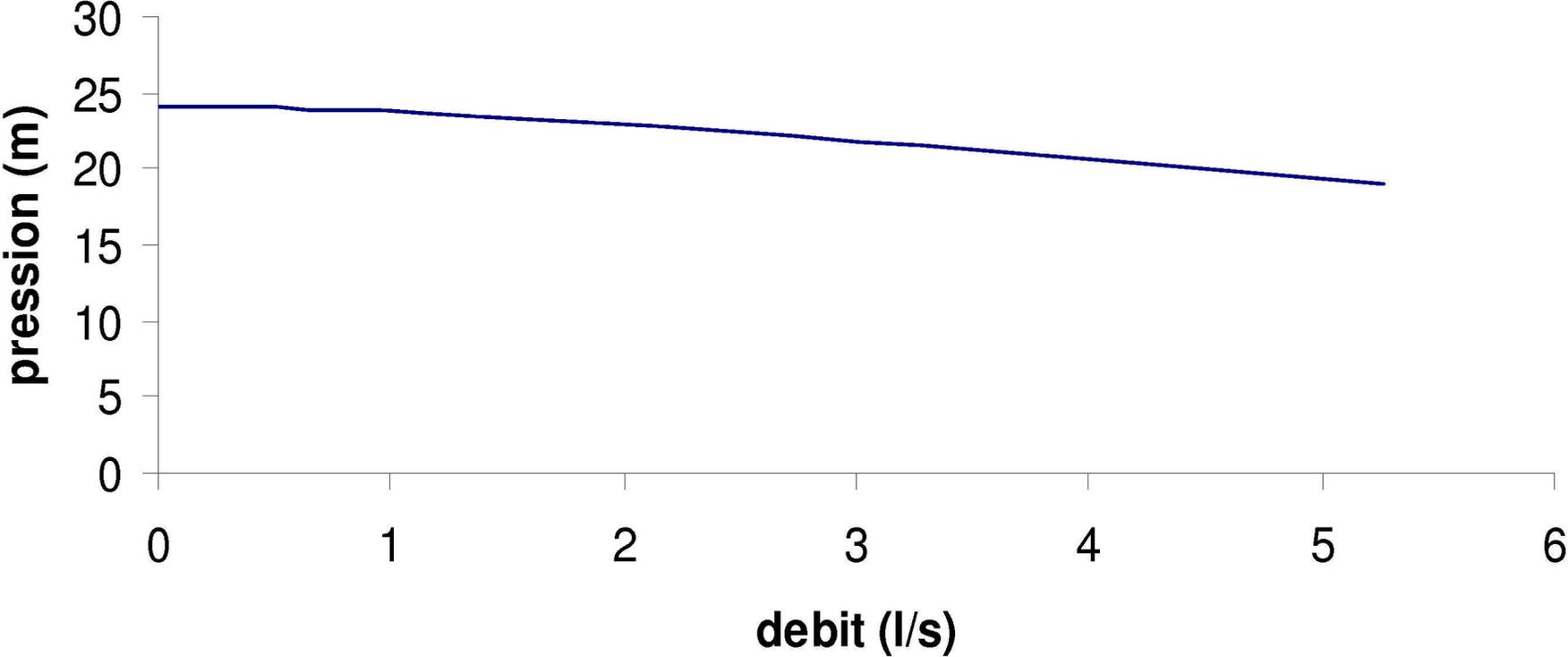
Peut on dire que les pénuries d'eau sont imputables à la sécheresse, ou à la forte croissance des demandes en eau ou bien au manque de savoir faire ?

Annexes

Φ (mm)	50	75	100	125	150	200
Q (l/s)	0-2,19	2,2-5,2	5,2-9,1	9,1-13,8	13,8-23,6	23,6-44
Φ (mm)	250	300	350	400	500	
Q (l/s)	44-71	71-103	103-144	144-217	217-505	

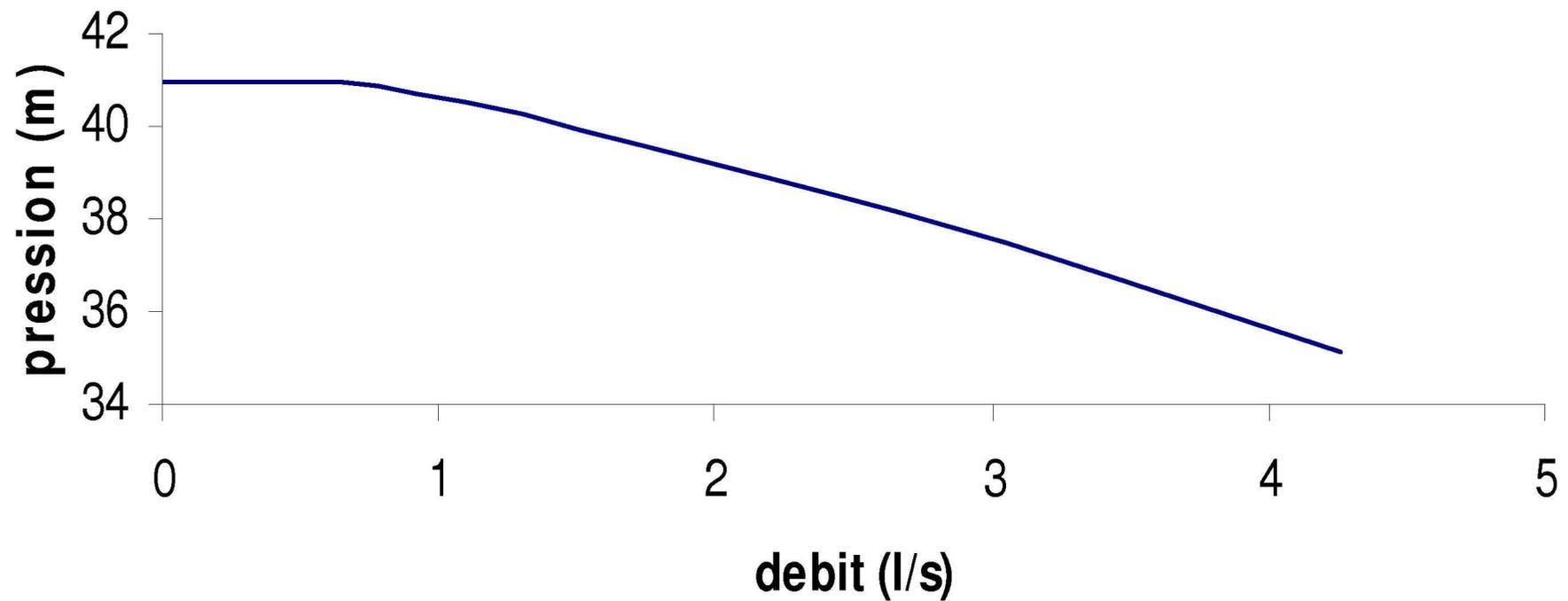
carnet des noeuds

courbe caracteristique du noeud N°1



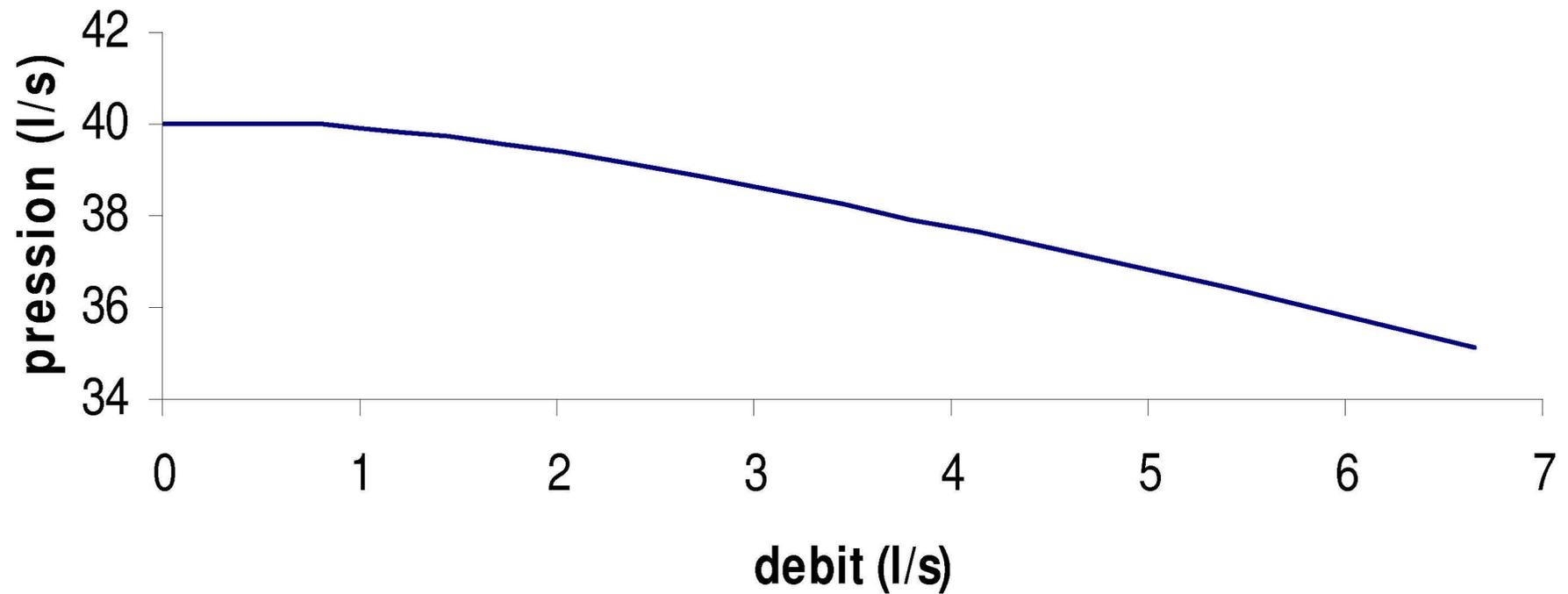
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°2



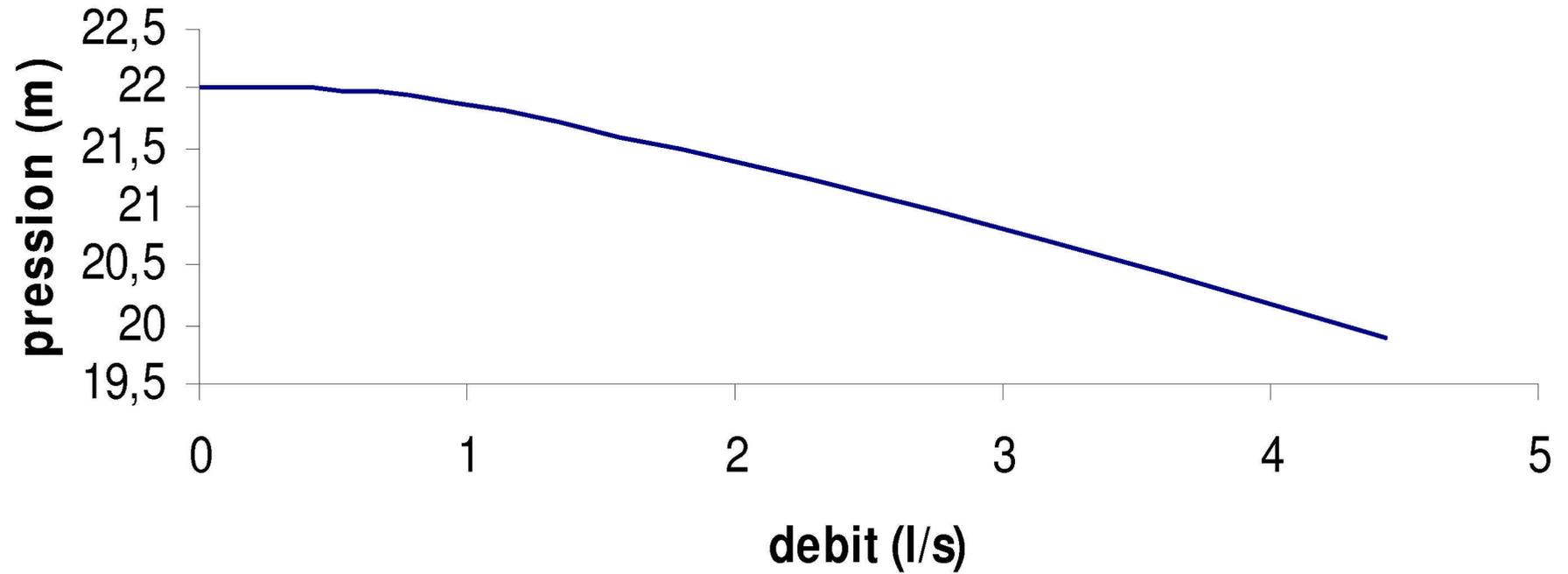
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°3



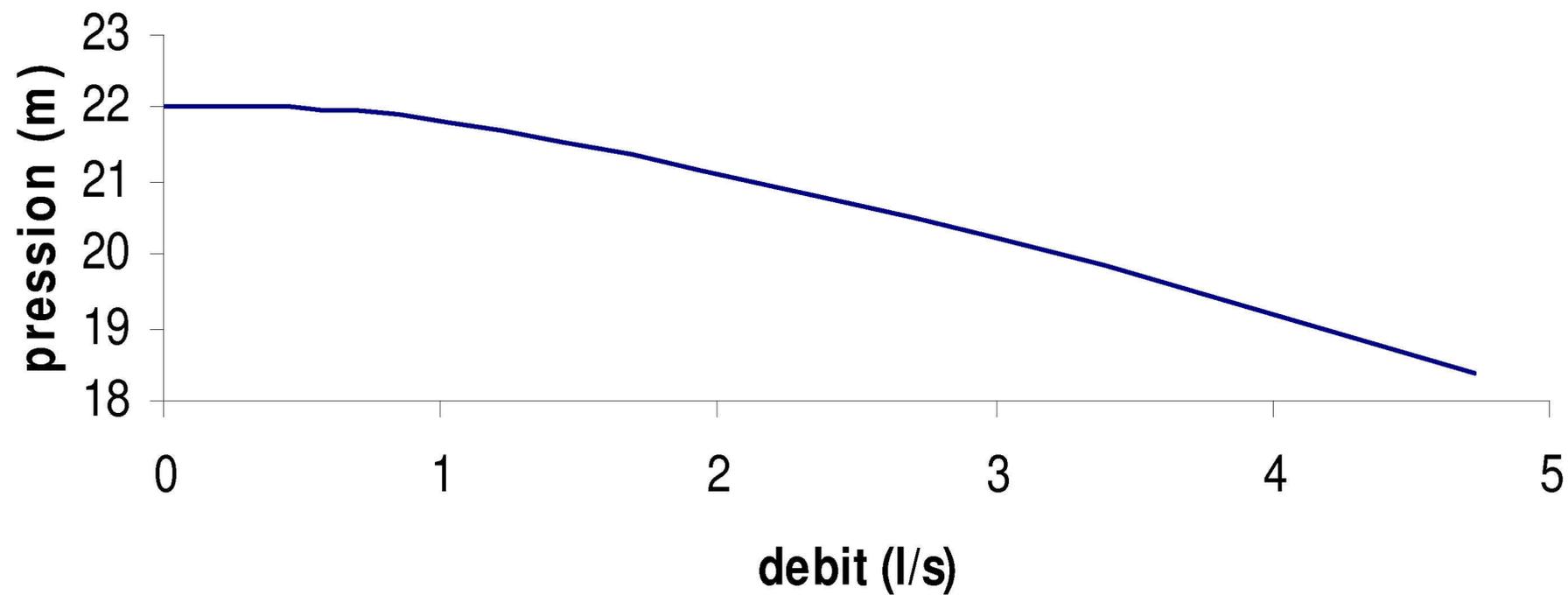
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°4



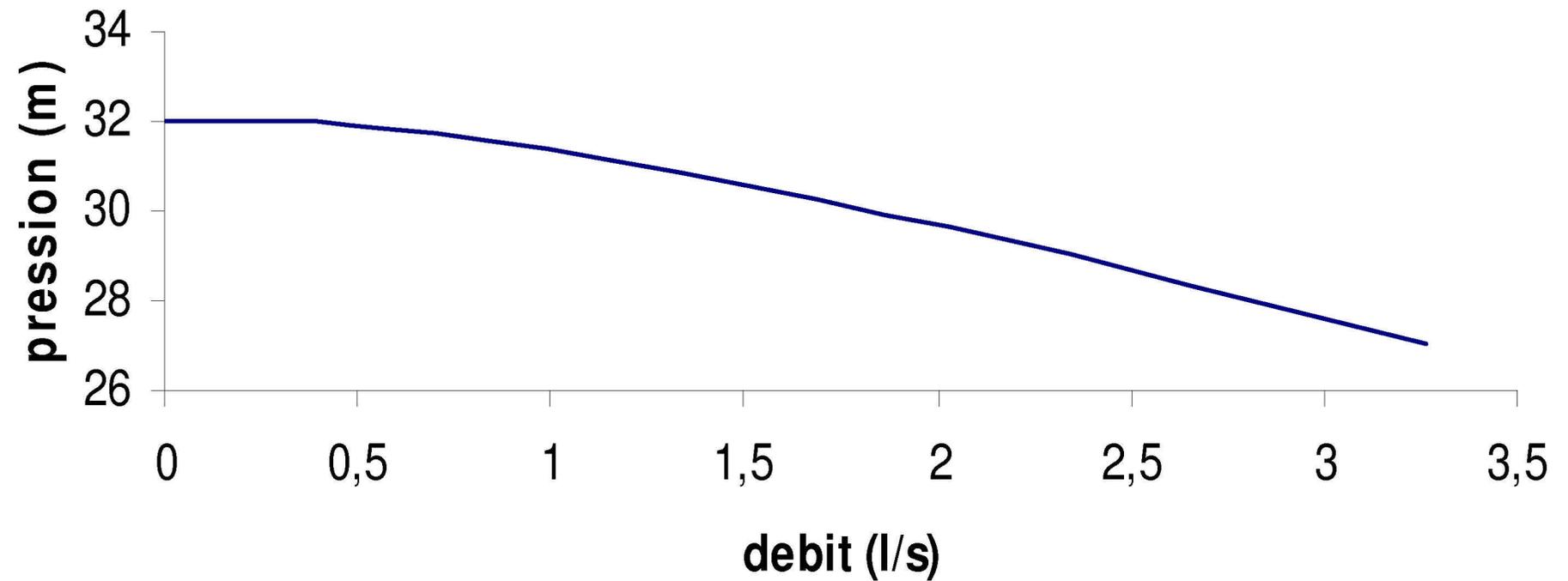
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°5



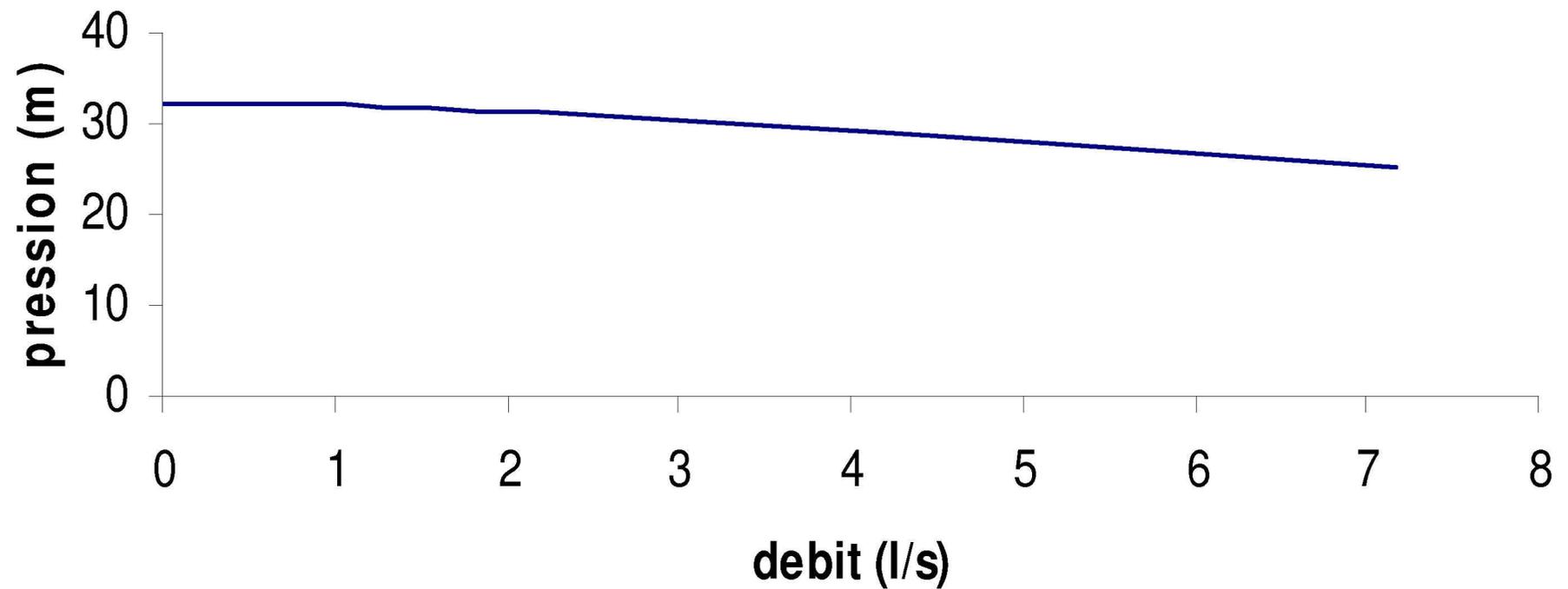
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°6



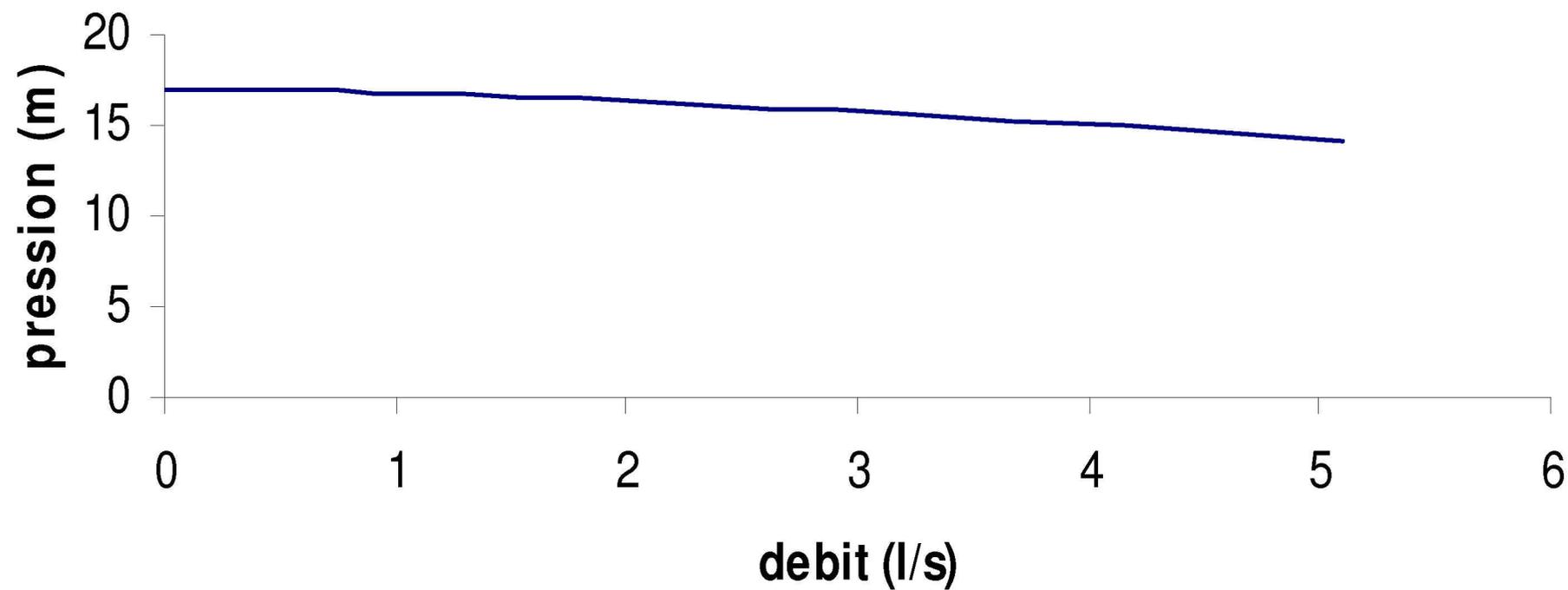
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°7



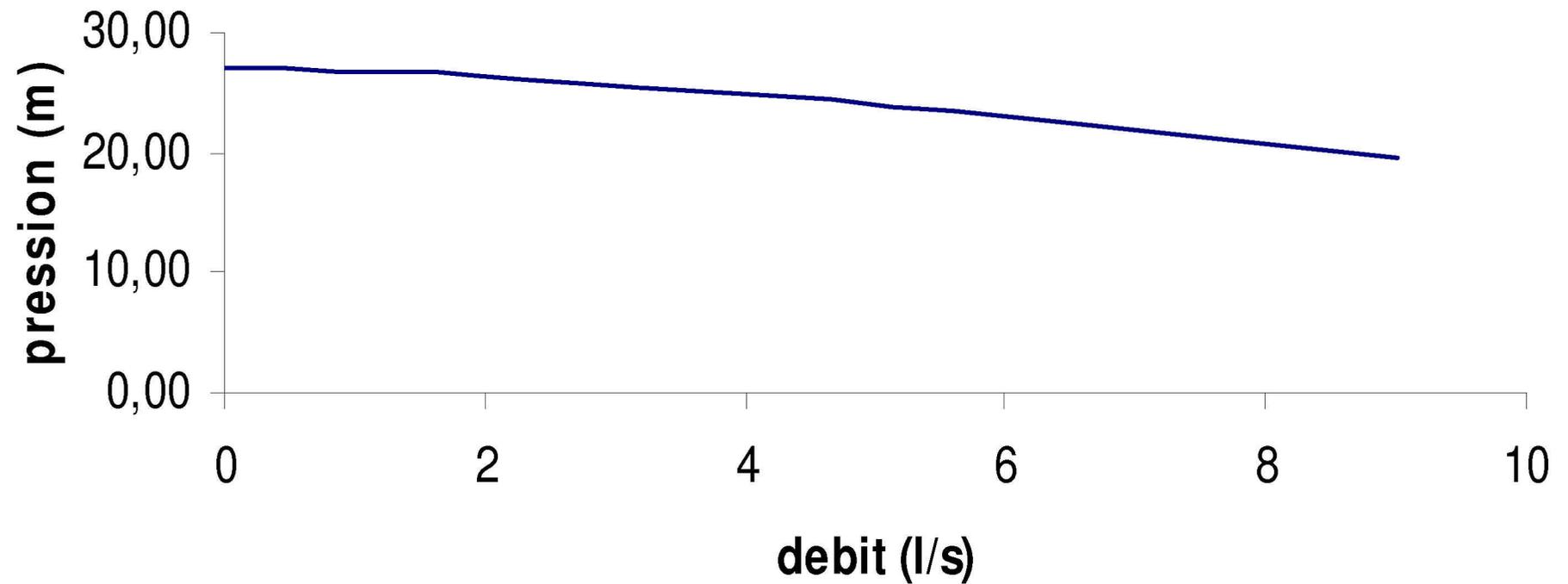
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°8



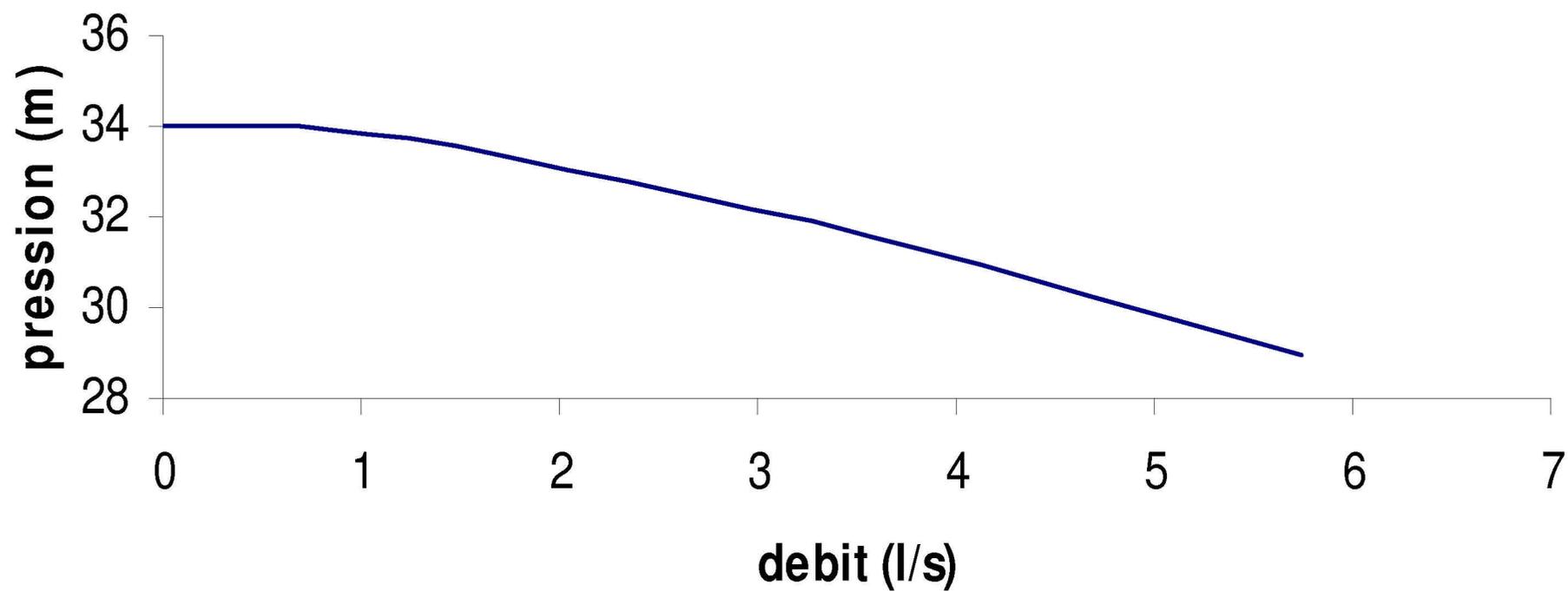
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°9



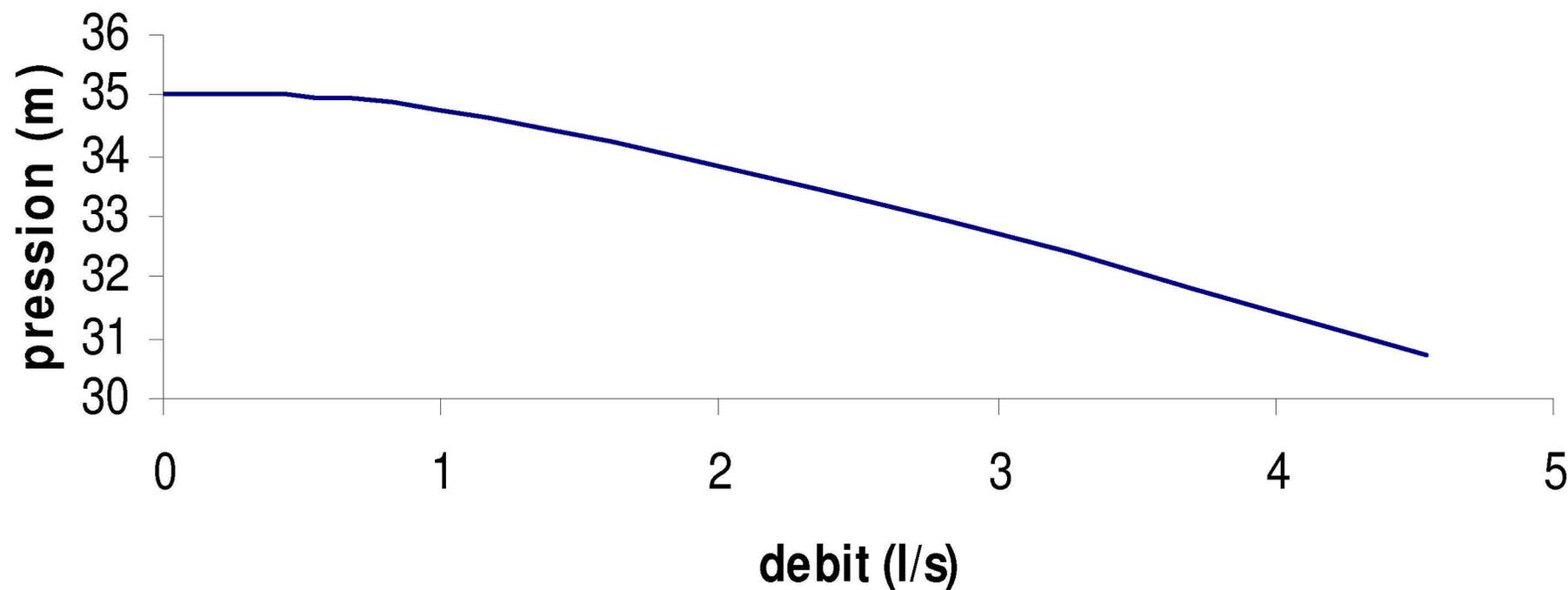
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°10



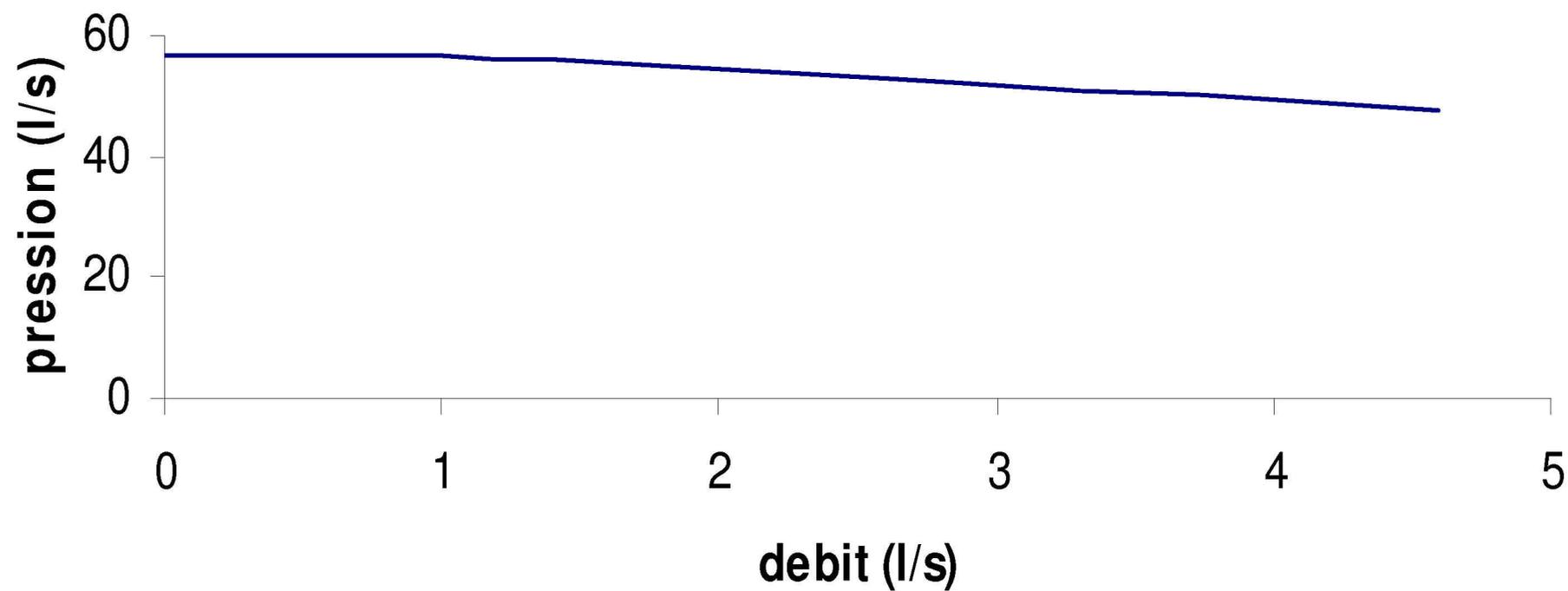
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°11



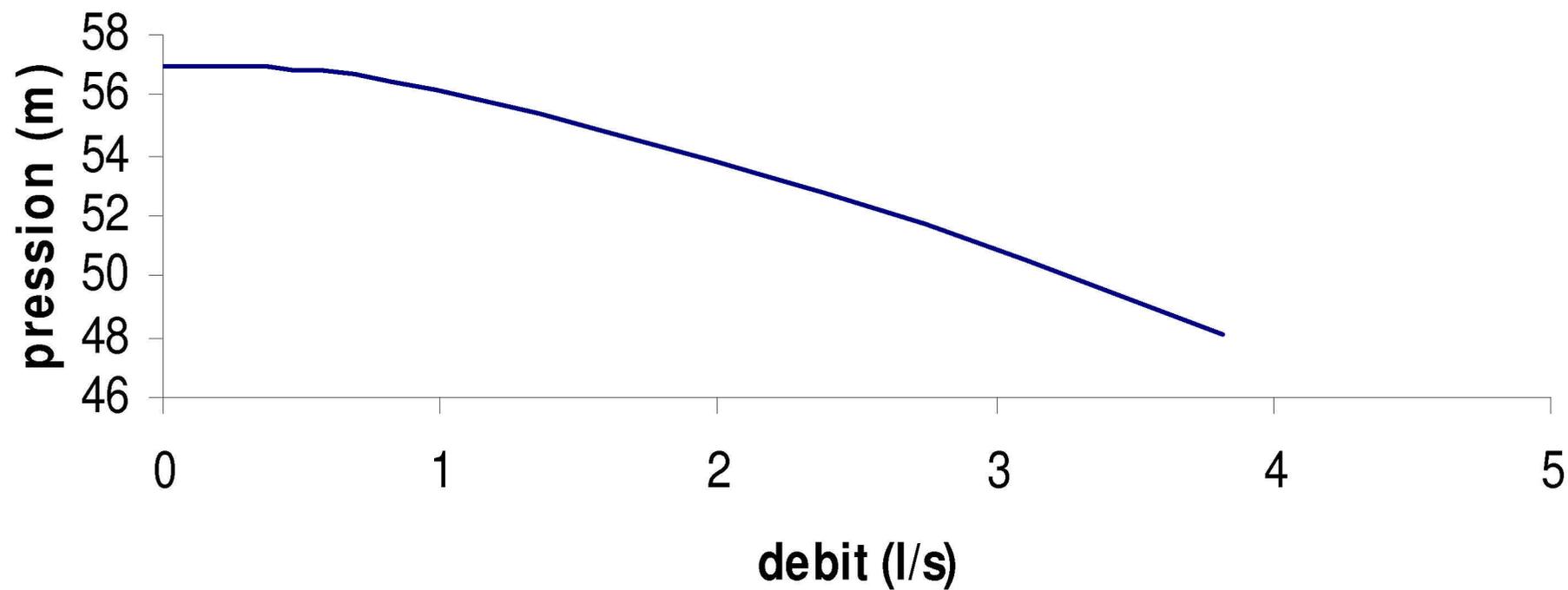
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°12



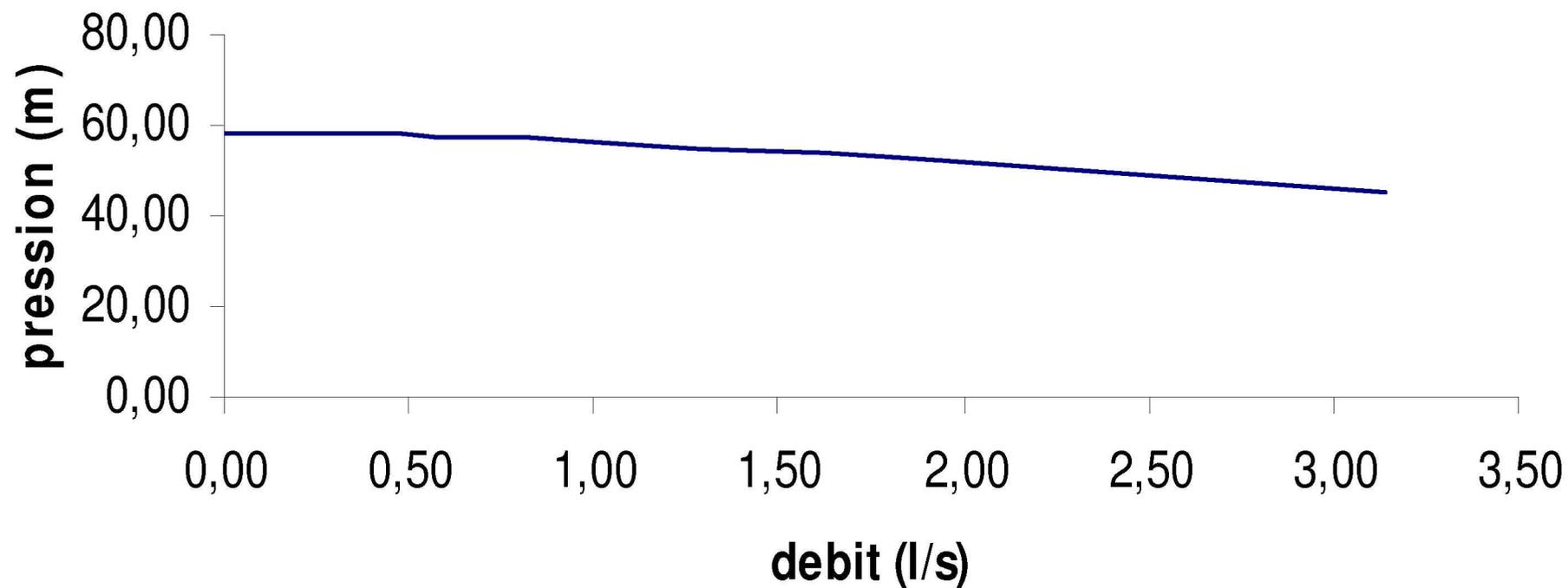
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°13



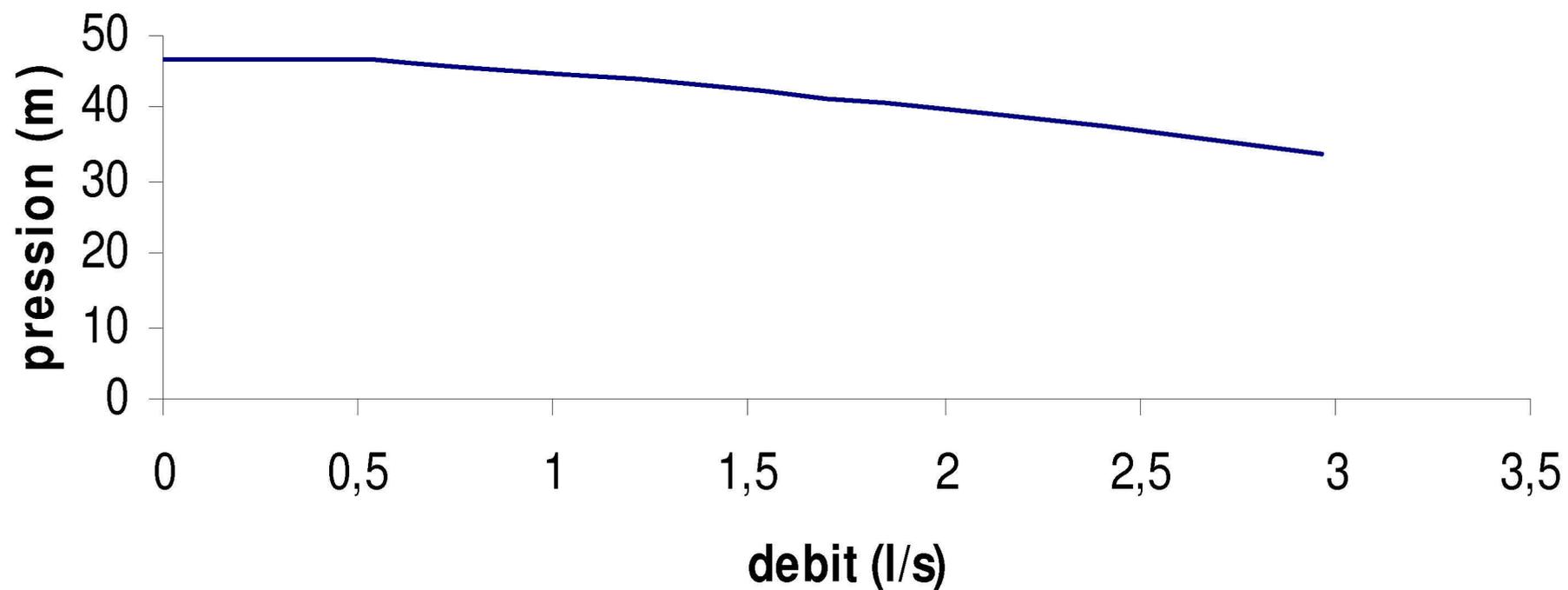
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°14



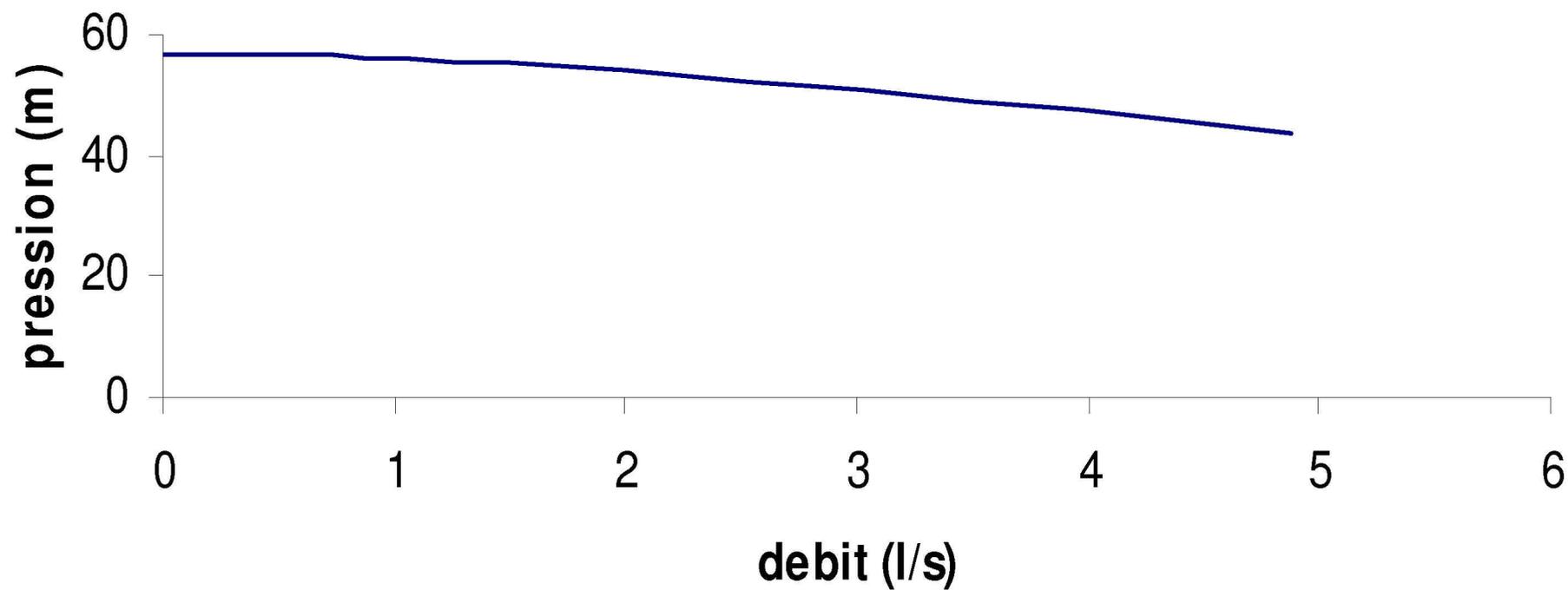
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°15



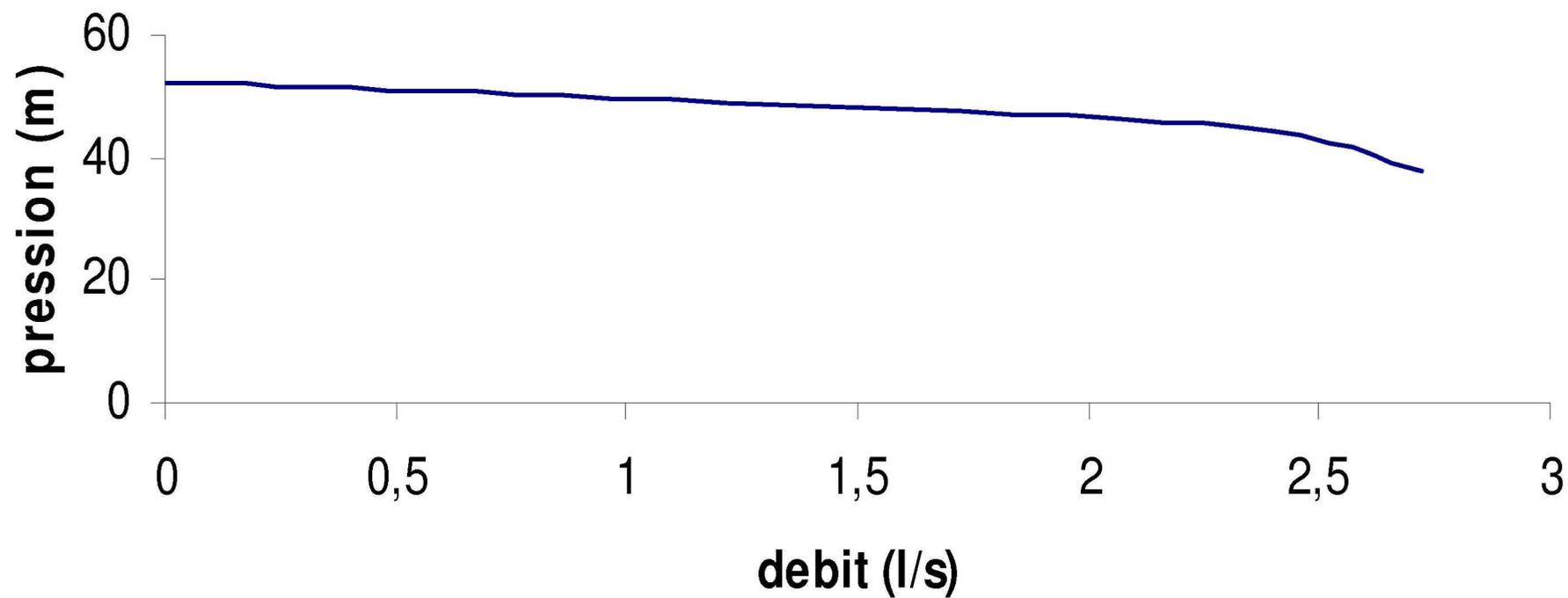
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°16



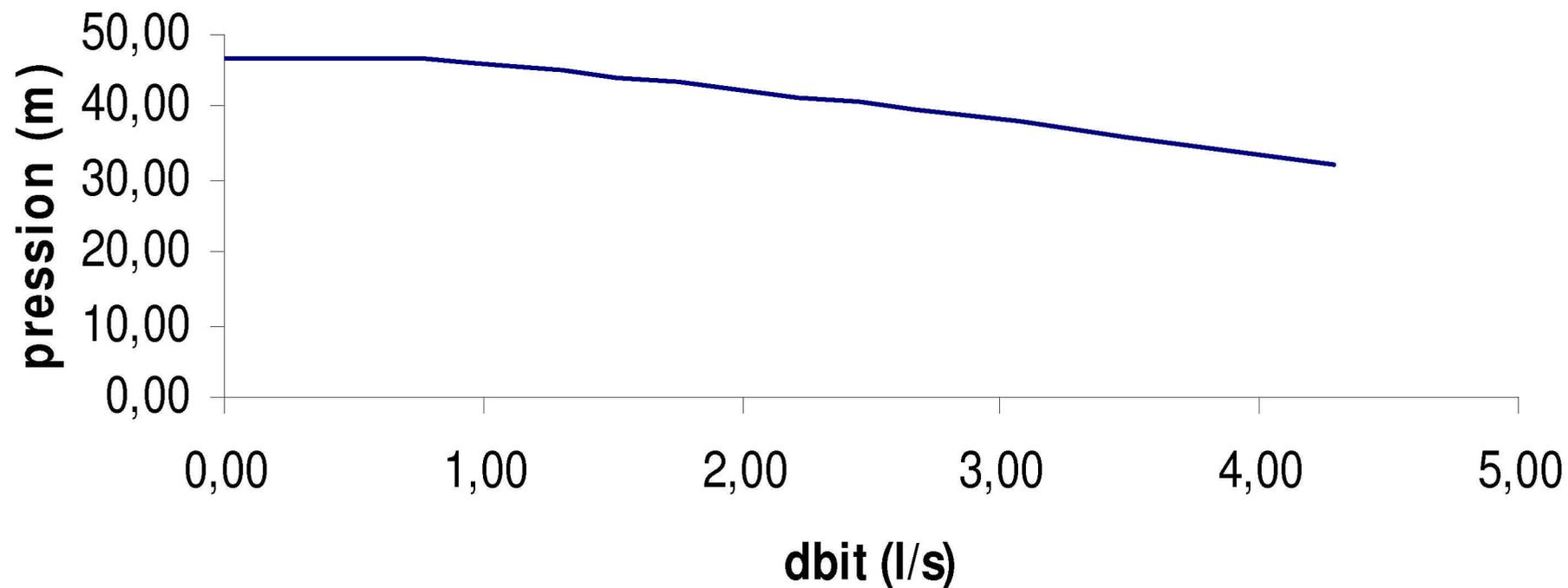
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°17



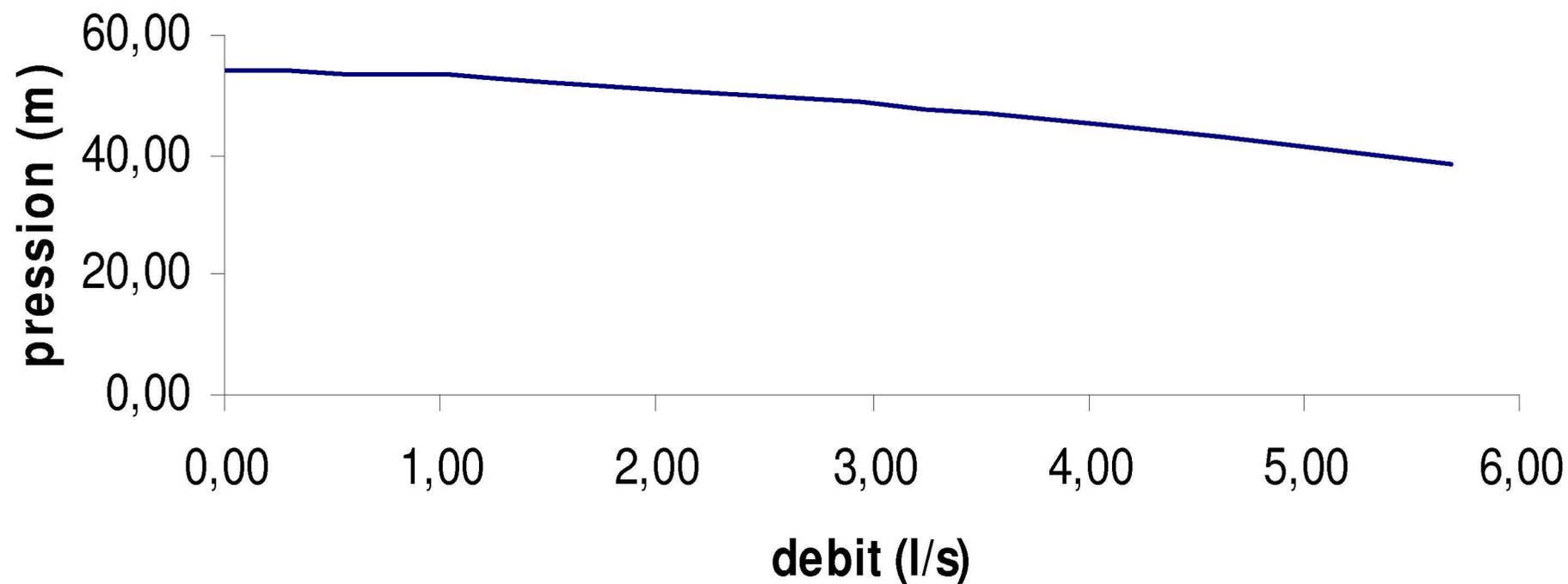
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°18



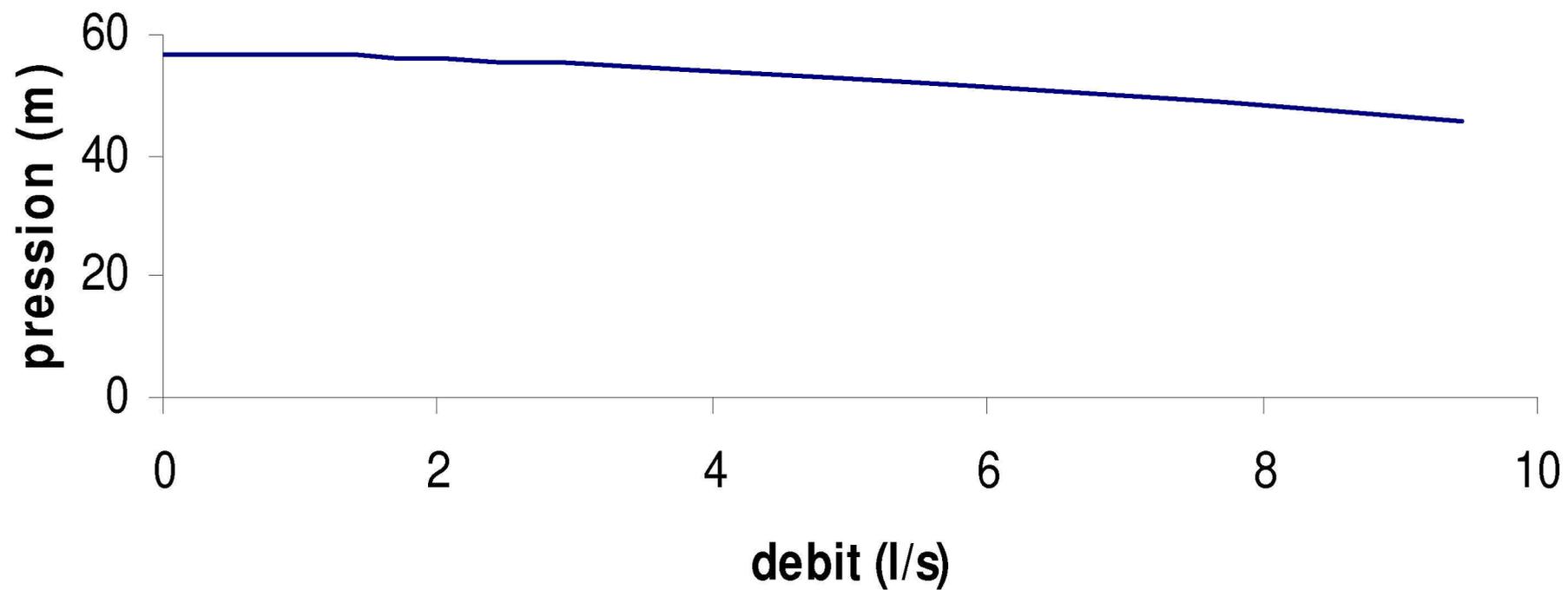
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°19



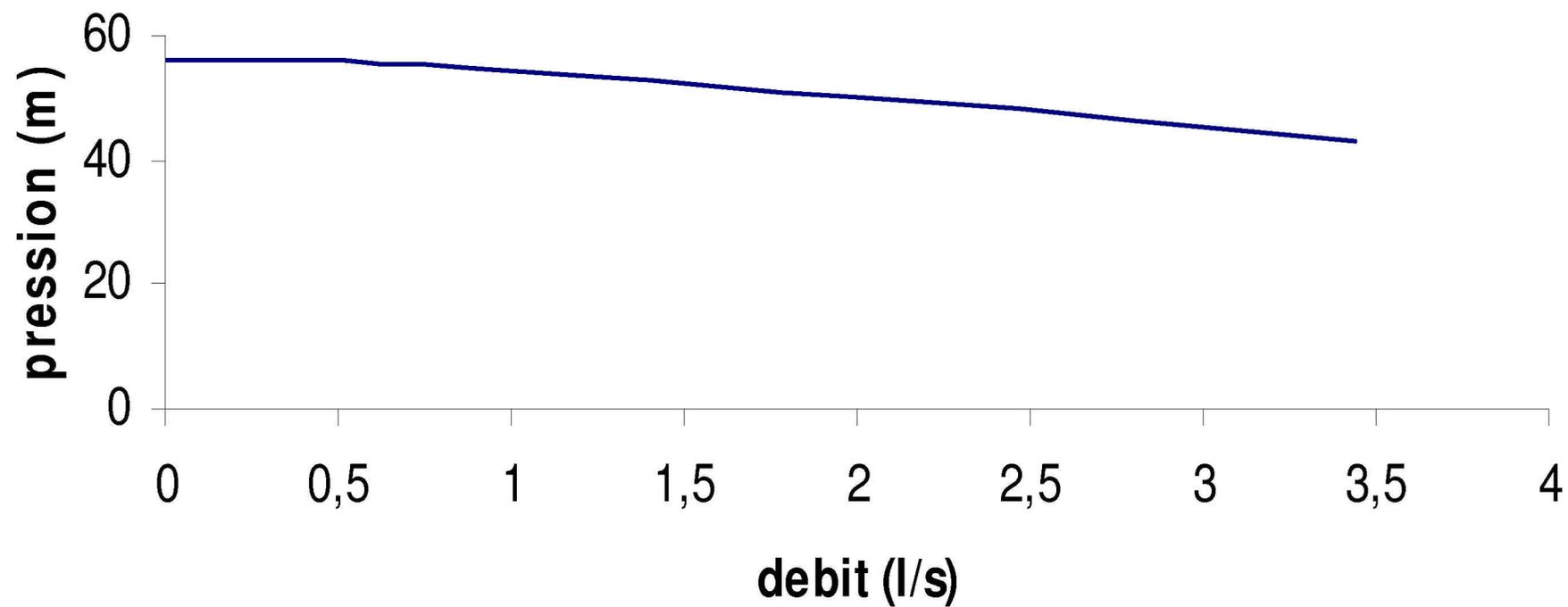
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°20



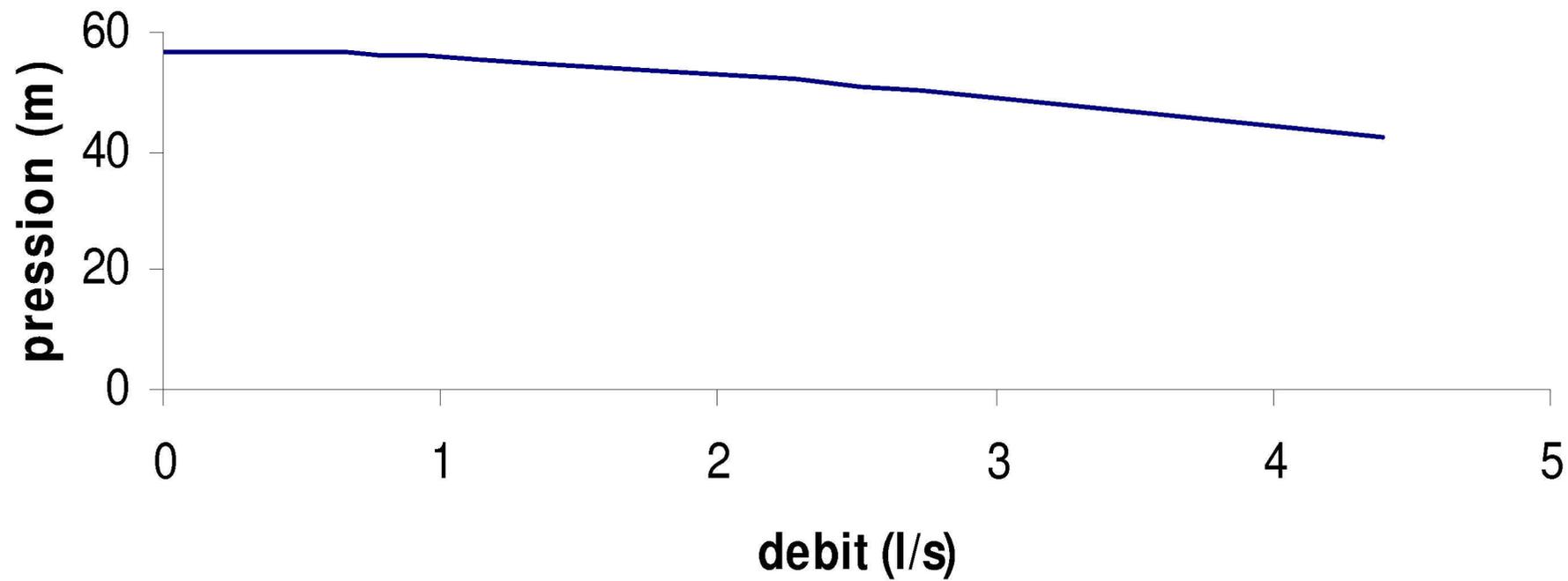
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°21



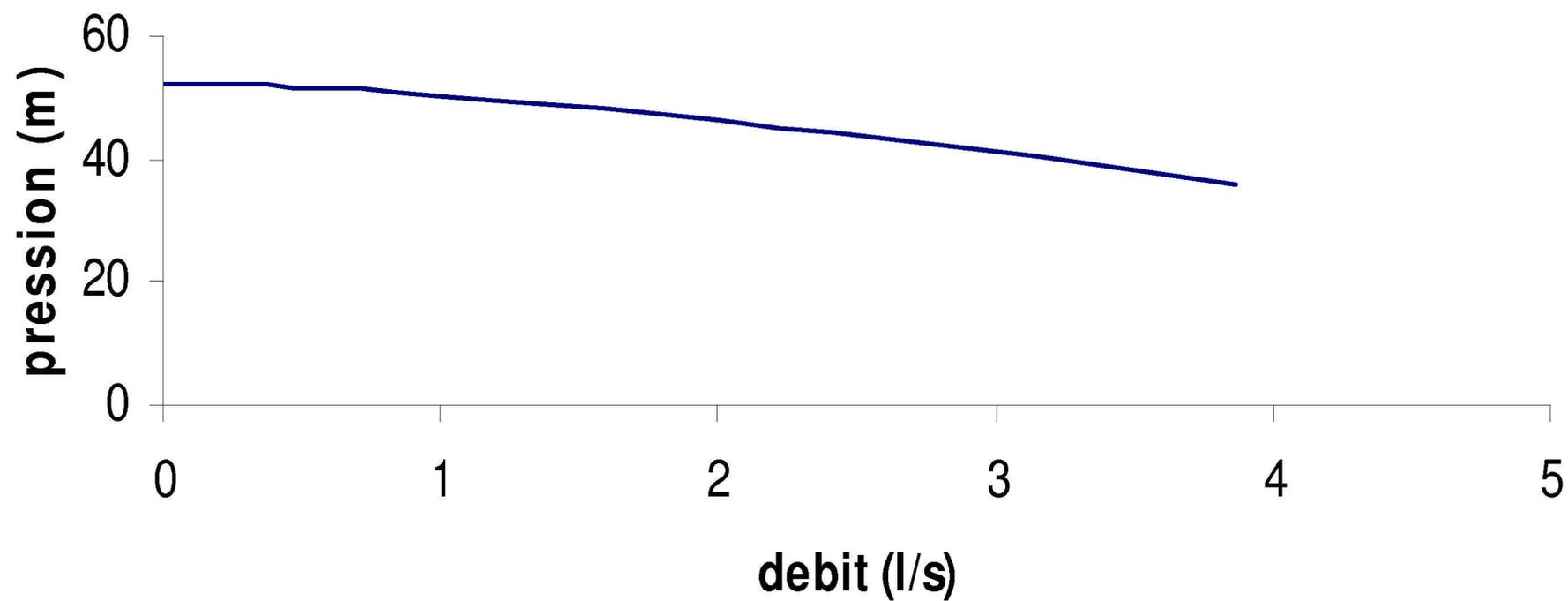
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°22



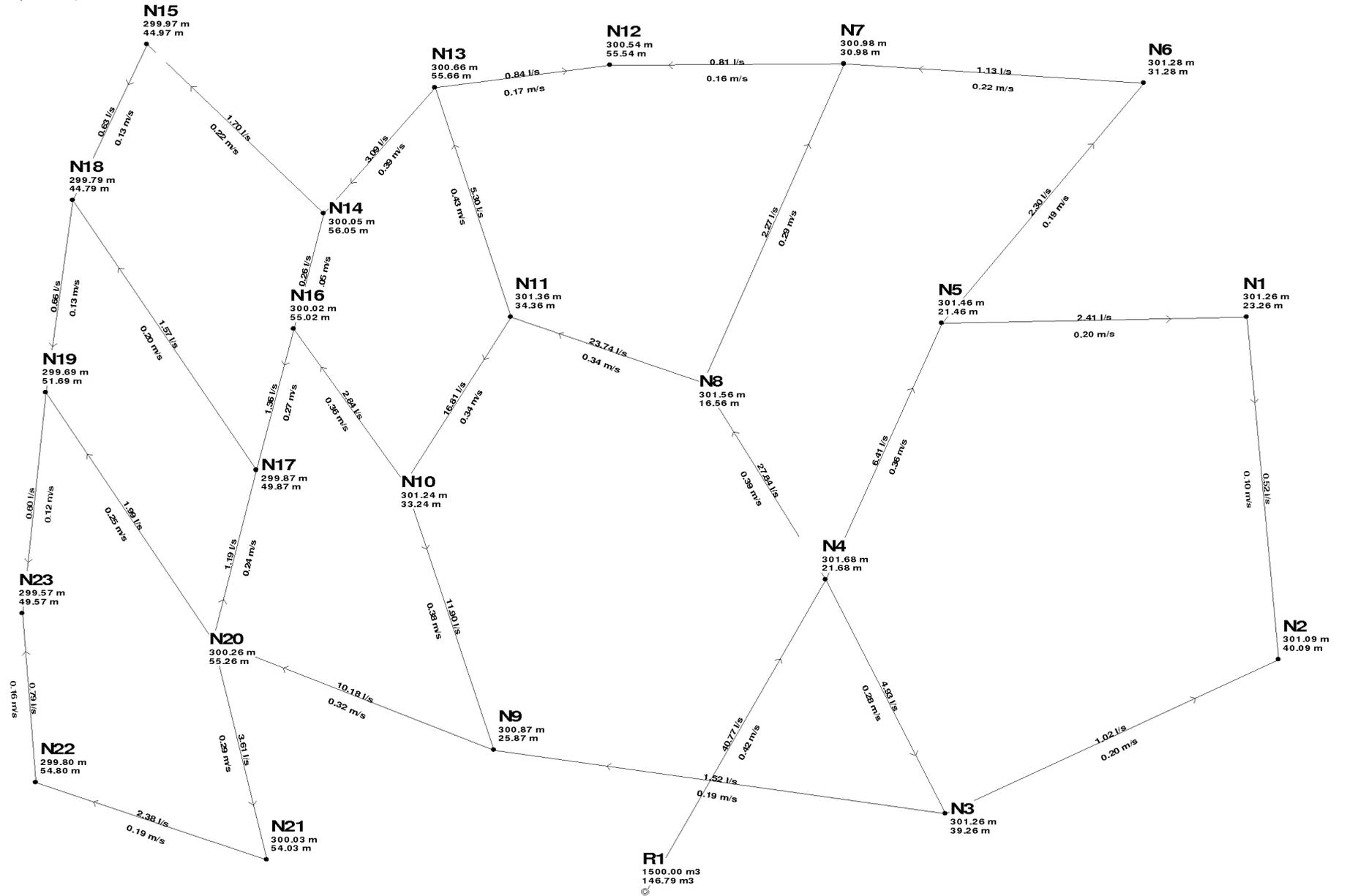
— Série1

courbe caracteristique du noeud N°23

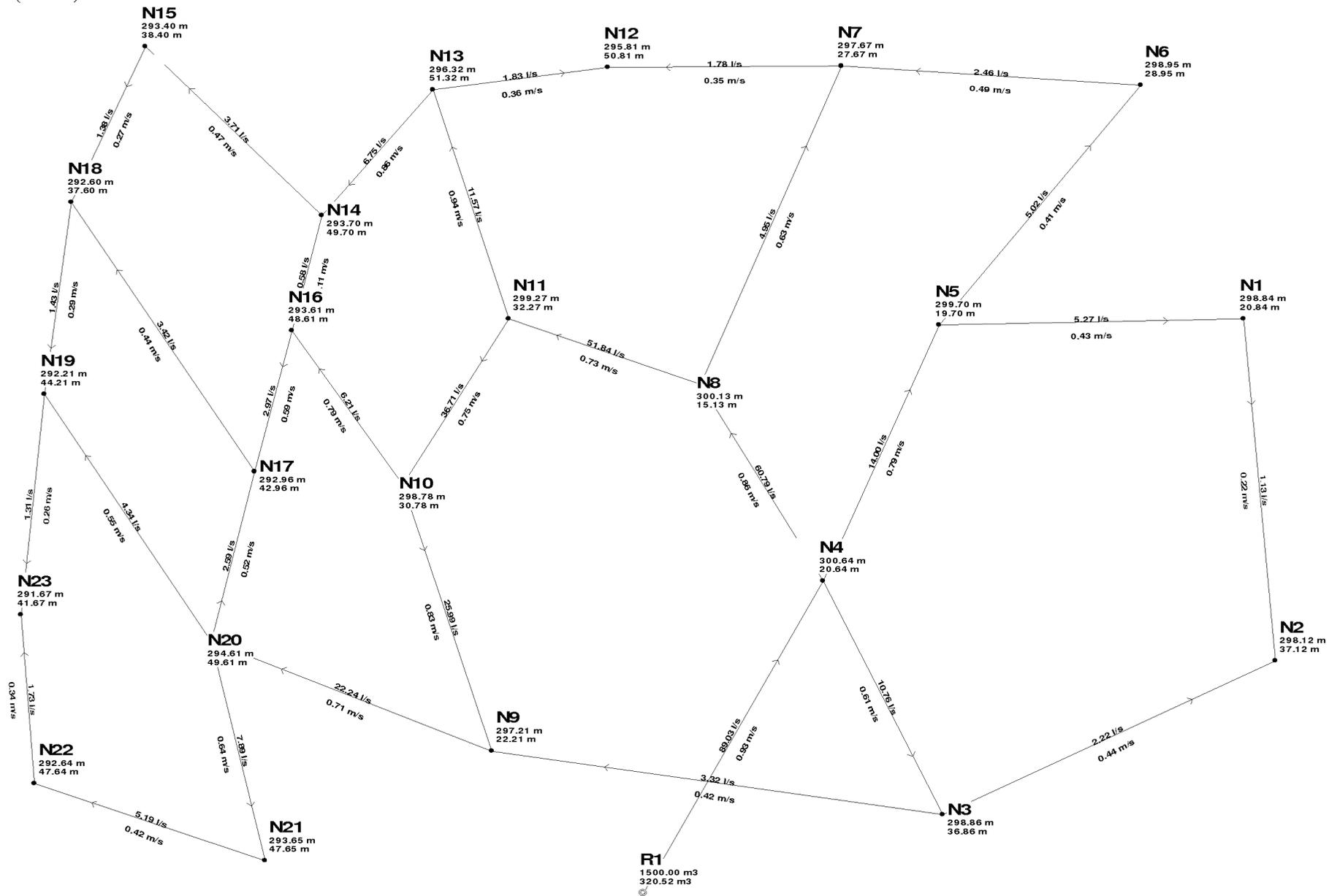


— Série1

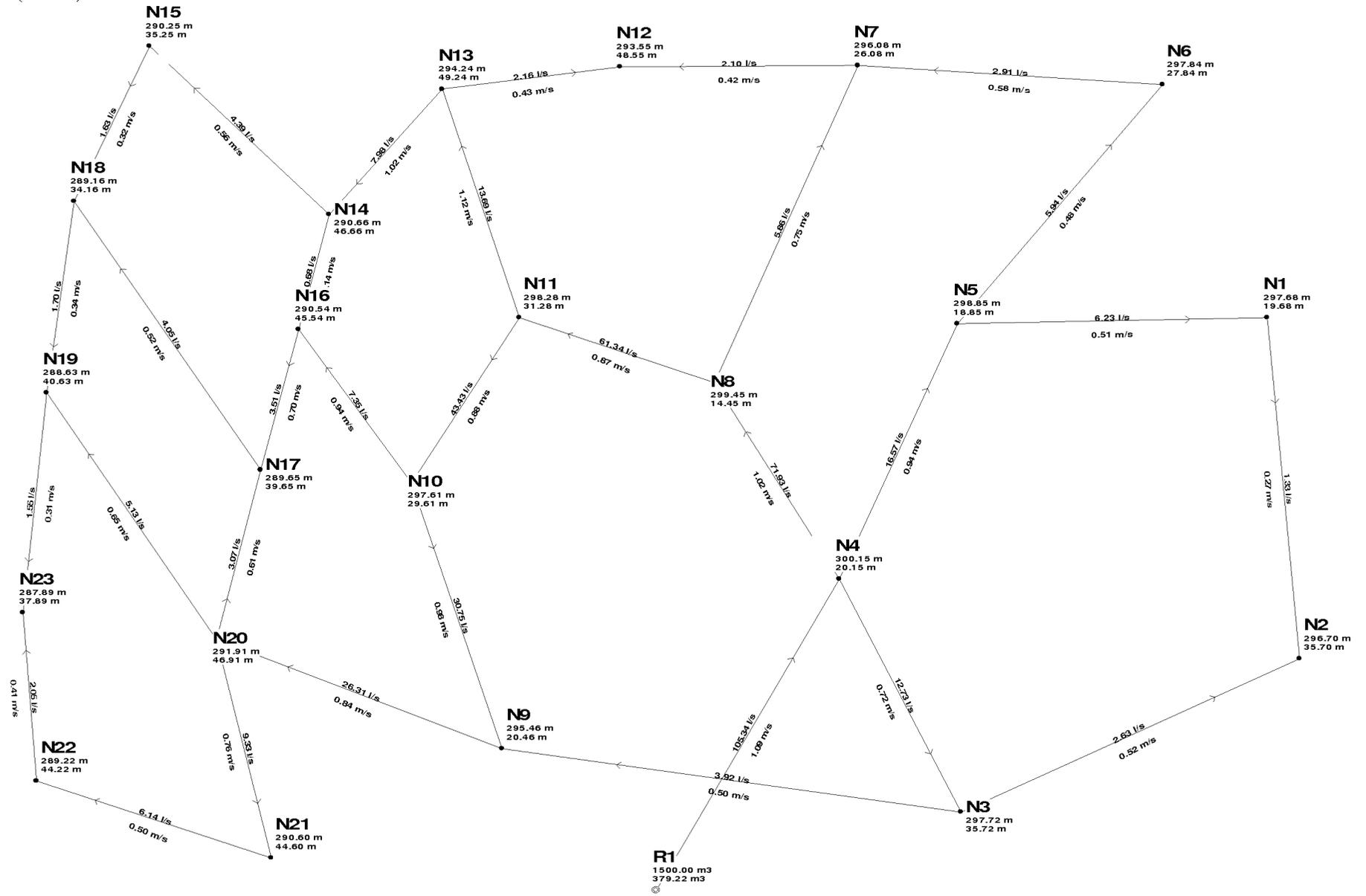
4-5 (heure)



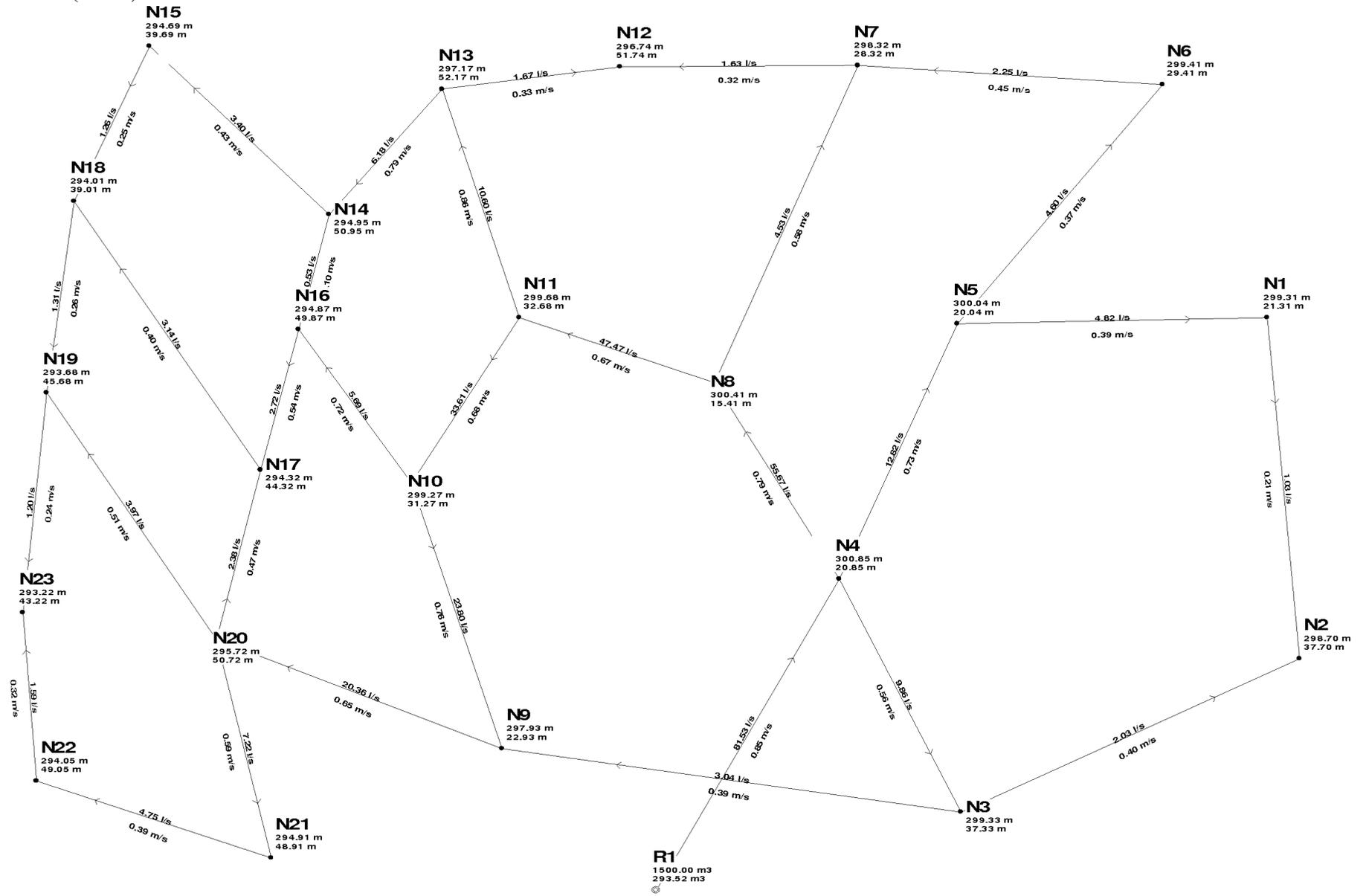
6-7 (heure)



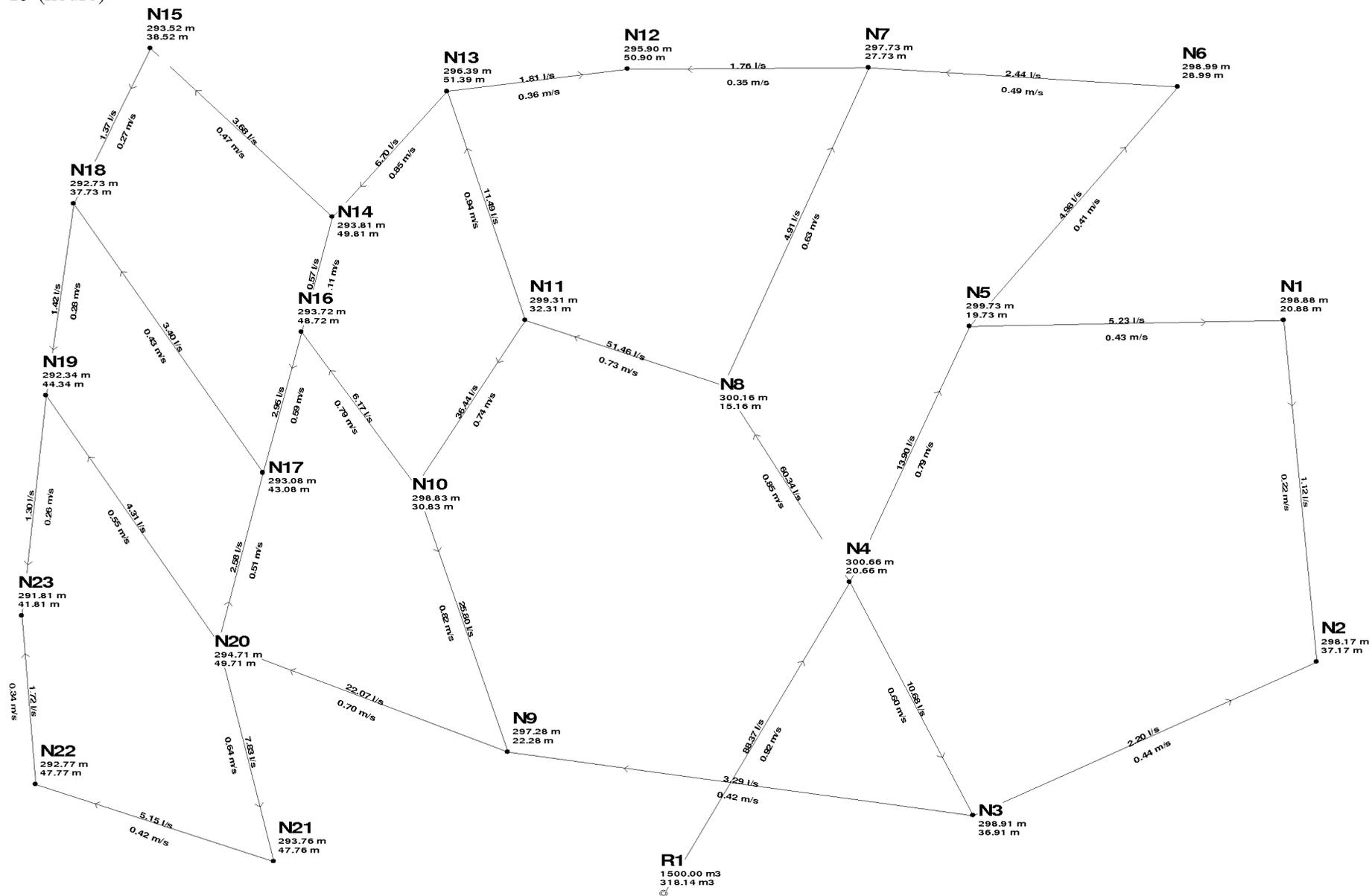
7-8 (heure)



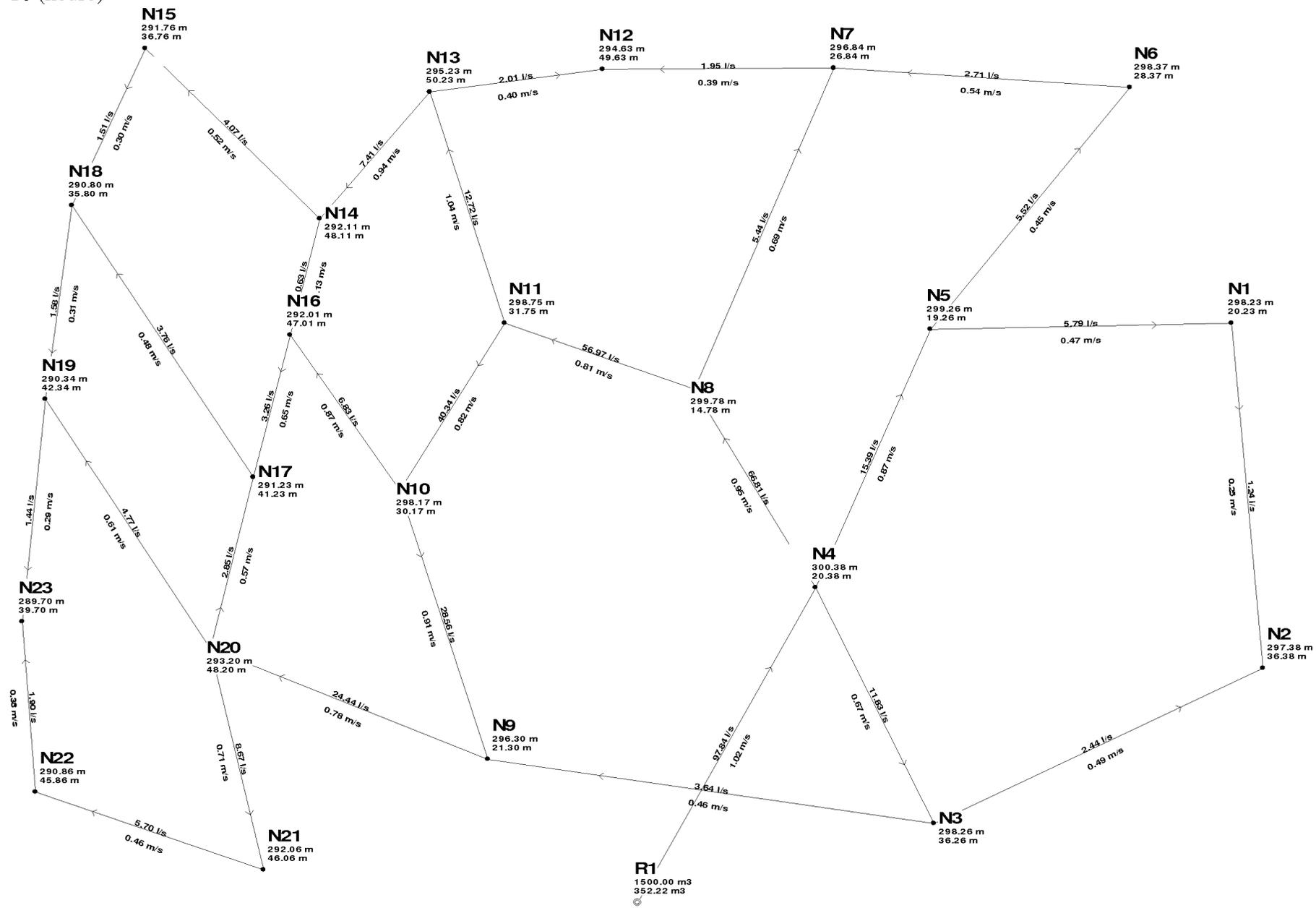
12-13-14 (heure)



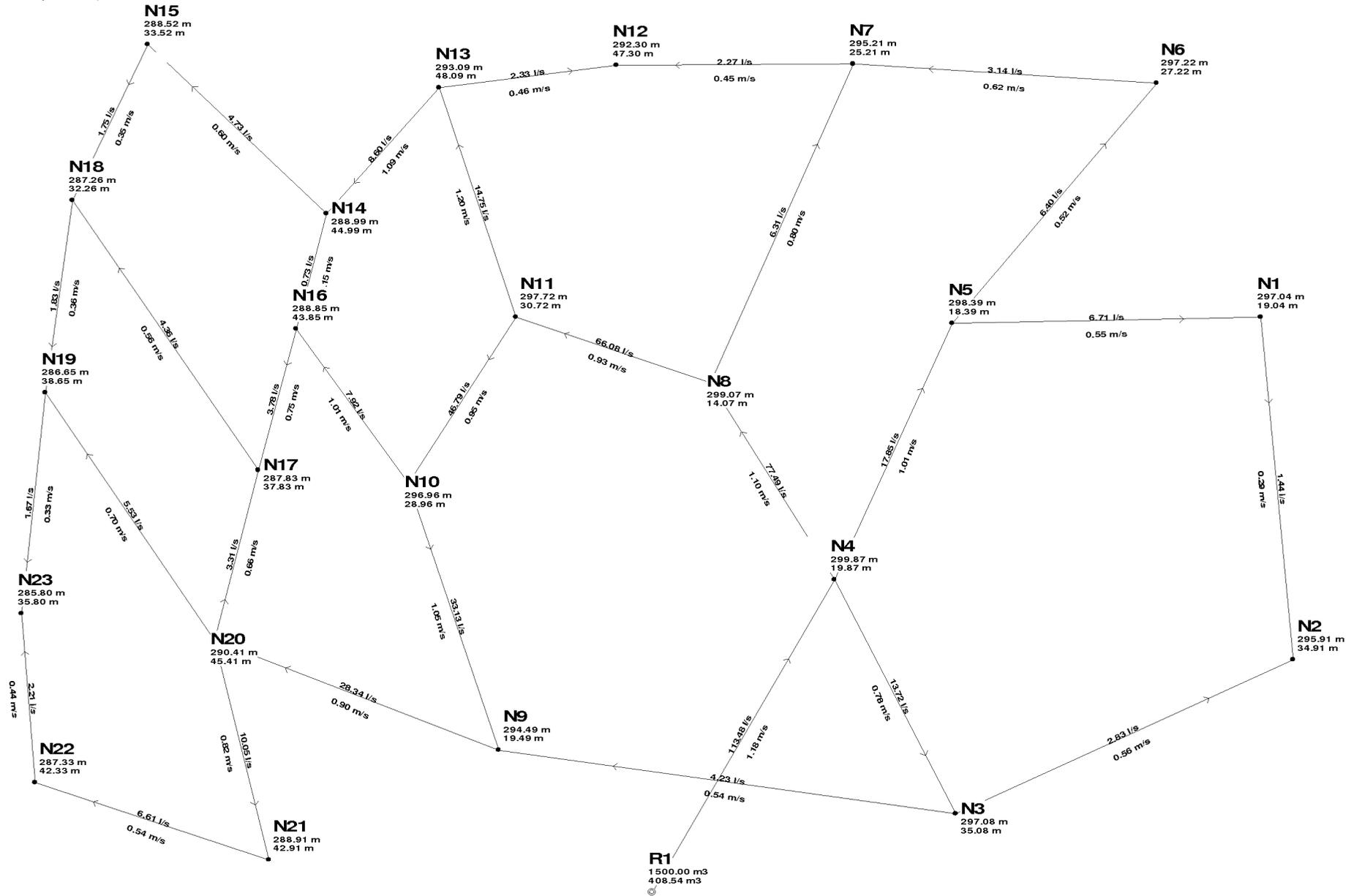
14-15 (heure)



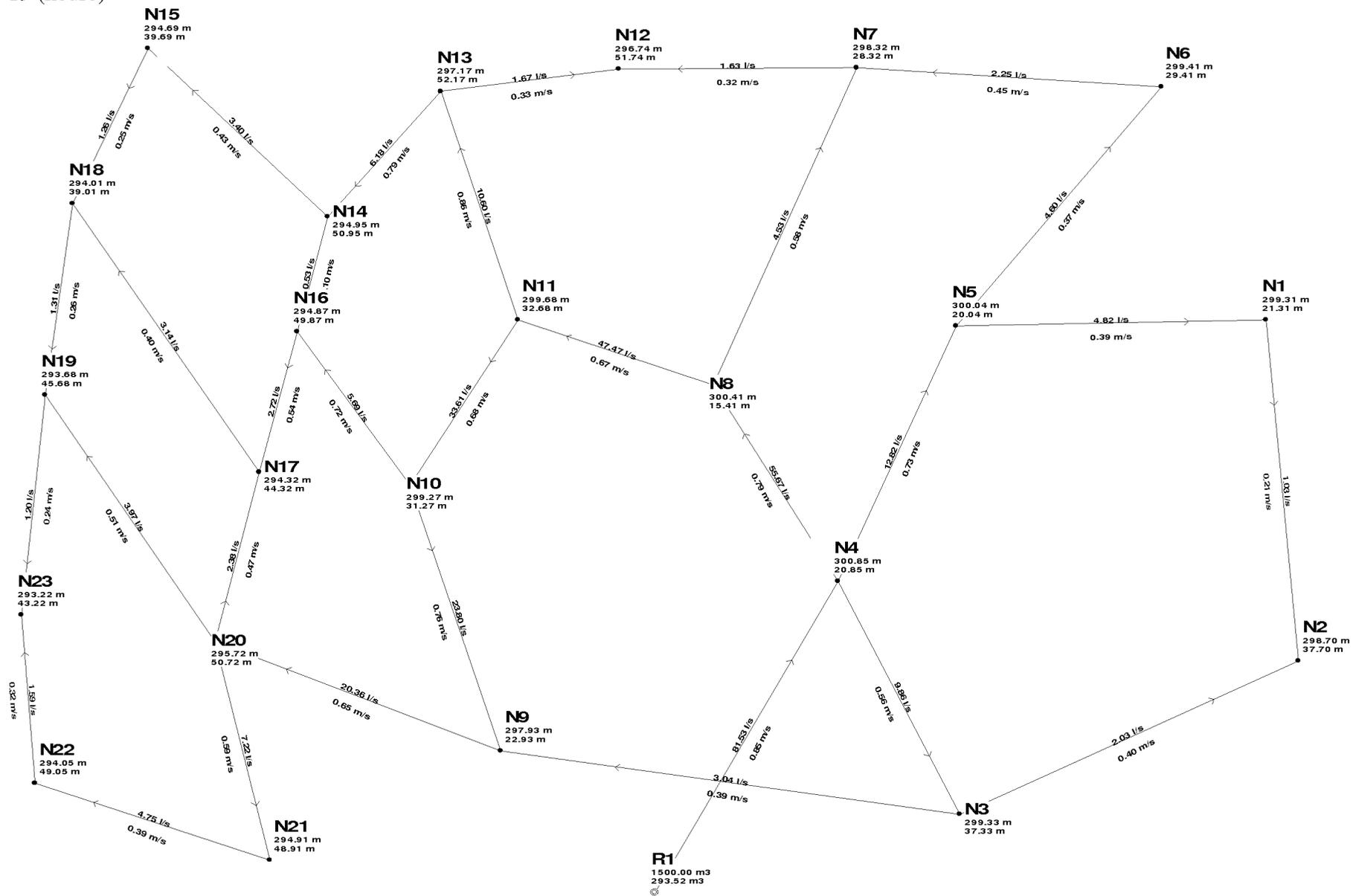
15-16 (heure)



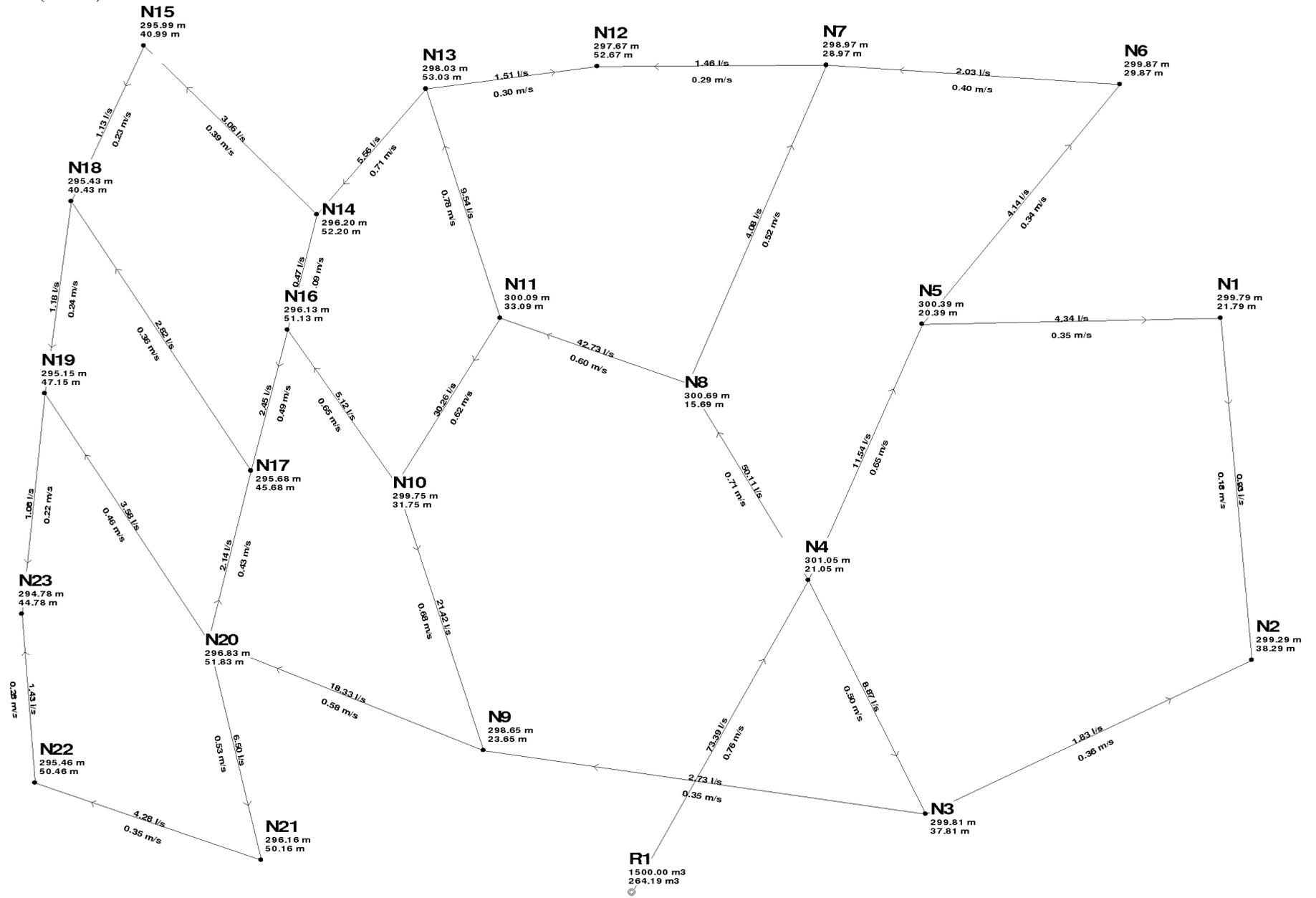
16-17 (heure)



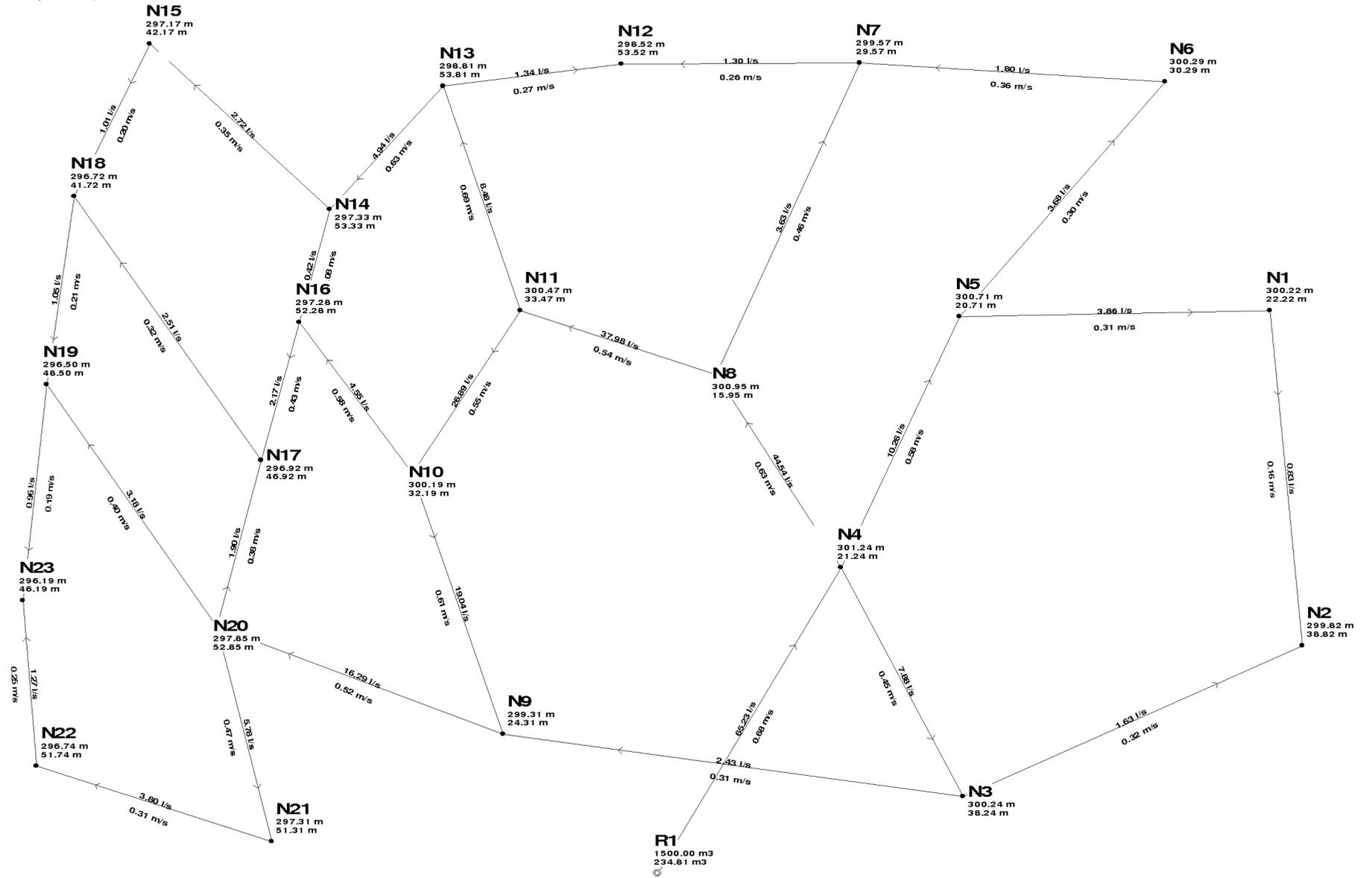
18-19 (heure)



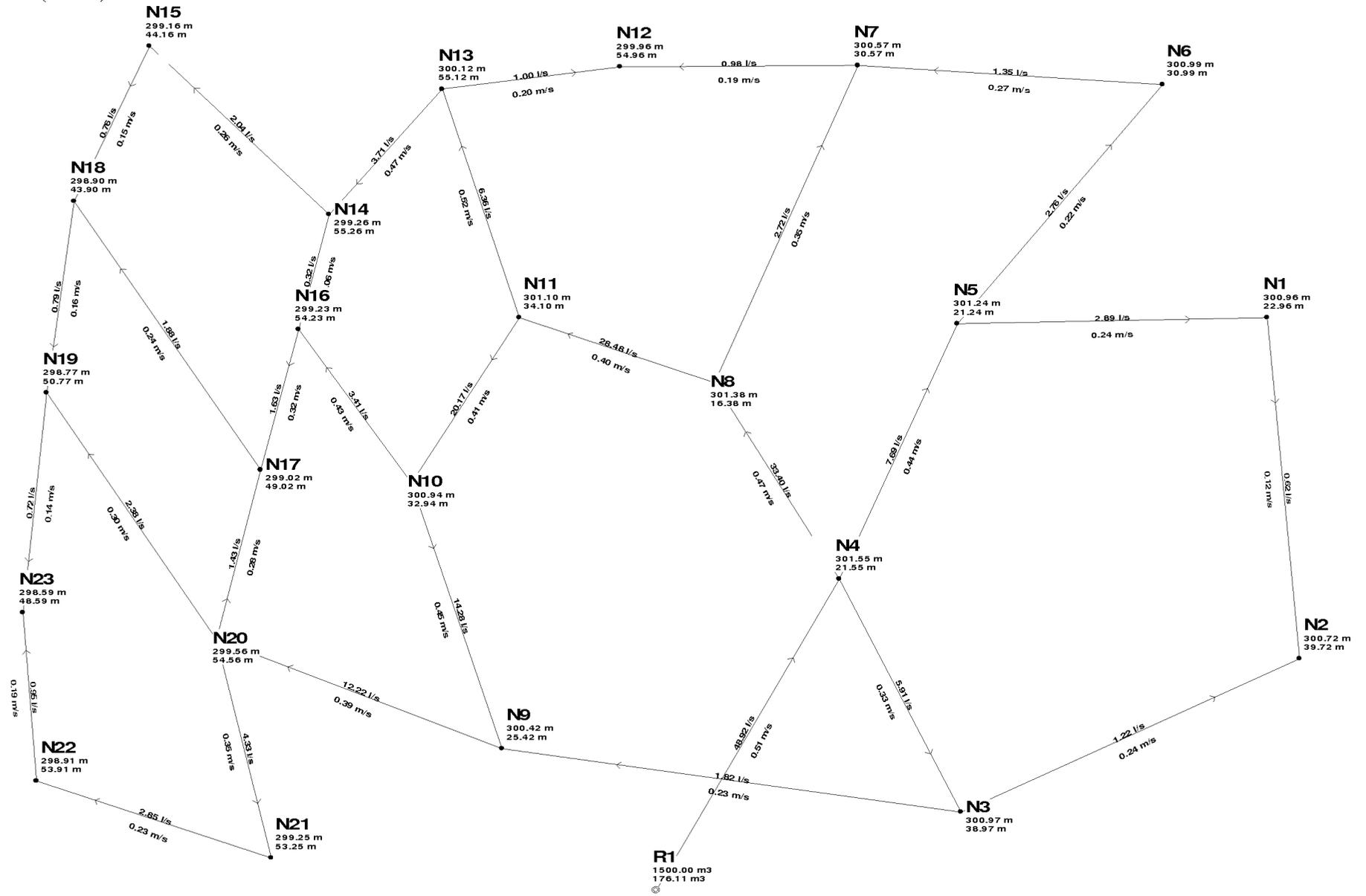
19-20 (heure)



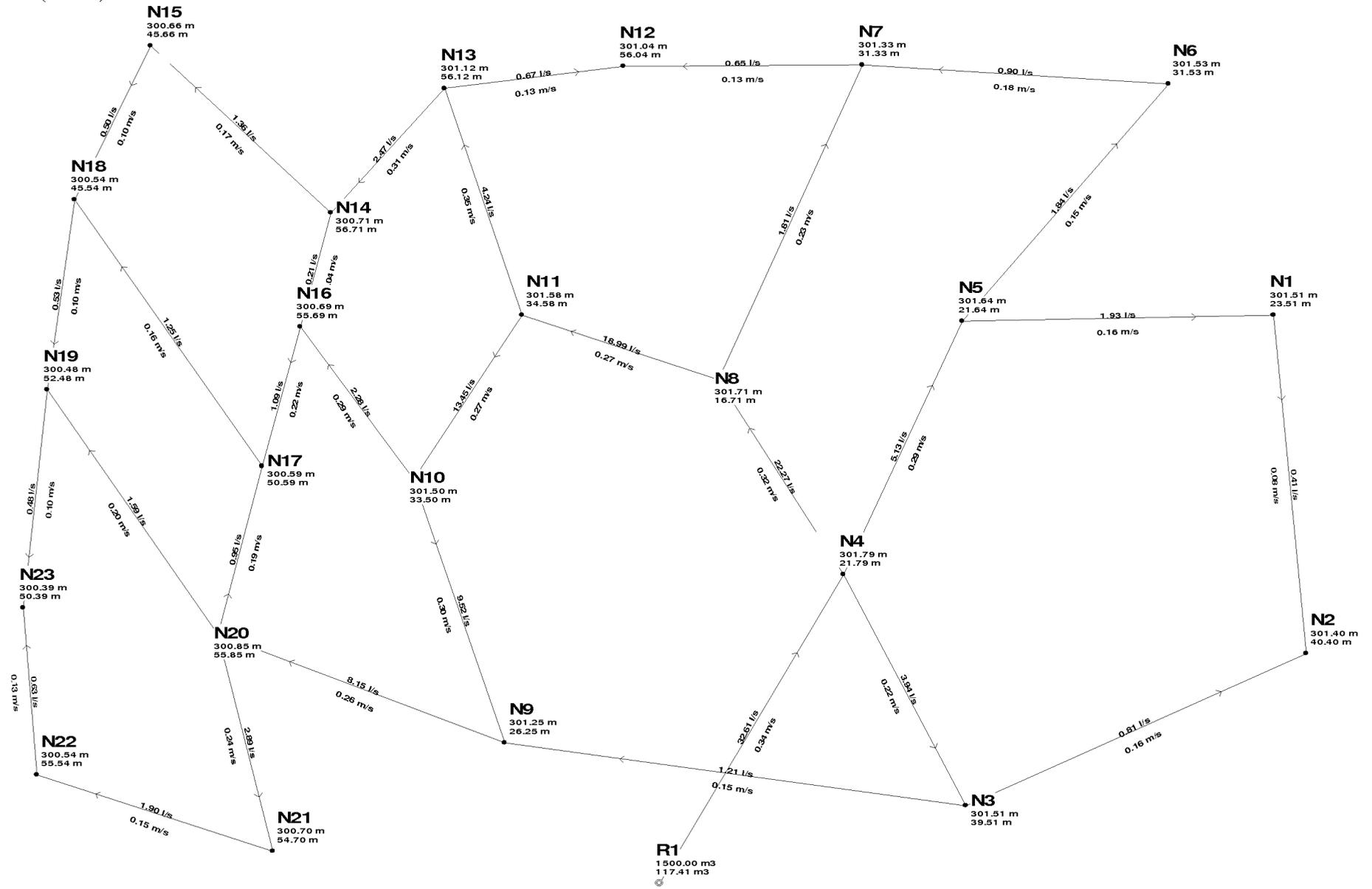
20-21(heure)



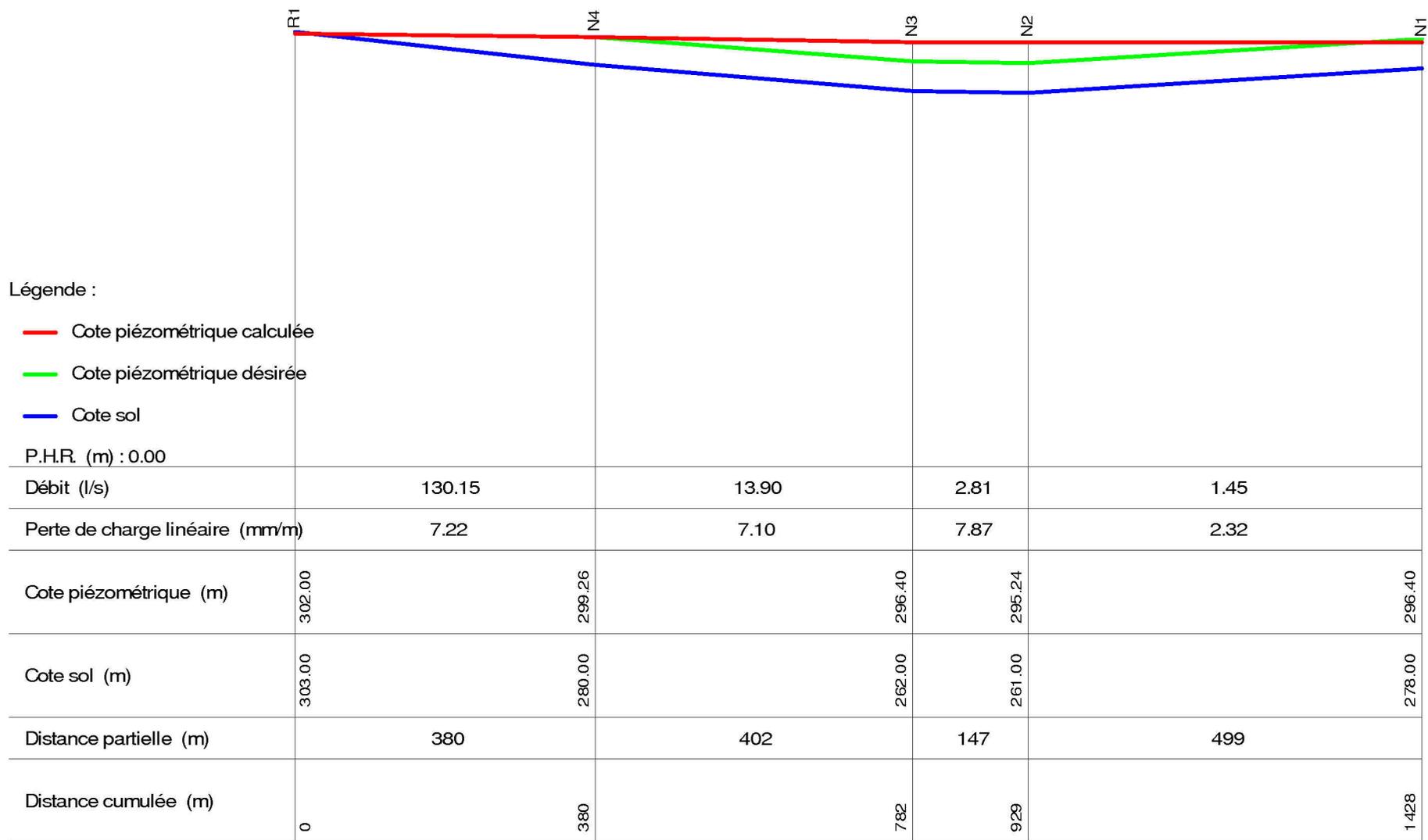
21-22 (heure)



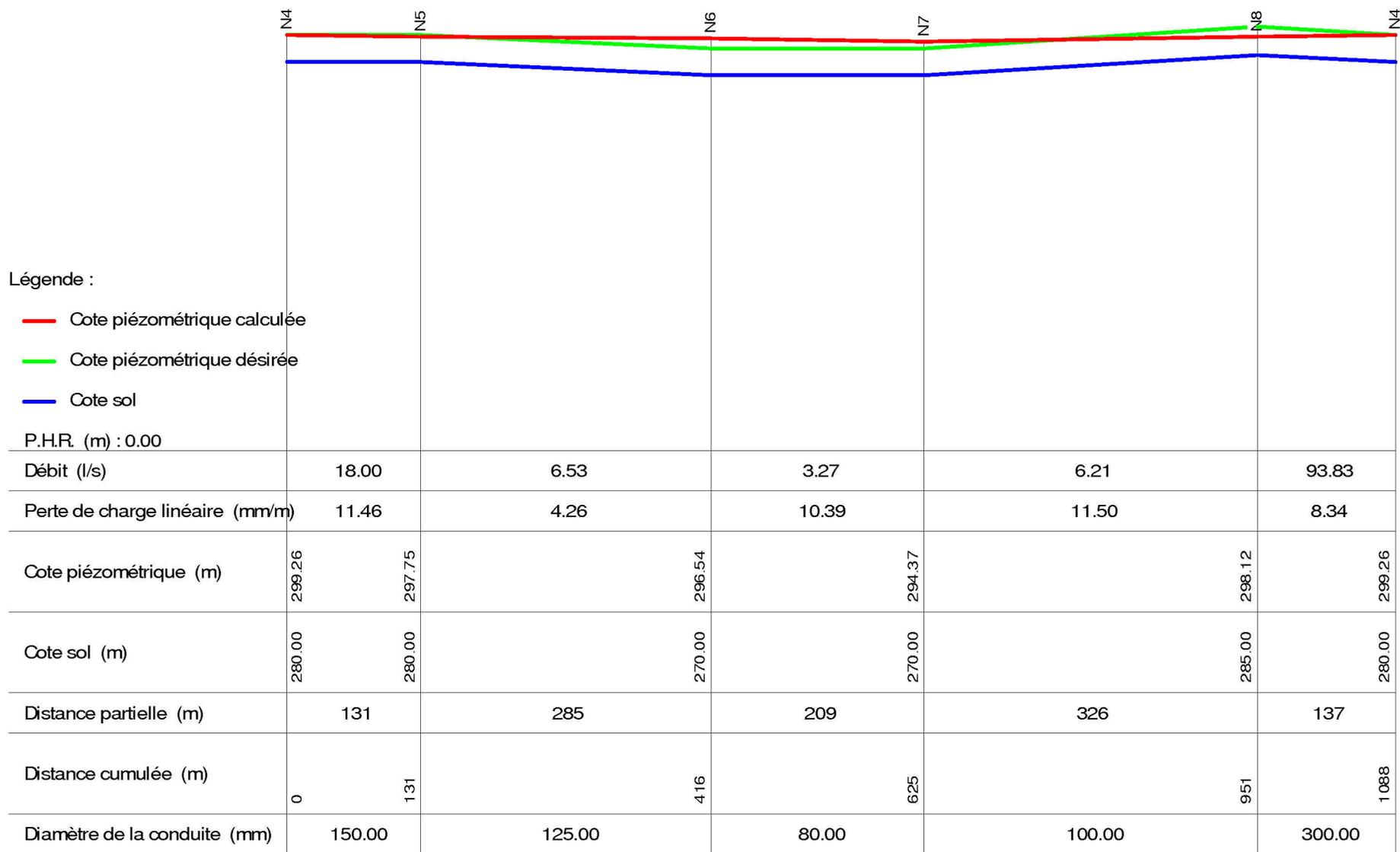
22-23 (heure)



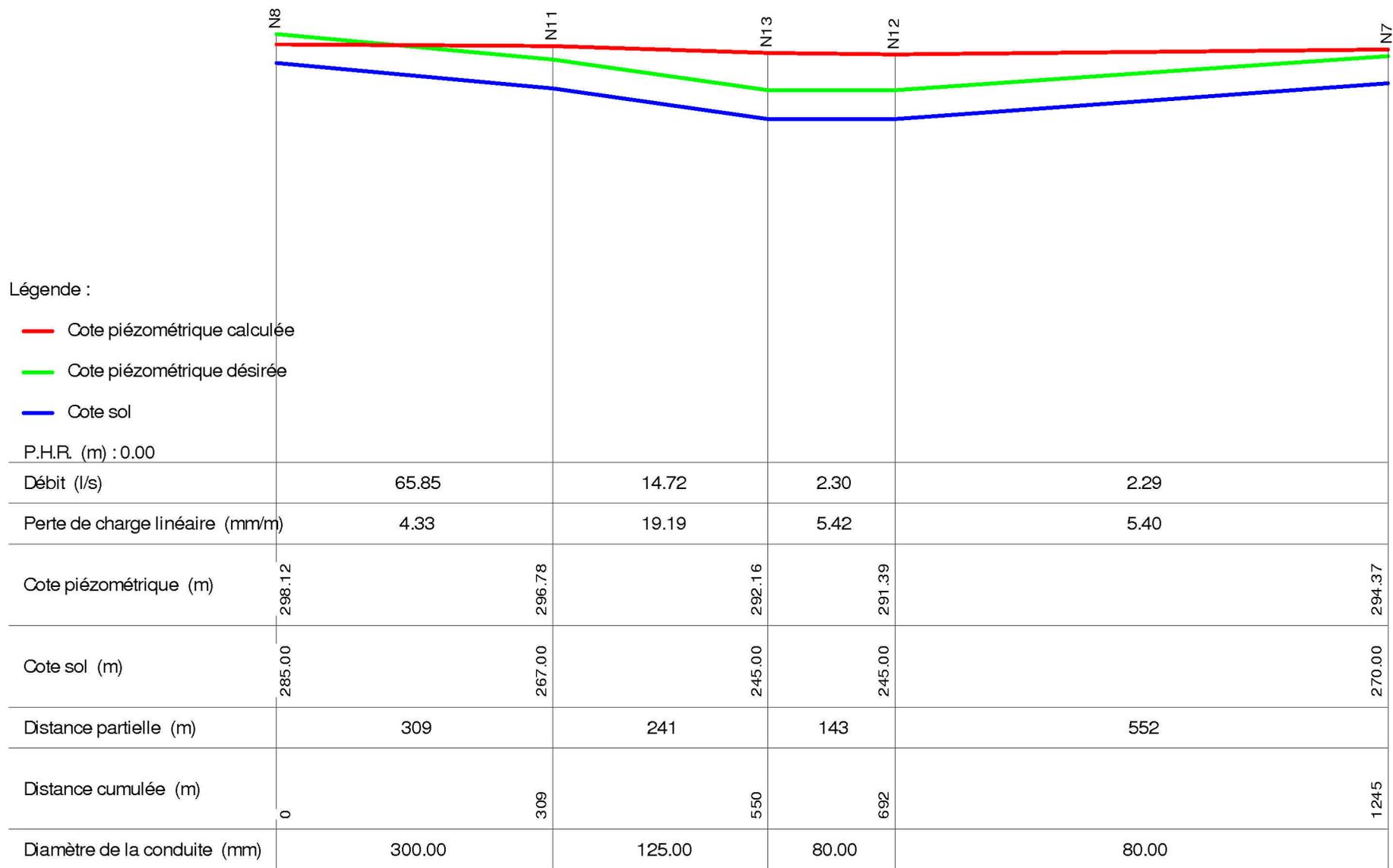
carnet des profils



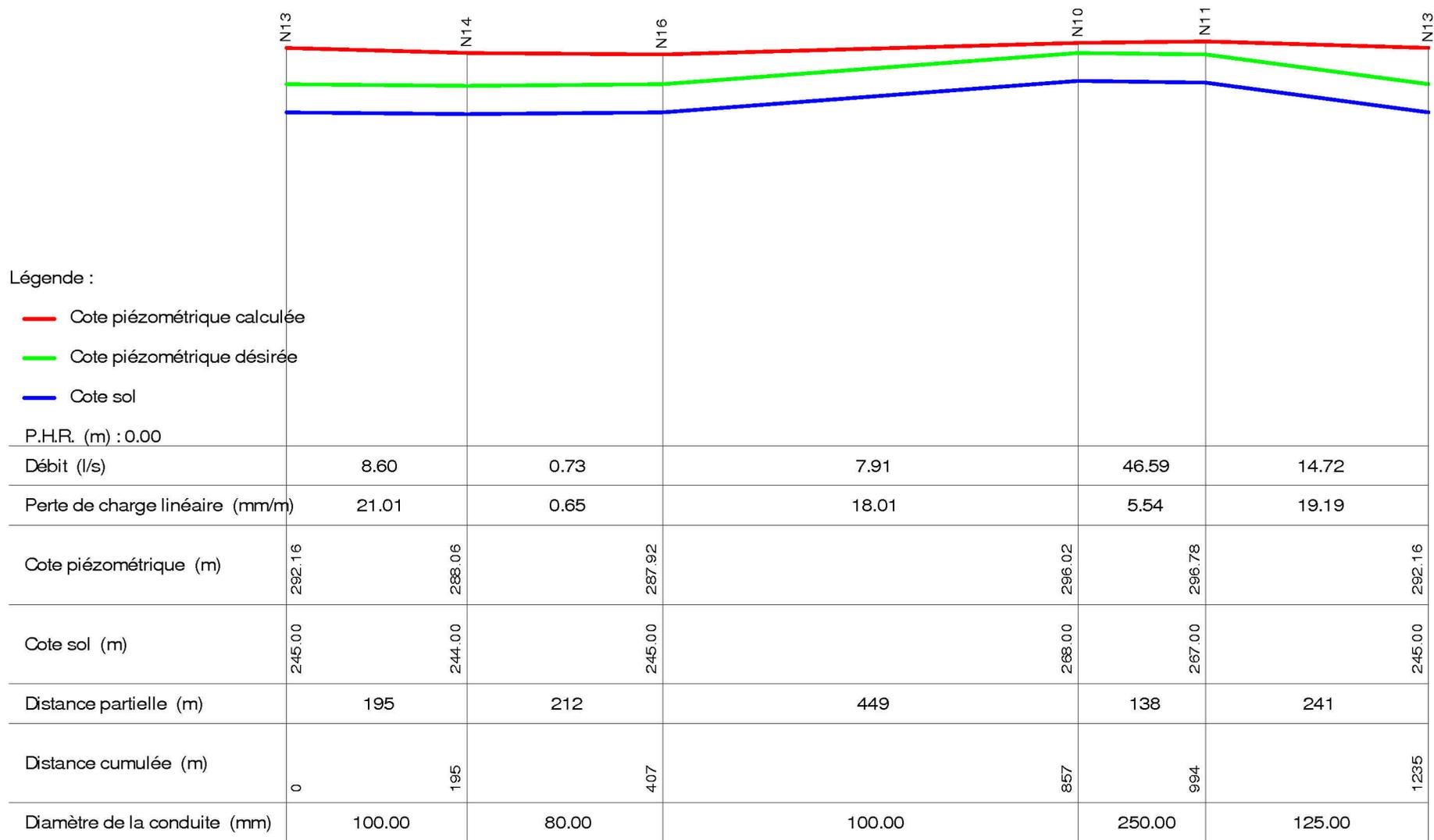
Profil en long des tronçons R1-4 ; 4-3 ; 3-2 ; 2-1



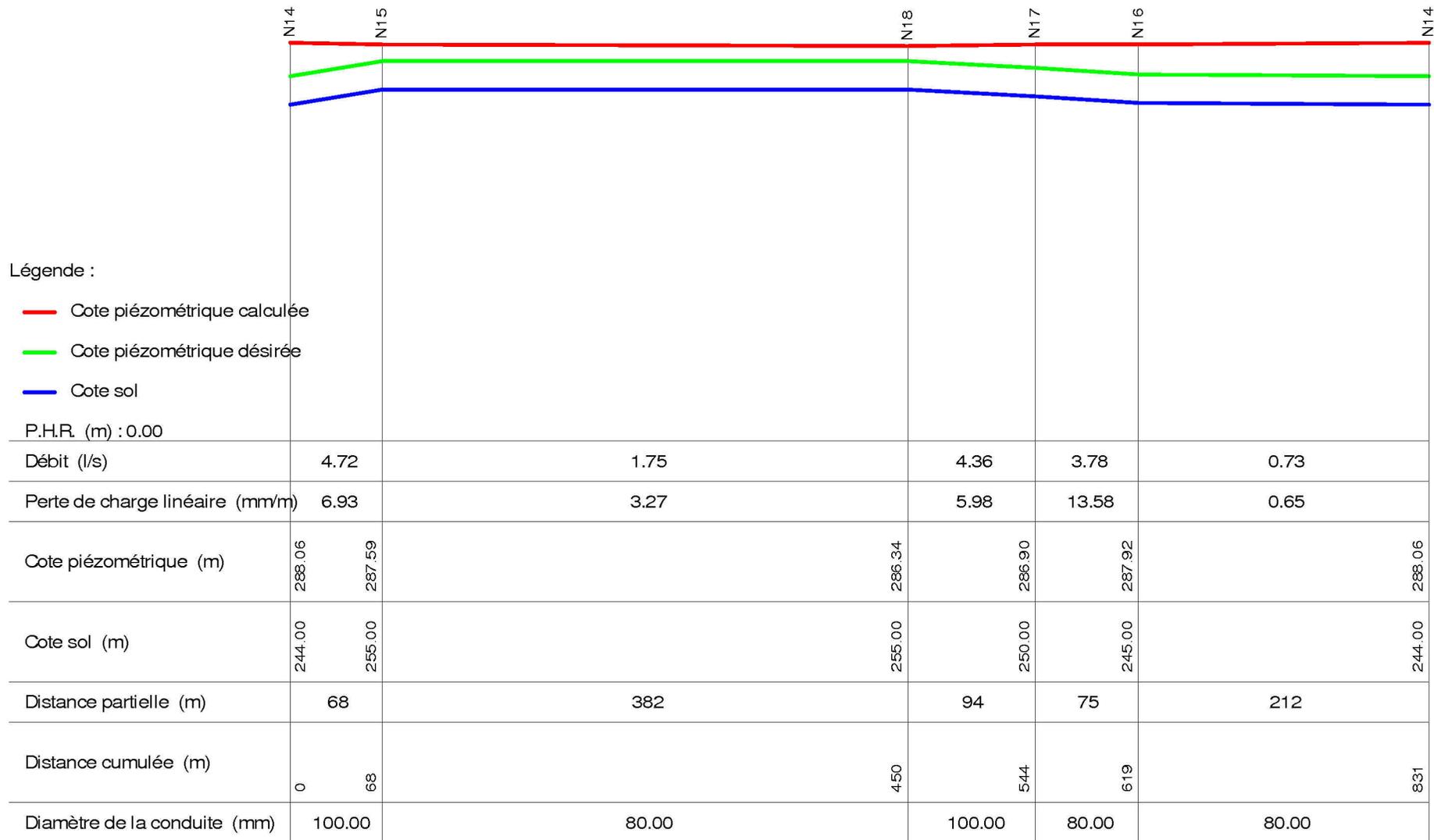
Profil en long des tronçons 4-5 ;5-6 ;6-7 ;7-8 ;8-4



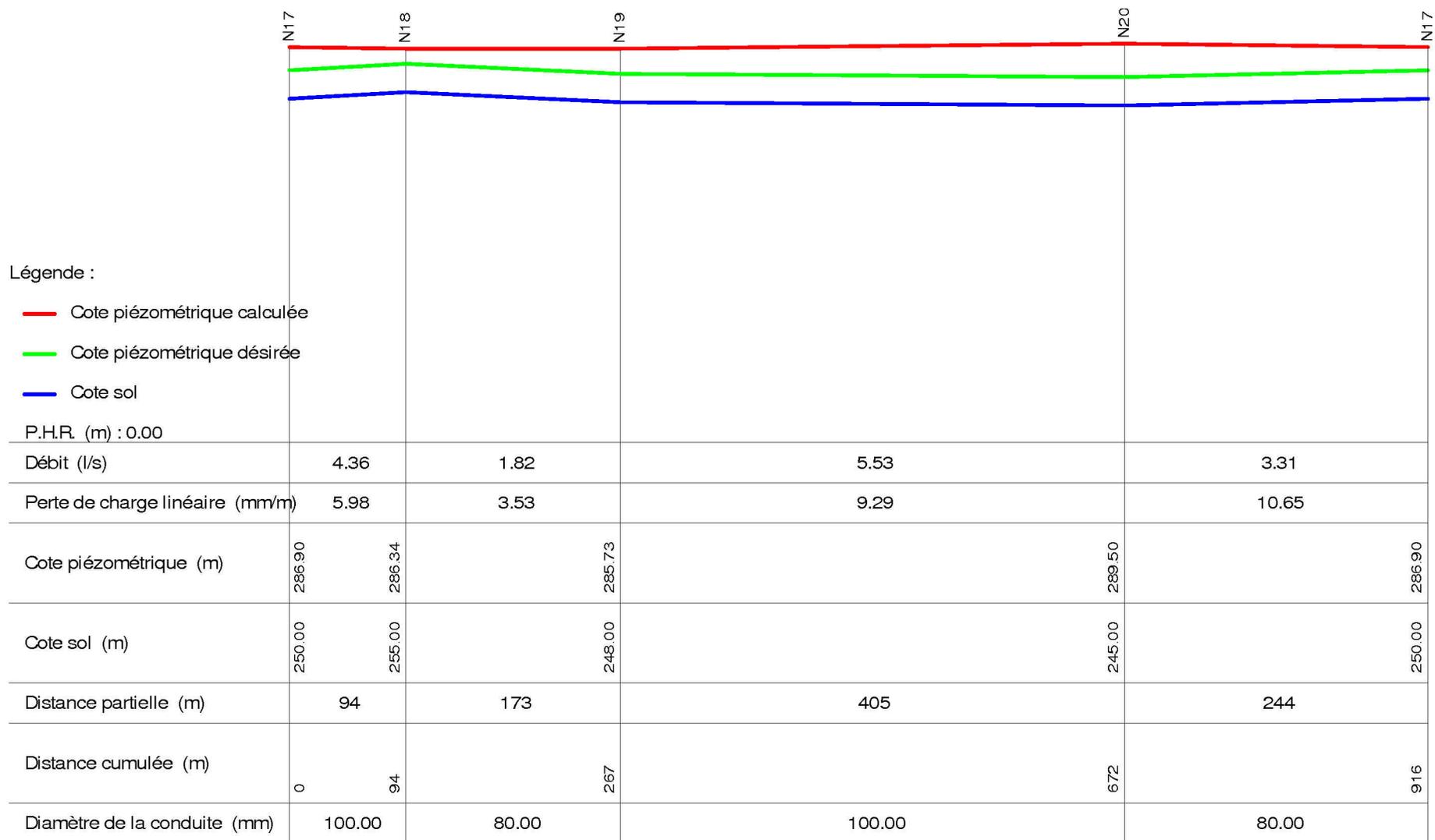
Profil en long des tronçons 8-11 ; 11-13 ; 13-12 ; 12-7



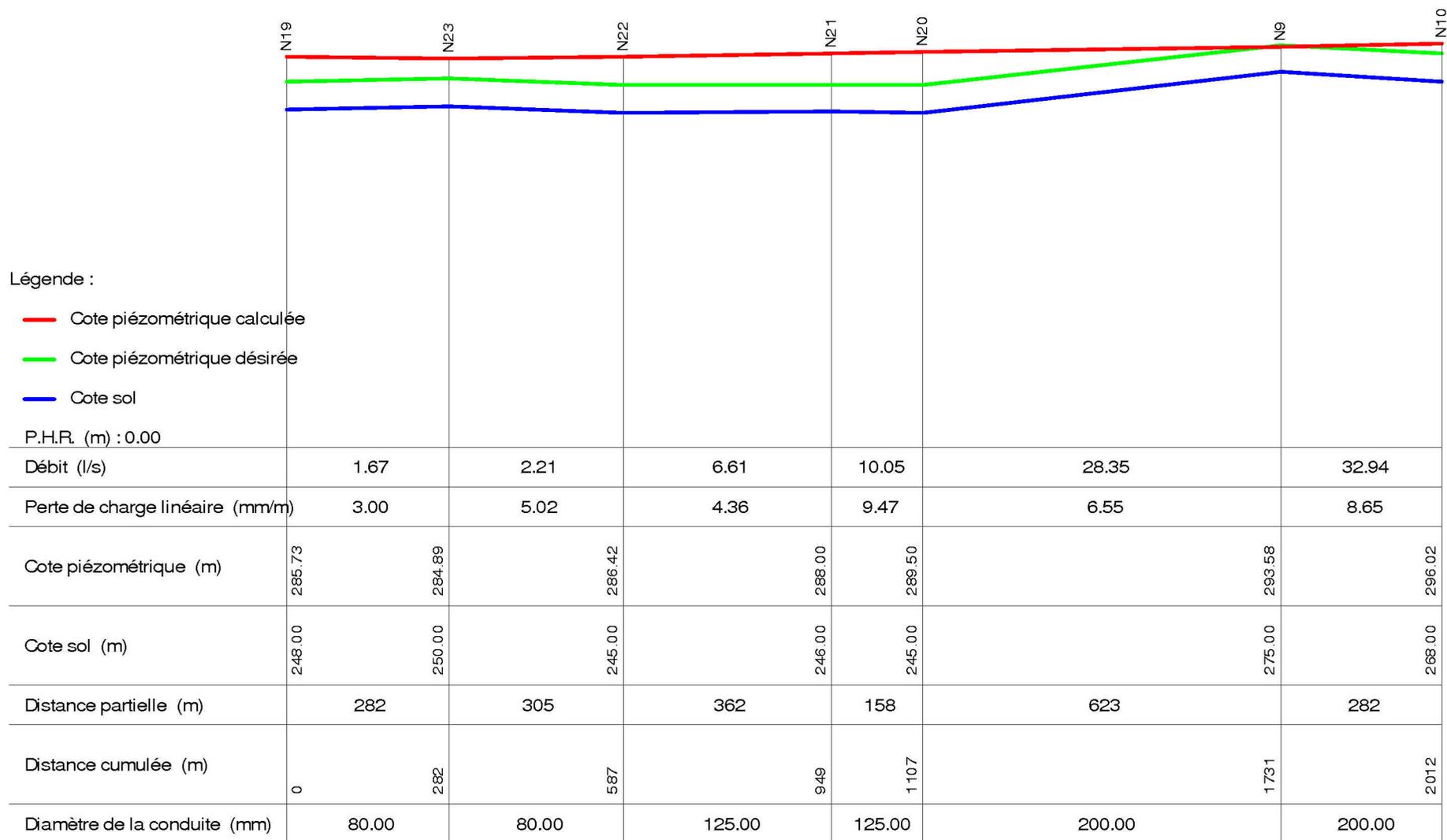
Profil en long des tronçons 13-14 ; 14-16 ; 16-10 ; 10-11 ; 11-13



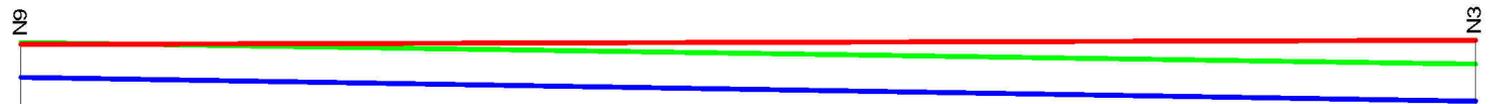
Profil en long des tronçons 14-15 ; 15-18 ; 18-17 ; 17-16 ; 16-14



Profil en long des tronçons 17-18 ; 18-119 ; 19-20 ; 20-17



Profil en long des tronçons 19-23 ; 23-22 ; 22-21 ; 21-20 ; 20-9 ; 9-10



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		4.43	
Perte de charge linéaire (mm/m)		6.14	
Cote piézométrique (m)	293.58		296.40
Cote sol (m)	275.00		262.00
Distance partielle (m)		459	
Distance cumulée (m)	0		459
Diamètre de la conduite (mm)		100.00	

Profil en long du tronçon 9-3

Biographie

[1] **M.C Salah Boualem**

Polycopie cours d'A.E.P 4^{eme} et 5^{eme} année :
E.N.S.H (1993)

[2] **Dupont :**

Hydraulique urbaine (Tome II)
Editions Eyrolles paris 1979

[3] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU :**

(Deuxième édition).

Tome1

[4] **VAMBARTSOUMAIAN**

Recommandations méthodologiques
(Deuxième édition).

- Documents de la D.H.W de Blida et de l'A.P.C de Bouarfa.